

REFORÇO DE VIGAS DE MADEIRA COM ELEMENTOS DE AÇO EM OBRAS DE REABILITAÇÃO

FRANCISCO FORTUNA OLIVEIRA DIAS CARNEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

AGRADECIMENTOS

Dirijo o meu profundo agradecimento ao Professor João Miranda Guedes por ter posto tanto interesse na orientação deste trabalho, pelo apoio, rigor e pela motivação que me proporcionou ao longo deste percurso.

Ao Eng. Manuel Pona, da Direção de Estudos e Projetos da Sociedade de Construções Soares da Costa SA, responsável pela disponibilização deste tema no âmbito do “Prémio Talento Soares da Costa 2012”.

Ao Professor José Miguel Castro, pelo auxílio dado na fase final deste trabalho.

Ao Professor José Amorim Faria, pela atenção demonstrada e partilha de conhecimentos.

Ao Eng. Tiago Ilharco Dias, do NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património Lda., pelo fornecimento do Relatórios de Inspeção de dois edifícios no Centro Histórico do Porto e pelo apoio prestado.

À Dra. Isabel Alves, da Divisão Municipal de Urbanismo da Câmara Municipal do Porto, pela disponibilização de informação e amizade.

À Arq^a. Marta Cunha, do Departamento Municipal de Museus e Património Cultural da Câmara Municipal do Porto, pelos conhecimentos que me transmitiu relativamente ao Edifícios Históricos existentes na cidade do Porto.

À Eng^a. Margarida Guimarães, do Porto Vivo, SRU, e ao Professor Hipólito Sousa, da empresa SOPSEC, Sociedade de Prestação de Serviços de Engenharia Civil S.A., pela disponibilização do projeto de uma obra enquadrada no tema deste trabalho.

Ao Dr. Carlos Correia, da AICCOPN, Associação dos Industriais da Construção da Construção Civil e Obras Públicas, pela estima com que sempre tratou todos os meus apelos.

Ao Arq. Lourenço Menezes Rodrigues, do Gabinete de Arquitetura e Design OODA, pelo auxílio no tratamento digital de imagens.

À minha família e amigos, em especial à minha Mãe, por toda a compreensão e apoio.

À Francisca, pela constante paciência, incentivo e carinho que me proporcionou ao longo destes meses.

RESUMO

Em Portugal é notório o crescente movimento da reabilitação estrutural de edifícios antigos como resposta às condições atuais do mercado da construção. Esta conjuntura recente fez despontar o estudo de uma grande diversidade de soluções construtivas, muitas delas fazendo recurso a novas tecnologias e materiais, assentes em ensaios experimentais e modelos de cálculo complexos, embora algumas ainda se apresentem pouco adequadas a obras de reabilitação. Resulta assim a necessidade de disponibilização de possibilidades de intervenção com recurso a materiais e procedimentos tradicionais, baseados em modelos de cálculo diretos e comprovados, que assegurem a todos os intervenientes neste processo um conhecimento seguro relativamente ao comportamento que a estrutura irá ter.

A utilização do betão armado em obras de reabilitação com pavimentos em madeira, essencialmente através de lajes mistas madeira-betão, é um tema já abordado em profundidade que assegura a implementação desta solução com elevado grau de segurança em obras correntes. Em contrapartida, a alternativa recorrendo ao aço, originando uma maior diversidade de soluções menos intrusivas e reversíveis, apresenta-se comparativamente menos desenvolvida neste âmbito.

Como proposta, e tentado explorar uma área ainda pouco desenvolvida, no presente trabalho são apresentadas metodologias de reabilitação/reforço de pavimentos em madeira através do uso de elementos em aço. Inicialmente são expostas as principais características físicas e mecânicas da madeira como material estrutural, bem como as principais patologias e respetivas causas que apresenta a sua utilização. A importância da etapa de inspeção e diagnóstico na avaliação do estado atual de um pavimento de madeira é clarificada através da exposição dos principais ensaios *in situ* e também a partir de conclusões que se podem obter a partir dos seus resultados, bem como a avaliação da segurança do pavimento e a necessidade de intervenção, também fruto desta fase.

Numa segunda fase do trabalho serão abordadas diversas soluções de reabilitação de pavimentos de madeira que envolvem a utilização do aço, de acordo com o tipo de problema que apresentam, quer ao nível local – zona dos apoios, nó de ligação entre vigas e meio vão, quer ao nível global – em toda a sua extensão. Salienta-se que todas as possibilidades de intervenção expostas têm como objetivo promover o comportamento conjunto dos dois materiais, realizado através de conexões mecânicas (parafusos, parafusos de porca, cavilhas, etc.), em detrimento do uso de novas tecnologias de ligação (colas, resinas e argamassas epoxídicas) cujo comportamento com o decorrer tempo e em algumas situações limite, engloba ainda algum tipo de incertezas relativamente à sua utilização.

O trabalho é concluído com a adaptação de um modelo de cálculo, proposto no *Eurocódigo 5*, para dimensionamento de reforços locais para vigas de madeira com elementos em aço conectados mecanicamente. A metodologia de cálculo é pormenorizada para duas soluções de reforço, sendo discutidos os resultados inerentes a cada uma.

PALAVRAS-CHAVE: inspeção e diagnóstico, reabilitação e reforço, madeira-aço, sistemas de ligação semi-rígidos, folha de cálculo

ABSTRACT

In order to cope with the present needs of the building market in Portugal, the structural rehabilitation of old buildings is an increasing movement. The actual juncture brought to light the study of a huge variety of building construction solutions. This juncture led to the study of a big diversity of building solutions, many of which falling back on new technologies and materials, based on experimental tests and complex calculation models, though little adequate to the current rehabilitation projects. Therefore the necessity of intervention possibilities such as the use of traditional materials and procedures based on direct and tested calculation models which will ensure deep knowledge about the structure performance to the participants in this process.

The use of concrete in rehabilitation works with wooden floors, mostly in composite wood-concrete slabs, is a deeply approached subject, which ensures the use of this solution in ongoing works providing high security levels. On the other hand, the steel alternative, allowing a wider diversity of less invasive and reversible solutions, appears to comparatively be less developed in this context.

As a proposal supporting this new juncture, trying to explore an area little developed still, a new methodology to restoring/reinforcement of wooden floors through the inclusion of steel elements is presented in this work. In the beginning, the explanation of the main physical and mechanical characteristics of the wood as a structural material is mentioned, as well as the main pathologies and the consequent causes of its use. The importance of the inspection and diagnosis step in the evaluation of a wooden floor condition is clarified both through the main tests “in situ” exhibition and the conclusions obtained from its results, including the pavement security evaluation as well as the intervention necessity, as a result of this step.

In a second phase of the work, various wooden floor rehabilitation solutions using steel, will be approached according to the type of problem they show, both on a local level – supporting areas, linking notches between beams, midspan and a global level – overall its extension. It is duly enhanced that all mentioned intervention possibilities have the common purpose of promoting the two materials altogether, obtained through mechanical joints (screws, nut screws, fasteners and so on), against the use of joint new technologies (glues, resins and epoxy mortar) which performance allied to the structure is still uncertain and inconclusive to its use.

The work will end up with the adapting of a calculation model, proposed on the *Eurocode 5*, meant to dimension local reinforcements on wooden beams with steel elements mechanically connected. The calculation methodology is sized for two reinforcement solutions mentioned before, with inherent result discussion.

KEY-WORDS: analysis and diagnosis, rehabilitation and strengthening, composite structures steel-timber, semi-rigid connection systems, worksheet

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1.INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS DO TRABALHO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	4
2.MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL.....	7
2.1. INTRODUÇÃO	7
2.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO	8
2.3. ESPECIFICIDADES	10
2.3.1. ÁRVORE E MADEIRA	10
2.3.2. DEFEITOS NATURAIS.....	12
2.3.3. DURABILIDADE NATURAL	12
2.3.4. COMPORTAMENTO AO FOGO	13
2.4. PROPRIEDADES FÍSICAS	14
2.4.1. TEOR EM ÁGUA E HIGROSCOPICIDADE	14
2.4.2. MASSA VOLÚMICA APARENTE	15
2.4.3. RETRACTILIDADE	15
2.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS	16
2.5.1. INTRODUÇÃO	16
2.5.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	17
2.5.2.1. Resistência à tração paralela às fibras	17
2.5.2.2. Resistência à tração perpendicular às fibras	17
2.5.3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	18
2.5.3.1. Resistência à compressão paralela às fibras.....	18
2.5.3.2. Resistência à compressão perpendicular às fibras.....	18
2.5.4. RESISTÊNCIA À FLEXÃO ESTÁTICA	19
2.5.5. RESISTÊNCIA AO CORTE OU ESMAGAMENTO	20

2.5.6. DUREZA.....	21
2.5.7. FADIGA.....	21
2.5.8. RESISTÊNCIA A CARGAS DE LONGA DURAÇÃO – FLUÊNCIA	21
3.LEVANTAMENTO, INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO	23
3.1. INTRODUÇÃO	23
3.2. PATOLOGIAS EM PAVIMENTOS EM MADEIRA.....	24
3.2.1. INTRODUÇÃO	24
3.2.2. DEFEITOS NATURAIS.....	24
3.2.2.1. Introdução	24
3.2.2.2. Nós.....	25
3.2.2.3. Fendas.....	26
3.2.2.4. Inclinação do fio em relação ao eixo da peça	26
3.2.2.5. Empeno	26
3.2.3. ATAQUES DE INSETOS/FUNGOS.....	27
3.2.3.1. Introdução	27
3.2.3.2. Fungos xilófagos	27
3.2.3.3. Insetos xilófagos.....	30
3.2.3.3.1. Insetos sociais	30
3.2.3.3.2. Insetos de ciclo larvar	30
3.2.4. AGENTES ATMOSFÉRICOS.....	33
3.2.5. CONCEÇÃO DEFICIENTE	34
3.2.6. PONTOS CRÍTICOS EM PAVIMENTOS	36
3.3. INSPEÇÃO DOS DANOS	38
3.3.1. INTRODUÇÃO	38
3.3.2. INSPEÇÃO VISUAL	40
3.3.2.1. Introdução	40
3.3.2.2. Classes de qualidade	40
3.3.2.3. Classes de resistência	41
3.3.2.4. Relação entre classes de qualidade e de resistência	43
3.3.2.5. Classificação de madeira antiga. Método baseado na EN 338	43
3.3.3. AVALIAÇÃO POR EQUIPAMENTOS DE ENSAIO IN SITU	46
3.3.3.1. Introdução	46
3.3.3.2. Técnicas de inspeção tradicionais	47

3.3.3.3. Perfuração Controlada – <i>Resistograph</i>	48
3.3.3.4. Ultra-Sons - <i>Pundit</i> e <i>Sylvatest</i>	51
3.3.3.5. Medição da densidade superficial – <i>Pylodin</i>	53
3.3.3.6. Método das vibrações induzidas – <i>Metriguard</i>	54
3.3.3.7. Higrómetro	55
3.3.3.8. Objetivo <i>Versus</i> Técnica Inspeção	56
3.4. DIAGNÓSTICO	57
3.4.1. INTRODUÇÃO	57
3.4.2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA E MODELO ESTRUTURAL	59
3.4.3. AVALIAÇÃO DA POSSIBILIDADE DE INTERVENÇÃO	59
 4.SOLUÇÕES MADEIRA-AÇO EM REABILITAÇÃO	 63
4.1. INTRODUÇÃO	63
4.2. CONSIDERAÇÕES ESPECÍFICAS PARA INTERVENÇÃO EM ESTRUTURAS DE MADEIRA	65
4.3. AÇO COMO MATERIAL DE REFORÇO	66
4.3.1. INTRODUÇÃO	66
4.3.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS	67
4.3.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO USO DO AÇO	71
4.4. TIPIFICAÇÃO DE SOLUÇÕES DE REABILITAÇÃO MADEIRA-AÇO	72
4.4.1. INTRODUÇÃO	72
4.4.2. INTERVENÇÃO LOCAL – ZONA DOS APOIOS	74
4.4.2.1. Introdução	74
4.4.2.2. Colocação de cantoneira entre a viga e parede	75
4.4.2.3. Colocação de perfis sob as vigas	76
4.4.2.4. Colocação de perfis nas faces laterais da viga	77
4.4.2.5. Colocação de perfil metálico a envolver o apoio	80
4.4.3. INTERVENÇÃO LOCAL – NÓ DE LIGAÇÃO ENTRE VIGAS PRINCIPAIS E SECUNDÁRIAS	81
4.4.3.1. Introdução	81
4.4.3.2. Colocação de cantoneira e cinta metálica na ligação entre vigas	82
4.4.3.3. Outras soluções	82
4.4.4. INTERVENÇÃO LOCAL – MEIO VÃO	83
4.4.4.1. Introdução	83
4.4.4.2. Intervenção nas faces laterais	85
4.4.4.3. Intervenção na face inferior da viga	89

4.4.4.3.1. Introdução	89
4.4.4.3.2. Colocação de perfil na face inferior	89
4.4.4.3.3. Colocação de perfil em forma de “T” invertido	91
4.4.4.4. Intervenção na face superior da viga.....	93
4.4.4.4.1. Introdução	93
4.4.4.4.2. Colocação de chapas no interior da viga	93
4.4.4.4.3. Colocação de perfil “I” na face superior	95
4.4.4.4.4. Colocação de chapa na face superior	98
4.4.4.4.5. Colocação de perfil em “U” na face superior	100
4.4.4.5. Intervenção nas faces inferior e superior da viga	102
4.4.5. INTERVENÇÃO A NÍVEL GLOBAL	103
4.4.5.1. Introdução	103
4.4.5.2. Colocação de chapas sobre o pavimento	104
4.4.5.3. Colocação de viga metálica	106
4.4.6. CONSIDERAÇÕES RELATIVAS À EXECUÇÃO EM OBRA DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO	109
4.5. TRATAMENTOS DE PROTEÇÃO	111
4.5.1. INTRODUÇÃO	111
4.5.2. PROTEÇÃO DA MADEIRA CONTRA A AÇÃO DO FOGO	112
4.5.3. PROTEÇÃO DOS ELEMENTOS METÁLICOS CONTRA A AÇÃO DO FOGO.....	113
4.5.4. PROTEÇÃO DOS ELEMENTOS METÁLICOS CONTRA A AÇÃO DA CORROSÃO	115

5. MODELO DE CÁLCULO PARA ESTRUTURAS MISTAS MADEIRA-AÇO

5.1. INTRODUÇÃO	119
5.2. APRESENTAÇÃO GERAL DO MODELO	121
5.3. REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL	122
5.3.1. INTRODUÇÃO	122
5.3.2. EUROCÓDIGO 5	123
5.3.2.1. Introdução	123
5.3.2.2. Classes de serviço	124
5.3.2.3. Classes de duração das ações.....	124
5.3.2.4. Fator de modificação (k_{mod}).....	125
5.3.2.5. Fator de efeito de volume (k_h)	125
5.3.2.6. Fator de resistência do sistema (k_{sys})	126

5.3.2.7. Método dos coeficientes parciais	126
5.3.2.7.1. Valor de cálculo de uma propriedade	126
5.3.2.7.2. Valor de cálculo das resistências	127
5.3.2.8. Verificações de segurança em Estado Limite Último	127
5.3.2.8.1 Noções gerais	127
5.3.2.8.2 Flexão simples	128
5.3.2.8.3 Instabilidade lateral-torsional.....	128
5.3.2.8.4 Corte.....	131
5.3.2.8.5 Compressão perpendicular ao fio	131
5.3.2.8.6. Torção.....	132
5.3.2.9. Verificações de segurança em Estado Limite de Utilização	133
5.3.2.9.1. Deformação	133
5.3.2.9.2. Vibração	134
5.3.3. EUROCÓDIGO 3.....	136
5.3.3.1 Introdução	136
5.3.3.2 Classificação de seções.....	136
5.3.3.3 Flexão.....	137
5.3.3.4. Esforço transversal.....	138
5.3.3.5. Interação flexão-esforço transversal	138
5.3.3.6. Encurvadura lateral.....	139
5.4. SISTEMAS DE LIGAÇÃO MECÂNICOS MADEIRA-AÇO	140
5.4.1. INTRODUÇÃO	140
5.4.2. PARAFUSOS DE PORCA	141
5.4.2.1. Características gerais	141
5.4.2.2. Funcionamento ao corte	142
5.4.2.3. Disposições construtivas	143
5.4.3. TEORIA DE JOHANSEN.....	145
5.4.3.1. Introdução	145
5.4.3.2. Corte simples.....	146
5.4.3.3. Corte duplo	148
5.4.4. CORTE EM BLOCO.....	149
5.4.5. ESCORREGAMENTO DAS LIGAÇÕES.....	151
5.5. MODELO DE CÁLCULO	153
5.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	153
5.5.2. EUROCÓDIGO 5 – ANEXO B: “MECHANICALLY JOINTED BEAMS”	155

5.5.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA.....	158
5.5.3.1. Verificações de Segurança em Estado Limite Último.....	158
5.5.3.2. Verificações de Segurança em Estado Limite de Utilização	160
5.5.3.3. Verificação de Segurança da Ligação Mecânica.....	161
5.6. FOLHA DE CÁLCULO.....	163
5.7. DISCUSSÃO DE RESULTADOS	164
5.7.1. INTRODUÇÃO	164
5.7.2. OBJETIVO: $F.S.=1.10$	166
5.7.2.1. Área 1	166
5.7.2.2. Área 2	168
5.7.2.3. Conclusões.....	170
5.7.3. OBJETIVO: $(E.I.)_{EF,ELU}=1.20*(E.I.)_{MAD}$	173
5.7.3.1. Área 1	173
5.7.3.2. Área 2	175
5.7.3.3. Conclusões.....	176
5.7.4. CONCLUSÕES FINAIS	178
 6. CONCLUSÃO	 179
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	179
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	181
 ANEXO A.....	 A1
ANEXO B.....	A5
ANEXO C.....	A9
ANEXO D.....	A19
ANEXO E.....	A29

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Pormenor do encastramento do vigamento de um sobrado (Freitas;2012)	9
Figura 2. 2 Ferrolhos com ligação à face exterior da parede de alvenaria (Segurado;1942)	9
Figura 2. 3 Exemplo do apoio das vigas em cadeia (Teixeira;2004)	10
Figura 2. 4 Direções ou eixos principais	11
Figura 2. 5 e 2. 6 À esquerda, seção de uma viga de madeira exposta ao fogo durante 30 minutos; À direita, aspeto de Vigas de madeira e aço, após incêndio	13
Figura 2. 7 Cachorro de madeira após incêndio (Tampone;2000)	16
Figura 2. 8 Esquema representativo de tração paralela às fibras (Corma;2007)	17
Figura 2. 9 Esquema de representativo de tração perpendicular às fibras (Corma;2007)	17
Figura 2. 10 Esquema representativo de compressão paralela às fibras (Corma;2007)	18
Figura 2. 11 Esquema representativo de compressão perpendicular às fibras (Corma;2007)	19
Figura 2. 12 Modo de rotura de uma peça de madeira sujeita a flexão simples (Piazza; Tomasi et al.;2005).....	20
Figura 2. 13 Tensões tangencias que podem ocorrer na madeira: Corte, Deslizamento e Rotação (Correia;2009)	21
Figura 3. 1 Nó em viga de madeira (Tampone;1996)	25
Figura 3. 2 Fenda de secagem longitudinal (Guedes; Ilharco et al.;2012)	26
Figura 3. 3 Exemplo de térmita	30
Figura 3. 4 Exemplo de dano causado por térmita num pavimento de madeira (Guedes;Ilharco et al.;2011).....	30
Figura 3. 5 Exemplo de caruncho	31
Figura 3. 6 Exemplo de dano causado por caruncho na madeira (Guedes; Ilharco et al.;2012)	31
Figura 3. 7 Exemplo dos danos causados por fotodegradação numa peça de madeira (Arriaga et al; 2002)	33
Figura 3. 8 Mecanismo de degradação da madeira sujeita a agentes atmosféricos – sol e chuva (Faria;2004)	34
Figura 3. 9 Deficiente estado de conservação da madeira de uma viga com o apoio devido a humidade elevada e falta de ventilação (Feio;Lourenço;2005)	35
Figura 3. 10 Introdução de paredes de compartimentação sobre o pavimento (Cruz;2011)	35
Figura 3. 11 Exemplos de pontos críticos numa estrutura de madeira (Arriaga et al; 2002).....	37
Figura 3. 12 Parâmetros a avaliar para estimar a capacidade resistente de elementos em madeira (Machado et al;2000)	39
Figura 3. 13 Atribuição de classes de resistência a madeiras em serviço (Negrão,Faria,2009)	44
Figura 3. 14 Âmbito de aplicação e limitações da Inspeção visual (Machado et al;2000)	45
Figura 3. 15 e 3. 16 À esquerda, exemplo de utilização de martelo na avaliação de danos; À direita, exemplo de uso de um formão – Escarificação (Guedes; Ilharco et al.;2012)	48
Figura 3. 17 Exemplo de aplicação de resistógrafo em viga de pavimento (Guedes; Ilharco et al.;2012)	49

Figura 3. 18 Resultados gráficos obtidos do ensaio resistógrafo (Guedes; Ilharco et al.;2012)	49
Figura 3.19 e 3.20 Resultados gráficos obtidos do ensaio resistógrafo (Guedes; Ilharco et al.;2012)	50
Figura 3.21 Equipamento de ensaios ultra-sons através do método de transmissão (Martins,2009)..	51
Figura 3.22 Efeito dos defeitos naturais na velocidade de propagação das ondas (Feio,Lourenço,2005)	52
Figura 3.23 e 3.24 À esquerda, aparelho de ensaio Pylodin; À direita, exemplo de aplicação do Pylodin (Dias,2008)	53
Figura 3.25 Funcionamento do método de vibrações induzidas (Arriaga et al; 2002)	54
Figura 3.26 Unidade central e martelo de impacto - <i>Metriguard</i> (Junior;2006)	55
Figura 3.27 e 3.28 À esquerda, Exemplo do equipamento higrómetro (Martins,2009); À direita, aplicação de higrómetro em viga de pavimento (Guedes; Ilharco et al.;2012)	56
Figura 4.1 e 4.2 Em cima, perfis laminados a quente; Em baixo, seções enformadas a frio (Simões;2007)	70
Figura 4.3 Exemplo de fixação de cantoneira metálica entre viga de madeira e parede (Arriaga et al.;2002).....	75
Figura 4.4 Aplicação de cantoneira e ligação mecânica (Ilharco et al;2010 a)	76
Figura 4.5 Exemplo de colocação de um perfil metálico sob a viga (Arriaga et al.;2002)	77
Figura 4.6 e 4.7 Pormenores do encontro da viga de madeira reforçada com a parede de alvenaria (Ilharco et al.;2010)	77
Figura 4.8 Esquismo de reforço da zona do apoio através da colocação de chapas laterais, ligadas mecanicamente com parafusos de porca a atravessar toda a largura da viga (Gómez;s/d)	78
Figura 4.9 e Figura 4.10 Pormenores do encontro da viga na parede de alvenaria e da ligação por parafusos de porca (Coiás;2007)	78
Figura 4.11 e 4.12 À esquerda, esquema da reabilitação realizada; À direita, pormenor da execução da introdução dos varões roscados e das chapas metálicas (Ilharco et al;2010 b)	79
Figura 4.13 Exemplo de aplicação de perfis comerciais UPN nas faces laterais de viga degradada (Arriaga et al.;2002).....	79
Figura 4.14 e 4.15 Exemplos de aplicação de perfil metálico em forma de “U” (Mariani;2004)	80
Figura 4.16 Exemplo de aplicação de chapas metálicas no interior da seção para reforço a solicitações de corte junto ao apoio (Mariani;2004).....	80
Figura 4.17 Exemplo de aplicação de perfil metálico a envolver a seção no apoio (Mariani;2004)	81
Figura 4.18 Exemplo de aplicação de dois perfis metálicos a envolver a seções consecutivas (Mariani;2004)	81
Figura 4.19 Esquismo de solução proposta por (Mariani;2004) para reforço da ligação entre vigas....	82
Figura 4.20 Esquismo de solução proposta por (Mariani;2004) para reforço da ligação entre vigas, através de dois perfis metálicos em forma de “H”	83
Figura 4.21 Esquismo de solução proposta por (Mariani;2004) para reforço da ligação entre vigas, através de perfil metálico em forma de “prateleira”	83
Figura 4.22 Exemplo de colocação de chapas metálicas lateralmente, a toda a altura da viga existente	85
Figura 4.23 Exemplo de colocação de chapas metálicas lateralmente, até metade da altura da viga existente	86

Figura 4.24 e 4.25 Exemplo de reforço através de colocação de chapas laterais (Mariani;2004)	86
Figura 4.26 Exemplo de colocação de perfis UPN lateralmente (Arriaga et al.;2002)	87
Figura 4.27 e 4.28 À esquerda, perfis <i>UPN</i> ligados por um tirante metálico à viga de madeira existente; À direita, perfis <i>UPN</i> ligados por dois tirantes metálicos e duas chapas (Mazzolani;1991)	87
Figura 4.29 Solução realizada através da colocação de perfis UPN proposta em (Mariani;2004)	88
Figura 4.30 Colocação lateral de perfis <i>IPE</i> e empalmes em madeira (Mazzolani;1991)	88
Figura 4.31 Colocação lateral de perfis <i>IPE</i> segundo (Mariani;2004)	89
Figura 4.33 e 4.34 Exemplos de colocação de chapa metálica na face inferior, conectada mecanicamente por parafusos a 45° (Mazzolani;1991) e (França;2007)	90
Figura 4.32 Colocação de chapa metálica na face inferior da seção, ligada por parafusos de porcas a toda a altura.....	90
Figura 4.35 Colocação de perfis em forma de “L” na face inferior da viga (Mariani;2004)	91
Figura 4.36 Pormenor de reforço através de “T” invertido na face inferior (França;2007)	92
Figura 4.37 Pormenor da ligação mecânica entre perfil metálico e viga de madeira (Mariani;2004)	92
Figura 4.38 e 4.39 Exemplo de colocação de perfil “U” na face inferior da viga (França;2007)	93
Figura 4.40 e 4.41 À esquerda, exemplo de aplicação de chapas metálicas no interior da seção, sem ligação mecânica; À direita, corte transversal da seção (Arriaga et al;2002)	94
Figura 4.42 Pormenor da conexão entre a viga de madeira e as chapas metálicas, através de parafusos de porcas (Mariani;2004).....	95
Figura 4.43, 4.44 e 4.45 Exemplos de conexão entre perfil “I” e viga de madeira. (Mariani;2004) e (Mazzolani;1991)	96
Figura 4.46 e 4.47 Propostas de ligação de perfil “I” a viga de maneira através de cinta metálica (Mariani;2004) (Gómez;s/d)	96
Figura 4.48 e 4.49 À esquerda, corte transversal da estrutura do pavimento antes da intervenção; À direita, corte transversal após intervenção com colocação de dois perfis HEA (Jurina;2004) e (Jurina;2011)	97
Figura 4.50 Exemplo de colocação de chapa vertical soldada a perfil “I”, no interior de viga de madeira (Mariani;2004)	98
Figura 4.51 Exemplo de aplicação de chapa metálica na face superior (Arriaga et al.;2002)	98
Figura 4.52 Pormenor de chapa metálica e conetor mecânico na face superior de viga de madeira (Mazzolani;1991)	99
Figura 4.53 e 4.54 À esquerda, exemplo prático de aplicação desta solução num pavimento em madeira; À direita, corte transversal de viga de madeira com chapa metálica na face superior, ligada por parafuso de porcas (Pinto;2008)	99
Figura 4.55 Introdução de “T” na face inferior da viga de madeira (Mariani;2004)	100
Figura 4.56, 4.57 e 4.58 À esquerda e centro, perfis metálicos em forma de “U” e seções de madeira (González-Bravo et al.;2011); À direita, exemplo de aplicação do perfil metálico e disposição dos conetores (González-Bravo;2007)	100
Figura 4.59, 4.60 e 4.61 À esquerda, exemplo de viga de madeira ensaiada (González-Bravo et al.;s/d); Ao centro, exemplo de viga de madeira com perfil metálico na face superior (González-Bravo;2007); À direita, ensaio de flexão da viga de madeira reforçada (González-Bravo;2007)	101
Figura 4.62 e 4.63 À esquerda, exemplo de colocação em obra de ligadores metálicos (González-Bravo;2007); À direita, resultado final de colocação em obra de perfil metálico na face superior de vigas de madeira (González-Bravo;2007)	102

Figura 4.64 e 4.65 À esquerda, proposta de colocação de chapas metálicas nas faces superior e inferior; À direita, pormenor da ligação mecânica efetuada por cintas com aperto regulável (Mariani;2004)	103
Figura 4.66 Esquema de montagem das chapas metálicas, parafusos de porca e cintas reguláveis (Mariani;2004)	103
Figura 4.67 Exemplo de aplicação de chapas metálicas diagonalmente ao soalho existente (Pinto;2008)	105
Figura 4.68 e 4.69 À esquerda, esquema de ensaio de pavimento reforçado com chapas de aço na face superior; À direita, pormenor da ligação entre chapas de aço através de parafusos de porca (Baldessari;2010)	105
Figura 4.70 e 4.71 À esquerda, colocação de chapas de aço perpendicularmente ao sentido das vigas de madeira; À direita, colocação de perfil metálico em "L" na ligação entre pavimento e parede (Brignola;Podestà et al.;2008)	106
Figura 4.72 Exemplo de aplicação de viga metálica paralela a vigamento já existente	106
Figura 4.73 Perspetiva de aplicação de viga adicional (Coiás;2007)	107
Figura 4.74 e 4.75 Exemplo de aplicação de vigas metálicas paralelas ao vigamento existente (Ilharco et al.;2010a)	107
Figura 4.76 e 4.77 À esquerda, exemplo de aplicação de viga metálica paralela ao vigamento existente; À direita, pormenor da ligação entre perfil metálico e viga de madeira (Ilharco et al.;2010a)	108
Figura 4.78 Exemplo de aplicação de pré-esforço com tirantes metálicos em viga de madeira (Mariani;2004)	108
Figura 4.79 e 4.80 À esquerda, pormenor da ligação do tirante a meio vão; À direita, pormenor da ligação do tirante na extremidade (Mariani;2004)	109
Figura 4.81 Realização de abertura através de moto-serra na face superior de viga de madeira (González-Bravo;2007)	111
Figura 4. 82 e 4. 83 À esquerda, exemplo de aplicação de argamassa projetada; À direita, exemplo de aplicação de fibras projetadas (Pannoni;2001)	114
Figura 4. 84 e Figura 4. 85 Figura 5.85 e 5.86 À esquerda, exemplo de aplicação de placa de gesso cartonado (Pannoni;2001); À direita, aplicação de placa de lâ de rocha	114
Figura 4. 86 Exemplo de aplicação de tintas intumescentes	115
Figura 5.1 e 5.2 À esquerda, reforço através de chapa metálica na face inferior; À direita, reforço através de chapas metálicas colocadas lateralmente até metade da altura da viga.....	122
Figura 5. 3 Metodologia de cálculo de estruturas de madeira (Negrão;Faria;2009)	123
Figura 5.4 Exemplo de mobilização de carga sobre elementos vizinhos (Negrão;Faria;2009).....	126
Figura 5.5 Procedimento de verificação de segurança ao bambeamento	129
Figura 5. 6 Exemplo de viga apoiada sujeita a esforços de compressão na direção perpendicular ao fio (CEN;2004a)	132
Figura 5. 7 Componentes da deformação a longo prazo.....	134
Figura 5. 8 Distribuição elástica de tensões tangencias (Caetano;2012)	138
Figura 5.9 Exemplo de parafuso de porcas com cabeça redonda e anilha – <i>Rothoblaas</i> ®.....	142
Figura 5.10 e 5.11 Espaçamentos mínimos entre ligadores (Negrão;Faria;2009)	144
Figura 5.12 Esquema relativo a espaçamentos mínimos em ligações aparafusadas (CEN;2010b) ..	145

Figura 5.13 Diagramas tensão/deformação para o ligador e madeira supondo comportamento rígido-plástico (Mendes;1994)	145
Figura 5.14 e 5.15 À esquerda, exemplo de chapa fina; À direita, exemplo de chapa espessa (Negrão;Faria;2009)	146
Figura 5. 16 Rotura por corte em bloco (Negrão;Faria;2009)	149
Figura 5.17 Pormenor de largura líquida da área tracionada ($L_{net,t}$) e perímetro da área de corte líquida ($L_{net,v}$) (CEN;2010a)	150
Figura 5. 18 Curva força-deslocamento para parafusos de porca (Porteous;Kermani;2007)	151
Figura 5.19 e 5.20 À esquerda, exemplo de deformação do conetor em ligação madeira-madeira; À direita, exemplo de deformação do conetor em ligação madeira-aço (Negrão;Faria;2009)	152
Figura 5.21 Módulo de deslizamento instantâneo em ligação madeira-aço (Porteous;Kermani;2007)	152
Figura 5.22 Corte duplo em ligação madeira-aço (Porteous;Kermani;2007)	153
Figura 5. 23 e 5. 24 À esquerda, S1 – Solução com chapa na face inferior da seção; À direita, S2 - Solução com chapas nas faces laterais da seção	154
Figura 5.25 Exemplo de sistema misto, unido mecanicamente (Thelandersson; Larsen;2003)	155
Figura 5. 26 e 5.27 À esquerda, exemplo de sistema sem ligação; À direita, exemplo de sistema com ligação rigidamente-perfeita (Thelandersson; Larsen;2003)	155
Figura 5. 28 Seção transversal tipo e diagrama de tensões atuantes - Solução 2 (CEN;2004a)	156
Figura 5. 29 Seção transversal tipo e diagrama de tensões atuantes - Solução 1 (CEN;2004a)	156
Figura 5.30 Modelo estrutural	160
Figura 5. 31 Estrutura simétrica e deslocamentos admitidos	160
Figura 5. 32 Disposição em quincôncio dos ligadores em S2	162
Figura 5.33 Esquema representativo da folha de cálculo - Parte 1	163
Figura 5.35 Verificação de segurança em E.L.U. (Guedes; Ilharco et al.;2011)	164
Figura 5.34 Esquema representativo da folha de cálculo - Parte 2	163
Figura 5.36 Verificação de segurança em E.L.S. (Guedes; Ilharco et al.;2011)	164
Figura 5. 37 Distância de reforço	165
Figura 5. 38 Esquema do estudo do reforço através de S1	165
Figura 5.39 Esquema do estudo do reforço através de S2	165

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2. 1 Propriedades dos materiais de construção mais correntes (Pfeil;Pfeil;2003)	7
Tabela 3. 1 Quadro resumo das principais características de cada um dos tipos de podridão que degradam as estruturas de madeira (Freitas,2012)	29
Tabela 3. 2 Classes de risco de aplicação de madeira maciça (CEN;2006) (Martins;2009) (Cruz;s/d)32	
Tabela 3. 3 Classes de resistência e valores característicos (CEN;2003)	42
Tabela 3. 4 Relação entre classes de qualidade e classes de resistência (CEN;2004b).....	43
Tabela 3. 5 Classes de resistência a usar no cálculo de estruturas de madeira portuguesa existente (Freitas,2012)	45
Tabela 3. 6 Principais vantagens e desvantagens do uso do resistógrafo (Feio;Lourenço,2005) (Martins;2009) (Machado;Cruz;1997) (Junior;2006)	50
Tabela 3.7 Principais vantagens e desvantagens do uso de métodos ultra-som (Feio,Lourenço,2005) (Martins,2009) (Lladró et al;2006) (Grippa et al;2006).....	52
Tabela 3.8 Principais vantagens e desvantagens do uso do <i>Pyloidin</i> (Junior,2006), (Feio,Lourenço,2005) (Brites,2011) (Dias,2008).....	54
Tabela 3.9 Principais vantagens e desvantagens do uso do método das vibrações induzidas (Junior,2006)	55
Tabela 3.10 Principais vantagens e desvantagens da aplicação do higrómetro (Machado et al;2000)	56
Tabela 3.11 Quadro resumo de objetivo VS técnica de inspeção (Junior,2006) (Freitas,2012) (Machado et al;2000)	57
Tabela 4.2 Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura à tração f_u dos aços macios correntes (CEN;2010)	68
Tabela 4.3 Principais vantagens e desvantagens da utilização do aço.....	71
Tabela 4. 4 Propriedades de resinas mais utilizadas no reforço de estruturas (Brites;2011) e (Dias;Barros;2004)	110
Tabela 4.5 Descrição de pormenores construtivos propícios ao fenómeno de corrosão e respetivas soluções (Pannoni;2004).....	116
Tabela 5. 1 Classe de Durações das Ações (CEN;2004a)	125
Tabela 5. 2 Valores de k_{mod} (CEN;2004a)	125
Tabela 5. 3 Valores de k_{def} (CEN;2004a)	127
Tabela 5.4 Valores para m adaptados de (CEN;2004)	130
Tabela 5.5 Valores do coeficiente α (Negrão;Faria;2009)	133
Tabela 5.6 Relações máximas comprimento-espessura de banzos em consola (CEN;2010).....	137
Tabela 5.7 Calibres de parafusos (IPQ;2008b).....	141
Tabela 5.8 Classes de resistência de parafusos de porca	142
Tabela 5.10 Valores de espaçamentos mínimos para ligações aparafusadas (CEN;2010b)	144

Tabela 5.9 Espaçamentos mínimos para parafusos de porca (CEN;2004a)	144
Tabela 5.11 Modos de rotura em corte simples (CEN;2004a) (Negrão;Faria;2009)	147
Tabela 5.12 Modos de rotura em corte duplo (CEN;2004a) (Negrão;Faria;2009)	149
Tabela 5.13 Valor de K_{ser} para parafusos de porca (CEN;2004a)	152
Tabela 5.14 Correspondência de incógnitas entre EC5 e Modelo de cálculo	157
Tabela 5.15 Parâmetros do comportamento mecânico da viga de madeira antes do reforço	166
Tabela 5.16 Comparação de (E.I.) sem ligação entre S1 e S2	166
Tabela 5.17 Comparação de (E.I.) sem ligação entre S1 e S2	169
Tabela 5.18 Preço dos ligadores e acessórios	172
Tabela 5.19 Preço final das soluções	172
Tabela 5.20 Evolução da rigidez efetiva em S1 e S2	173
Tabela 5.21 Preço total de S1 e S2	177

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 2. 1 Relação entre o teor em água e resistência mecânica da madeira pinho bravo	15
Gráfico 2. 2 Gráfico tensão-extensão para uma madeira conífera, isenta de defeitos: a) tração, b) compressão, paralela à direção das fibras; c) tração, d) compressão, perpendicular à direção das fibras (Piazza; Tomasi et al.;2005).....	19
Gráfico 4.1 Curva tensão-deformação de um aço estrutural (Caetano;2012)	69
Gráfico 4.2 Fator de redução da tensão de cedência para aços sujeitos a temperaturas elevadas (Piloto;2000)	70
Gráfico 4.3, 4.4 e 4.5 Resultados obtidos nos ensaios relativos ao aumento de rigidez à flexão de cada provete (González-Bravo et al.;2011)	102
Gráfico 4. 6 Comportamento de aço com e sem proteção térmica (Pannoni;2004).....	113
Gráfico 5.1 Número de ligadores - S_1	166
Gráfico 5.2 Fator de eficiência da ligação em S_1	167
Gráfico 5.3 Rigidez efetiva da seção composta S_1	167
Gráfico 5.4 Ganhos em E.L.S. em S_1	167
Gráfico 5.5 Número mínimo de ligadores para S_1 e S_2	168
Gráfico 5.6 Fator de eficiência da ligação para S_1 e S_2	168
Gráfico 5.7 Rigidez efetiva ganha pela ligação em S_1 e S_2	169
Gráfico 5.8 Rigidez efetiva da seção para S_1 e S_2	170
Gráfico 5.9 Ganhos em E.L.S de S_1 e S_2	170
Gráfico 5.10 Ganhos relativos ao aumento de espessura do reforço em S_1	171
Gráfico 5.11 Número mínimo de parafusos necessários para S_1 e S_2	173
Gráfico 5.12 Fator de eficiência da ligação para S_1 e S_2	174
Gráfico 5.13 Ganhos em E.L.S. de S_1 e S_2	174
Gráfico 5.14 e 5.15 À esquerda, número mínimo de ligadores em S_1 ; À direita, fator de eficiência da ligação S_1	175
Gráfico 5. 16 Ganhos em E.L.S. em S_1	176
Gráfico 5. 17 Ganhos relativos ao aumento de área em S_1	177

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

E.L.S. – Estados Limite Utilização

E.L.U. – Estados Limite Último

EC0 – Eurocódigo 0

EC1- Eurocódigo 1

EC3- Eurocódigo 3

EC5- Eurocódigo 5

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

NCREP – Núcleo de Conservação e Reabilitação de Edifícios e Património

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A madeira apresentou-se em Portugal como um dos materiais estruturais dominantes na construção de edifícios durante vários séculos, prevalecendo até meados do século XX, muito em parte devido à sua disponibilidade, características físicas, mecânicas e durabilidade. Foi um material determinante na execução de estruturas de coberturas, pavimentos e alguns casos paredes, geralmente sustentada por paredes e fundações de alvenaria. Em Portugal teve especial destaque como material estrutural nas construções pombalinas, depois do Terramoto de 1755, tendo os edifícios como base uma estrutura de madeira parcialmente preenchida por alvenaria em paredes. Passados trezentos anos, durante o século XX, este material foi caindo em desuso, muito em parte devido ao aparecimento de materiais (betão e aço) que respondiam de um modo mais eficiente às necessidades, como também pelos problemas de degradação que a madeira apresentava, não existindo conhecimentos e métodos para os contornar.

O legado deixado no património edificado por esta alteração das necessidades da sociedade é discutível, verificando-se, segundo os Censos de 2001, que 38% do total dos alojamentos em Portugal carecem de obras de reparação, sendo que 6.5% encontram-se muito degradados ou a necessitar de grandes reparações (Freitas;2012). Esta realidade dá origem a uma nova necessidade de intervenção da engenharia civil, e em sentido contrário à política seguida nas últimas décadas de incentivo à construção nova, cujo mercado atualmente se encontra saturado, revitalizando o mercado e investimento na reabilitação do edificado.

Direcionando a situação apresentada para o âmbito das estruturas realizadas com madeira, nomeadamente pavimentos, na generalidade dos edifícios antigos que contenham este material construtivo são notórias várias patologias que comprometem o seu uso de acordo com as exigências atuais, patentes essencialmente em deformações excessivas e vibrações incómodas à sua utilização. Este facto deve-se essencialmente ao carácter natural do material, levando a que, em contato com água, seja atacada por agente bióticos, bem como por deficiências na construção e má utilização do elemento estrutural. Dá-se assim a necessidade de reabilitar a estrutura, realizando ações de intervenção para dotá-la de condições de segurança, funcionalidade e conforto, respeitando ao mesmo tempo a sua arquitetura, tipologia e sistema construtivo. É então defendida uma intervenção de reabilitação apoiada numa abordagem multidisciplinar que responda com garantias a todas as necessidades impostas pela sociedade atual. Neste sentido o *International Council on Monuments and Sites* (ICOMOS), publicou em 1999 um documento apresentando várias recomendações a seguir, de modo a estabelecer metodologias de análise racionais e métodos de intervenção apropriados ao contexto sociocultural de cada construção.

Retomando a abordagem realizada às deficiências estruturais de um pavimento e tentando realizar um contraponto com as “práticas de boa reabilitação” propostas pelo ICOMOS, uma prática comum a uma grande parte dos agentes da construção numa tentativa de resolução dos problemas apresentados, resulta na remoção da totalidade do pavimento em questão, construindo no seu lugar um novo, geralmente em betão-armado. Esta alternativa, além de muitas vezes por em causa a segurança global do edifício, por não ter sido acautelado o efeito que este novo elemento irá ter na continuidade da estrutura e nos outros elementos construtivos, não contempla qualquer uma das recomendações sugeridas pelo ICOMOS. Em (ICOMOS;2004) esta situação é bem explícita no *Critérios Gerais* definidos, estando patente que a remoção de estruturas internas, mantendo apenas as fachadas, não se adequa aos critérios de conservação.

A solução exposta no parágrafo anterior deve-se muitas vezes ao desconhecimento generalizado da maioria dos intervenientes diretos no setor das características da madeira como material “antigo”, levando à falsa facilidade de aplicação de intervenções usadas em construção corrente. Fica deste modo clarificada a importância que o conhecimento correto das características físicas e mecânicas do material em questão, bem como as causas e agentes que provocaram a sua degradação, têm neste processo de reabilitação, bem como na decisão sobre a necessidade e no tipo de intervenção. A ideia, muitas vezes generalizada, de que uma estrutura em madeira que apresente degradação superficial num elemento da sua constituição põe em causa o seu comportamento global, necessitando por tal que seja substituída na totalidade, não é correta, originando soluções construtivas não recomendadas. Do mesmo modo se pretende expor que, muitas vezes, a solução para um problema estrutural existente num pavimento antigo em madeira pode passar por apenas uma intervenção a nível local, distribuída ao longo dos seus vigamentos.

A análise da estrutura em pormenor, num processo definido pelo ICOMOS como investigação e diagnóstico (ICOMOS;2004), é então essencial para compreender o comportamento da estrutura em função das suas especificidades, inerentes à história complexa que atravessou. Acrescenta também que, antes de se tomar uma decisão sobre a necessidade de intervenção estrutural, é indispensável determinar as causas de danos e degradações, através deste mesmo processo, e, em seguida, avaliar o nível de segurança atual da estrutura, canalizando assim as opções de intervenção para um leque mais reduzido de soluções.

1.2. ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS DO TRABALHO

No final do último parágrafo do subcapítulo anterior foi enunciada, ainda que muito resumidamente, a importância da fase de investigação/inspeção e diagnóstico na decisão de intervir numa estrutura e na respetiva solução a adotar. Deste modo, e em continuidade com o já apresentado, no presente subcapítulo irá ser realizada uma abordagem aos objetivos desta dissertação, tendo como ponto de partida os factos já enunciados, enquadrando também as soluções de reabilitação que irão ser propostas na conjuntura de opções existentes no mercado de reabilitação.

Apesar de não se encontrar explícito no título desta dissertação, “Reforço de Vigas de Madeira com Elementos em Aço em Obras de Reabilitação”, um dos primeiros objetivos deste trabalho baseia-se no esclarecimento da importância da fase de diagnóstico, como resultado de um levantamento e inspeção rigorosos na metodologia de um processo de reabilitação, salientando-se a importância que apresenta na decisão sobre a necessidade de intervir e respetiva solução a adotar. Esta situação é destacada através da exposição das patologias e respetivas causas que um pavimento em madeira pode apresentar, sendo detetadas e estudada a sua profundidade através da realização de uma inspeção visual, complementada pelo uso de equipamentos de ensaios *in situ*.

Seguidamente, e entrando agora na temática envolvente ao título deste trabalho, irão ser apresentadas soluções de reabilitação/reforço de pavimentos em madeira, divididas em função do tipo de problema que apresentam. As soluções apresentadas serão apenas baseadas na utilização do aço como material de reforço, dinamizando assim um funcionamento em conjunto dos dois materiais através de uma relação cuidada através do uso de conetores mecânicos (parafusos, parafusos de porca, cavilhas, etc.)

A opção pelo uso deste material como base de reforço de estruturas em madeira, surge após a realização de uma pesquisa em trabalhos da especialidade, efetuada ao longo de diferentes soluções e materiais existentes, essencialmente betão-armado, aço e fibras conectados através de resinas epoxy.

Relativamente à utilização do betão-armado como reforço de pavimentos em madeira, o seu estudo, aplicação prática e metodologia de cálculo encontram-se atualmente numa etapa bastante desenvolvida e sustentada por uma grande variedade de trabalhos e ensaios experimentais. Apesar de se tratar de uma solução que apresenta vantagens relativamente a um aumento de carga no pavimento, redução de deformações e vibrações, através da criação de uma laje mista madeira-betão, esta apresenta-se como uma técnica bastante intrusiva, quando o problema a resolver não se encontra difundido ao longo de todo o comprimento do pavimento, bem como com um carácter irreversível. Para terminar é importante destacar o trabalho realizado por Ario Ceccotti, (Ceccotti;1995), como um dos impulsionadores desta técnica construtiva e pelo seu papel preponderante na implementação da metodologia de cálculo referente na regulamentação atual da especialidade – Eurocódigo 5: “*Mechanically jointed beams*” (CEN;2004a). Acrescenta-se o desenvolvimento de uma dissertação de Mestrado na FEUP, realizada por Luís Cardoso (Cardoso;2010).

O uso de resinas epoxy como material responsável pela adesão entre elementos de reforço e a madeira foi abordado nas últimas décadas por vários autores, tendo sido realizados diversos ensaios experimentais para comprovar as suas capacidades enquanto ligador compósito. Salienta-se os trabalhos de Francisco Arriaga Martitegui, essencialmente (Arriaga;1983) e (Arriaga et al.;2002), relativamente ao uso de resinas epoxy como ligador entre elementos de reforço e madeira, bem como as publicações de Helena Cruz, enquanto Investigadora Principal do Núcleo de Estruturas de Madeira do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Relativamente a trabalhos efetuados na FEUP, é importante destacar a dissertação de mestrado de Ana Balseiro, (Balseiro;2007), referente ao reforço com vigas de madeira através da aplicação de pré-esforço com laminados FRP (fibre-reinforced plastic), conectados do mesmo modo, através de resinas epoxy. Este método de ligação apresenta diversas vantagens comprovadas, nomeadamente o facto de o material ser muito trabalhável, preenchendo facilmente cavidades, apresentando boa aderência com grande parte dos materiais, podendo admitir-se em contexto teórico que promove uma ligação perfeita entre os materiais a conectar. Porém, a aplicação prática destas técnicas prende-se ainda com algumas incertezas, podendo enunciar-se, em primeiro lugar, o comportamento da aderência destes materiais em serviço, a reação das resinas perante a ação do fogo e, no caso do uso da utilização do aço como material de reforço, a resposta do ligador perante o processo de corrosão deste material. Relativamente a esta questão, (ICOMOS;2004) refere que as características dos materiais utilizados em trabalhos de reabilitação e a sua compatibilidade com os materiais existentes devem ser completamente conhecidas, estendendo-se este conhecimento aos efeitos a longo prazo para evitar efeitos colaterais indesejáveis.

Por outro lado, e em comparação com o enunciado nos últimos dois parágrafos, a solução tradicional de conexão de elementos em aço através de ligadores mecânicos apresenta um défice de trabalhos de investigação que sustentem a sua utilização, nomeadamente o comportamento dos conetores mecânicos e a rigidez que propiciam à estrutura quando solicitados em serviço.

Perante o enunciado nos últimos três parágrafos, é então possível enquadrar o título deste trabalho – *Reforço de Estruturas de Madeira com Elementos em Aço em Obras de Reabilitação*. Seguidamente ao enunciado no início deste subcapítulo, irão ser expostas ao longo deste trabalho diversas soluções de reforço, tanto a nível local como global, através da utilização do material aço. Por último, irá ser proposta uma metodologia de cálculo deste tipo de reforço, ligando mecanicamente elementos em aço por conetores metálicos a uma viga de madeira, adaptado do modelo de cálculo contemplado no Eurocódigo 5 – “Annex B”.

O procedimento de cálculo que irá ser exposto vai também ser pormenorizado para a aplicação em duas soluções distintas de reforço local de vigas de madeira à flexão, caracterizadas como pouco intrusivas e reversíveis. Esta metodologia irá ser realizada através de uma folha de cálculo elaborada em *Microsoft Excel*, sendo também realizada no final uma comparação de resultados entre as soluções abordadas.

A proposta de metodologia de dimensionamento das soluções apresentadas surge assim com o objetivo de esclarecer o comportamento dos dois materiais, admitindo um funcionamento misto dado por um conector mecânico que promove uma ligação semi-rígida. Irá ser detalhada a influência do comportamento da ligação na rigidez efetiva do sistema misto, tanto em Estado Limite Último como Serviço, através de um dimensionamento cuidado desta, baseado na Teoria de Johansen. Através da folha de cálculo irá ser possível automatizar o processo de dimensionamento dos sistemas mistos madeira-aço, juntamente com o ligador mecânico, sendo possível calcular com pormenor o reforço necessário para dar resposta a uma nova necessidade da estrutura, tanto devido a uma perda da sua capacidade resistente devido à degradação da madeira, como para resolver uma nova situação de aumento de cargas no pavimento.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos, iniciando-se por um capítulo introdutório onde é apresentado o tema, bem como o seu enquadramento e organização.

O Capítulo 2 inicia com uma análise histórica da madeira como material estrutural, nomeadamente utilizado em pavimentos, enunciando os elementos constituintes deste elemento construtivo. É também realizada uma descrição das principais características físicas e mecânicas, envolvendo uma análise do material nas suas componentes mais intrínsecas e respetiva influência no comportamento estrutural.

O Capítulo 3 destaca a primeira etapa num processo de reabilitação, a fase de levantamento, inspeção e diagnóstico. Para o correto desenrolar deste procedimento é necessário, em primeiro lugar, conhecer as patologias que o material apresenta quando inserido no âmbito de um pavimento antigo de madeira, sendo este ponto abordado no início do capítulo. Seguidamente, são enunciadas as técnicas necessárias para efetuar um levantamento e inspeção cuidados, iniciando-se pela inspeção visual e terminando com a avaliação por equipamentos de ensaio *in situ*. O capítulo termina com uma abordagem à fase de diagnóstico e a sua importância como decisor da intervenção.

O Capítulo 4 aborda diretamente o título deste trabalho, sendo enunciadas diversas soluções de reabilitação/reforço de estruturas de madeira através de elementos metálicos. Inicia-se por uma breve apresentação das características do material aço como reforço de estruturas, sendo de seguida enumeradas diversas soluções construtivas em resposta aos problemas, tanto a nível local, como global, que os pavimentos de madeira apresentem. O capítulo termina com a apresentação de alguns

tratamentos de preservação a implementar nos dois materiais, visando uma maior proteção e durabilidade.

No Capítulo 5 é proposta uma metodologia de dimensionamento de vigas de madeira, através da conexão mecânica a elementos em aço. Este modelo de cálculo irá basear-se no já existente na regulamentação aplicável, Eurocódigo 5, bem como nas considerações existentes na Teoria de Johansen. O Capítulo termina com a pormenorização desta metodologia para duas soluções específicas e com a discussão dos resultados que apresentam.

A presente dissertação termina com o Capítulo 6, onde são expostas as considerações finais obtidas na realização deste trabalho, bem como algumas sugestões relativas a trabalhos futuros.

2

Madeira como material estrutural

2.1. INTRODUÇÃO

A madeira foi dos primeiros materiais construtivos utilizados pelo homem desde os seus antepassados, tendo aparecido naturalmente como solução às necessidades estruturais existentes, desde recurso a objeto de passagem de margem a margem de um curso de água através de um tronco de árvore caído, ou mesmo como estrutura resistente de cabanas por ramos ou canas (Coutinho,1999).

Conjuntamente com a pedra, foi um dos materiais pioneiros de construção usados pelo homem para os seus utensílios e construções, devido não só à sua abundância, mas também às suas propriedades físicas e mecânicas.

Deste modo, e com o decorrer do tempo e o crescente uso deste material, as suas características foram sendo melhor compreendidas e estudadas, podendo neste momento o homem utilizá-lo como material estrutural com elevado nível de fiabilidade. Comparando a madeira a outros materiais de construção convencionais utilizados atualmente, a madeira apresenta uma exequente relação resistência/peso, como é possível concluir através da *Tabela 2.1* (Pfeil;Pfeil;2003).

O desenvolvimento deste capítulo terá assim início com um enquadramento histórico do papel da madeira como material estrutural, sendo abordadas as madeiras mais utilizadas na construção tradicional, nomeadamente em pavimentos antigos, bem como os elementos construtivos que constituem estes sistemas. Seguidamente serão ser apresentadas as principais especificidades, características e debilidades do material relacionado com a sua utilização em pavimentos e vigamentos e também à legislação nacional e europeia aplicável.

Material	ρ (kg/m ³)	f (Mpa)	f/ ρ
Madeira à tração	500 – 1200	30 - 110	0.06 – 0.0917
Madeira à compressão	500 – 1200	30 – 60	0.06 – 0.05
Aço à tração	7850	250	0.0318
Betão à compressão	2500	40	0.016
Nota: ρ = Massa volúmica; f= Resistência mecânica característica			

Tabela 2.1 Propriedades dos materiais de construção mais correntes (Pfeil;Pfeil;2003)

2.2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

A construção civil, designadamente na cidade do Porto e praticamente até finais do século XIX, recorreu sempre aos mesmos materiais, classificados como materiais tradicionais, que tinham por base a pedra e a madeira, aos quais eram adicionados outros materiais como a cal, a argila, a areia e alguns metais. Os finais do século XIX assistiram a grandes inovações nas técnicas construtivas, com a introdução do ferro e do betão armado, que progressivamente invadiram a construção civil (Teixeira;2004).

Os materiais base, a pedra e a madeira, para além de serem os materiais “nobres” da construção tradicional, eram os únicos que possibilitavam uma utilização em bruto, muito embora a madeira necessitasse de proteção adicional para uma boa conservação.

A madeira, na construção tradicional da cidade do Porto, era utilizada de uma forma abrangente na construção das habitações. Segundo o documento *Trabalhos de Construção Civil*, a madeira é talvez o material que mais longo uso encontra nas construções civis, pois aplica-se diariamente em todas as fases porque elas passam, desde o início à conclusão (Segurado;1942).

Tomando como exemplo o estudo realizado sobre a construção das Casas Burguesas do Porto, nos séculos XVII, XVIII e XIX” (Teixeira;2004), onde são identificadas as principais madeiras utilizadas, principalmente oriundas de território nacional, especialmente provenientes de zonas em volta do perímetro da cidade, e provavelmente ainda do Pinhal de Leiria, havendo no entanto também registo de importação de espécies do norte da Europa. Assim, as principais madeiras usadas eram constituídas pelo castanho, carvalho, e o pinho de Riga, pinho nacional, pinho manso e casquinha.

A madeira era utilizada tendo em conta o edifício, assim como a função pretendida no seu interior. Era especialmente utilizado o castanho, o carvalho e o pinho de Riga para vigamento dos sobrados ou andares, estruturas de coberturas, o pinho nacional era aplicado no revestimento de tabiques, soalhos, e ainda caixilharias exteriores e interiores, podendo, para este fim, ser ainda utilizados o pinho manso e a casquinha (Segurado;1942).

Relativamente aos pavimentos em madeira, ou sobrados, estes elementos apresentam um grande número de especificidades que os tornam excelentes soluções de estruturas horizontais, tendo por isso sido utilizados ao longo de vários séculos (Dias;2008). Neste sentido, seguidamente são apresentados resumidamente os principais elementos construtivos e características que os constituem.

- *Vigamento*: Os vigamentos integravam os madeiramentos dos sobrados dos diversos andares de uma casa. Uma série de vigas ou barrotes são dispostos paralelamente e com curtos intervalos entre si, sendo os topos introduzidos nas paredes. As vigas eram introduzidas na parede numa profundidade aconselhada de cerca de 0,20 ou 0,25m (Segurado, 1942). A profundidade da introdução na alvenaria dava estabilidade aos sobrados, contribuindo para atenuar as vibrações. Para proteção da madeira nas extremidades introduzida na alvenaria eram aconselhados acabamentos protetores como por exemplo, pintura com tinta de óleo, zarcão, ou alcatrão (Segurado, 1942).

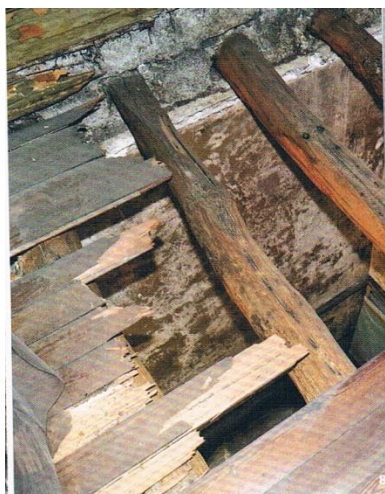


Figura 2.1 Pormenor do encastramento do vigamento de um sobrado (Freitas;2012)

- *Apoio nas paredes (Ferrolho e Frechal):* A junção da madeira às paredes era realizada utilizando frequentemente ferrolhos, ou seja, peças em ferro para aparafusamento às vigas. A solução frequentemente utilizada para paredes de constituição mais leve, como tabiques, era o recurso a frechais, corridos e encaixados nas paredes, o que produzia uma uniformizada distribuição de cargas (Dias, 2008).

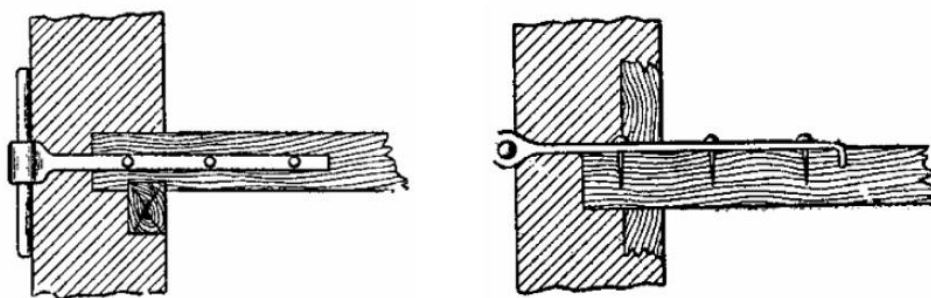


Figura 2.2 Ferrolhos com ligação à face exterior da parede de alvenaria (Segurado;1942)

- *Espaçamento entre vigas:* Os espaçamentos entre as vigas tinham usualmente uma variação entre 0,40 e 0,70m, sendo as das extremidades do aposento encostadas às fachadas. Podia no entanto existir, consoantes os construtores, alguma variação no espaçamento, no sentido de existir um maior estreitamento entre as vigas (Dias, 2008).
- *Seção das vigas:* A construção tradicional aconselhava a utilização dos barrotes em quina viva, ou seja, com as arestas polidas em ângulo reto. No entanto, em construções mais antigas, nomeadamente até ao século XIX, as vigas, tinham a designação de paus rolados, devido à configuração dos troncos de madeira utilizados. Eram apenas aparados na face superior que recebia o revestimento do pavimento, o soalho, ou na face inferior, o do teto (Dias, 2008).
- *Tarugos:* Uma excessiva extensão ou comprimento do vigamento, poderia comprometer a sua estabilidade, levando a que se deslocassem lateralmente, originando vibrações e deformações. A técnica tradicional para evitar essa situação levava à utilização de tarugos que consistem em pedaços de viga, introduzidos sob pressão e firmados com dois pregos para maior fixação (Segurado; 1942).
- *Cadeias:* Nas construções tradicionais as zonas de calor irradiante, como chaminés de cozinha ou fogão de sala, ou ainda nas caixas de escadas, o vigamento do sobrado tinha de ser interrompido, sendo utilizadas cadeias, vigas transversais ao vigamento de forma a limitar o espaço do impedimento a evitar (Segurado; 1942).

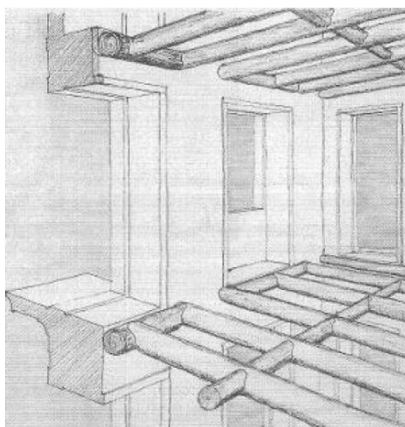


Figura 2.3 Exemplo do apoio das vigas em cadeia
(Teixeira;2004)

- *Soalho*: O soalho, também designado solho, era o revestimento dos pavimentos, formado por um conjunto de tábuas de madeira. As tábuas deviam ser niveladas nas duas faces e distanciadas entre si para poderem estabelecer uma ligação perfeita com o vigamento, o qual, por sua vez, deve ser igualmente aplainado para se tornar uma superfície horizontal (Segurado; 1942). Eram distinguidas os vários tipos de madeira mais utilizados, como o pinho nacional, a casquinha e o pitch-pine, ou ainda o carvalho e a nogueira para pavimentos de luxo. São igualmente distinguidos diversos tipos de solhos, hierarquizados em termos de qualidade, desde o soalho não aplainado, ficando assim com as juntas abertas, e aconselhado a compartimentos secundários da habitação, como celeiros ou sótãos, até ao solho à inglesa ou de macho e fêmea, considerado o mais perfeito (Segurado; 1942).

2.3. ESPECIFICIDADES

2.3.1. ÁRVORE E MADEIRA

A madeira é uma matéria compacta constituída por tecidos vegetais, resultante da transformação de um organismo vivo, a árvore. Esta é constituída pela raiz, caule e copa, sendo aproveitado como material de construção apenas o caule e/ou copa. Além do carácter natural, caracteriza-se pela sua heterogeneidade e anisotropia, conferindo-lhe características singulares ao longo de toda a sua estrutura. Trata-se então de um material complexo, estrutural e morfológicamente, sendo o conhecimento das respetivas propriedades físicas e mecânicas um ponto de partida indispensável para a sua correta utilização como material estrutural (Pfeil;Pfeil;2003).

O carácter natural é conferido pela natureza do solo em que a árvore está inserida, a altitude em que se encontra, as condições climáticas a que está sujeita, entre outras. A heterogeneidade caracteriza-se pela descontinuidade física implícita da sua constituição fibrosa, contendo células de distintos tipos morfológicos adaptadas ao desempenho de funções específicas. Por último, a anisotropia, leva a que o material apresente características mecânicas que dependem da posição das suas fibras, podendo ser definido como transversal isotrópico. A principal característica afetada pela anisotropia é a resistência à compressão e tração da madeira, tema que irá ser abordado mais profundamente neste capítulo.

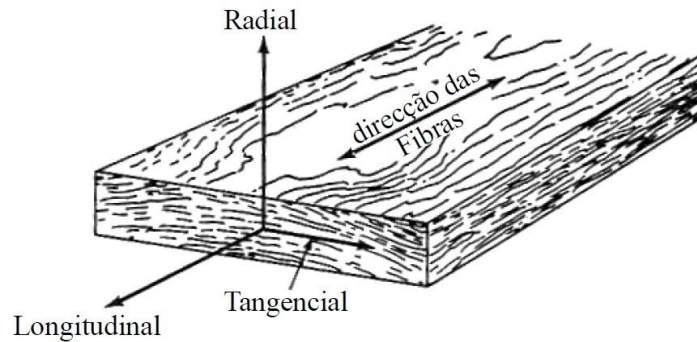


Figura 2.4 Direções ou eixos principais

De acordo com (Negrão;Faria;2009), existem dois grandes grupos botânicos de árvores, dividindo-se de acordo com a sua estrutura anatómica. O primeiro grupo designa-se por *Gimnopérmicas* (vulgarmente denominadas Resinosas, Coníferas ou madeiras brandas) e o segundo por *Angiospérmicas* (vulgarmente denominadas Folhosas ou madeiras duras).

O grupo botânico das *Gimnopérmicas* é constituído por quatro classes, onde apenas duas destas têm porte para produzir madeira estrutural. Assim, os subgrupos *coniferopsidos* e *conifiéales* (vulgarmente conhecido por Coníferas) são os que despertam mais interesse neste trabalho devido à sua aplicabilidade em estruturas. Caracterizam-se por ter folha perene, boa resistência à compressão e ainda melhor à tração.

Relativamente ao segundo grupo, este divide-se em outros dois grandes grupos: monocotiledóneas e dicotiledóneas. As madeiras monocotiledóneas contêm matéria bastante fibrosa e de baixa resistência estrutural, de que são exemplo os bambus e palmeiras. O subgrupo das dicotiledóneas abrange as madeiras vulgarmente designadas por Folhosas, sendo que este abarca tanto material de baixa como de elevada qualidade.

Na espécie de madeiras Resinosas é possível incluir, por exemplo, o Pinheiro, o Abeto, o Cedro e o Cipreste, e nas madeiras folhosas o Castanho, o Eucalipto, o Carvalho e a Nogueira.

Tendo em conta a distinção entre espécies e subespécies de madeiras, a estrutura do material lenhoso da madeira é um dos fatores de maior decisão. Além da fundamental identificação visual de singularidades do material, observáveis em peças resultantes da transformação das árvores e que influenciam o desempenho mecânico do elemento de madeira, é assim necessário conhecer a estrutura macroscópica da madeira nos seus aspetos mais gerais. A estrutura diferenciada do tecido lenhoso apresenta-se como o principal motivo que justifica a anisotropia e a heterogeneidade da madeira, quer entre espécies, quer em função da localização de onde foi extraída da árvore. Por outro lado, destaca-se a constituição do tronco para se perceber de que forma as diferentes camadas afetam ou contribuem para a capacidade resistente da madeira. Assim, entende-se a importância que a espécie botânica tem na constituição química e arranjo morfológico e estrutural dos elementos, definindo assim o seu comportamento físico-mecânico. De salientar que não irá ser abordado com profundidade o tema relativo à estrutura macroscópica da madeira, seus constituintes e composição química, pois não se enquadra no âmbito deste trabalho. A pormenorização deste tema pode ser encontrada em bibliografia da especialidade, como por exemplo (Wood Handbook;1999) (Pfeil;Pfeil;2003).

No mundo são conhecidas cerca de 30.000 espécies, tanto Resinosas como Folhosas. Dentro deste vasto leque de famílias, existem centenas de espécies utilizáveis para fins estruturais mas apenas algumas delas são comercializadas atualmente. Isto deve-se tanto a questões regionais (algumas espécies encontram-se em áreas delimitadas), a questões financeiras (sectores de extração sem grande

interesse na sua comercialização) ou relacionam-se simplesmente com a ignorância das propriedades, resistentes ou outras, de espécies menos habituais.

2.3.2. DEFEITOS NATURAIS

As irregularidades presentes na constituição da madeira, devidas à génese que dispõem (facto intrinsecamente ligado ao seu carácter natural), levam a existência de defeitos. Estes afetam a qualidade dos elementos, provocando anomalias importantes no comportamento físico-mecânico, conduzindo assim a uma redução da sua capacidade resistente.

Os defeitos correntemente considerados são descritos e definidos tanto na norma NP180 (IPQ;1962) como na especificação E31 do LNEC (LNEC;1955).

Neste capítulo apenas irão ser enumerados os defeitos mais correntes, sendo feita uma abordagem mais pormenorizada destes no próximo capítulo. Assim, os defeitos correntemente considerados são:

- Nós;
- Desvio da indicação do fio em relação ao eixo da peça;
- Fendas;
- Empenos;
- Descaio;
- Taxa de crescimento (velocidade de crescimento irregular);
- Bolsas de resina;
- Presença de medula e entre-casco;
- Madeira de reação;
- Madeira juvenil;
- Ataques de insetos e fungos: deficiências no material lenhoso.

2.3.3. DURABILIDADE NATURAL

Sendo um material natural, a madeira degrada-se de forma diferente dos materiais mais correntes usados na construção: betão e aço. A durabilidade da madeira está diretamente relacionada com o ataque que sofre devido a agentes biológicos, dependendo da espécie que se apresenta e respetivamente das suas características anatómicas. Outro ponto importante que deve ser destacado é a diferença na durabilidade da madeira de acordo com a região do tronco da qual a peça foi extraída, devido à percentagem de borne e cerne em função da altura da árvore. Estas são as duas camadas constituintes da madeira usadas em peças estruturais de madeira maciça. Segundo (Negrão;Faria;2009), a madeira de cerne é de melhor qualidade que a de borne já que, no momento do corte, é constituída por tecido morto sem função circulatória de substâncias. O borne corresponde à madeira mais jovem da árvore e é constituído por células vivas no momento de corte sendo, em geral, menos espesso e de constituição mais clara que o cerne.

Pela importância que este fator revela, foi necessário regulamentar a sua especificidade. A Norma EN350 (IPQ;2008) traduz a durabilidade natural em valores baseados em testes completos e é constituída por duas partes: a Parte 1 explica os métodos de determinação de durabilidade natural da

madeira maciça não tratada em relação ao ataque de insetos ou fungos e apresenta a classificação baseada nos resultados desses métodos; a Parte 2 expõe a durabilidade das espécies mais importantes existentes na Europa.

De salientar que a reduzida durabilidade natural de algumas peças pode ser melhorada recorrendo a tratamentos preservativos, atingindo assim melhores níveis de durabilidade mais próximos dos apresentados por espécies naturalmente resistentes.

Como complemento a este tema, é importante referir que o fator idade não produz depreciação das características mecânicas da madeira. Facilmente se consegue encontrar em obras de reabilitação que envolvam estruturas de madeira, o material em bom estado de conservação apesar de contar com alguns séculos de existências. Esta situação ocorre quando o material não se encontra exposto a ambientes muito agressivos que propiciam a degradação por agentes bióticos (infestação animal) e abióticos (fatores ambientais), sendo uma das principais causas da evolução negativa das propriedades mecânicas ao longo do tempo. Como já foi referido anteriormente, o tema relativo ao ataque de agentes bióticos e abióticos será abordado com mais pormenor no próximo capítulo (Cruz, Nunes, LNEC).

2.3.4. COMPORTAMENTO AO FOGO

A madeira é um material combustível, devido à presença de elementos como o carbono, oxigénio e hidrogénio na sua constituição química, tendo por isso um comportamento deficiente em termos de reação ao fogo. Por outro lado, e contrariamente ao problema que muitas vezes se admite, a madeira apresenta uma resistência ao fogo, sem tratamento, superior (apesar de apresentar nas uniões pontos de debilidade) aos materiais mais correntes usados na construção, como o betão e aço. Quando sujeito a altas temperaturas, o betão tem tendência a fragmentar-se, enquanto o aço perde a sua rigidez e resistência, plastificando o material, como é possível verificar pela *Figura 2.6*. Para mesma situação, de acordo com (Negrão,Faria,2009), e no caso de um incêndio que se atinja os 1000°C, a madeira conserva durante algum tempo uma boa resistência mecânica, devido ao efeito isolante das camadas externas carbonizadas, não sofrendo assim uma rotura súbita. Isto deve-se a forma de combustão das madeiras, sendo que inicialmente a sua superfície exterior entra facilmente em combustão, mas logo cria uma capa carbonizada que é cerca de seis vezes mais isolante que a própria madeira. (Arriaga et al; 2002) defende também que a madeira maciça não arde rapidamente e que são escassos os casos em que num incêndio tenho sido este o primeiro material a arder.



Figura 2.5 e 2.6 À esquerda, seção de uma viga de madeira exposta ao fogo durante 30 minutos; À direita, aspeto de Vigas de madeira e aço, após incêndio

2.4. PROPRIEDADES FÍSICAS

2.4.1. TEOR EM ÁGUA E HIGROSCOPICIDADE

Imediatamente após o abate, qualquer madeira apresenta uma grande quantidade de água. Essa água encontra-se sob várias formas: água de constituição, água de impregnação (ou embebição) e água livre (Cruz;Nunes; s/d).

- A água de constituição encontra-se em combinação química com os principais constituintes do material lenhoso, não sendo eliminada na secagem
- A água de embebição encontra-se impregnada nas paredes lenhosas e é a principal responsável pela alteração de volume da peça, devido à sua variação.
- A água livre preenche os espaços vazios da estrutura, não sendo propícia a causar qualquer alteração dimensional do material (Coutinho;1999).

Após o abate a água livre é rapidamente eliminada, diminuindo drasticamente o teor em água da madeira, até atingir o ponto de saturação ao ar, correspondendo a cerca de 30% (Negrão;Faria;2009). Assim, a madeira altera o seu teor em água, em função da higrometria do ambiente a que está exposta (conteúdo de vapor de água e da temperatura do ar com que contacta). A este fenómeno dá-se o nome de Higroscopicidade¹ e provoca alterações nas propriedades físicas e mecânicas da madeira, tanto maiores quanto menor for o seu teor em água.

De forma a evitar alterações volumétricas causadoras de anomalias de diversos tipos, a madeira a aplicar com fins construtivos deverá ter um teor em água o mais próximo possível da humidade de equilíbrio higroscópico correspondente às condições higrotérmicas de serviço. Estabeleceu-se o valor de 12% de teor em água como a medida internacional de referência para a realização de ensaios para apurar as propriedades físicas que dela dependam, sendo necessário efetuar correções matemáticas quando tal não suceder (Negrão;Faria;2009).

Também é importante realçar que a resistência de uma estrutura de madeira é afetada pelo seu teor em água. De acordo com o *Gráfico 2.1*, é possível perceber-se que a resistência mecânica é inversamente proporcional ao teor em água em cada momento, para valores abaixo do ponto de saturação das fibras (PSF²), tratando-se de um fenómeno reversível.

¹ Define-se Higroscopicidade como um parâmetro que caracteriza a capacidade de determinado material para fixar água por adsorção e de a restituir ao ambiente em que se encontra, em função das variações de temperatura e de pressão parcial de vapor de água do ambiente que o envolve.

² Segundo (Coutinho;1999), quando as paredes das células estão completamente saturadas de água de embebição, mas a água ainda não extravasou para os vazios celulares (sem água livre), diz-se que a madeira atingiu o ponto de saturação das fibras (PSF). Para a maioria das espécies o PSF situa-se entre os 25% e 30%.

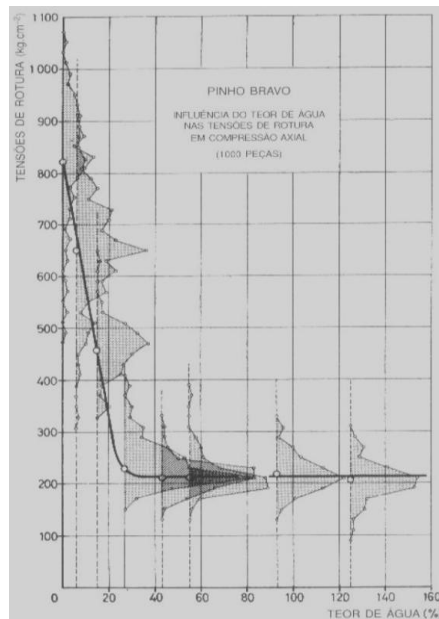


Gráfico 2.1 Relação entre o teor em água e resistência mecânica da madeira pinho bravo

2.4.2. MASSA VOLÚMICA APARENTE

Trata-se de uma medida de peso da madeira por unidade de volume, sendo na área das madeiras considerada em termos de massa volúmica aparente, ou seja, admitindo um volume em que não é deduzido o volume compreendido pelos poros. É um parâmetro que varia em função do teor em água da madeira, o qual influencia não só o peso, como também, o seu volume (Negrão;Faria;2009).

Segundo (Correia;2009), existe uma correlação bastante consistente entre a densidade e a resistência mecânica, podendo-se considerar as madeiras mais pesadas em geral mais resistentes. No entanto, na interpretação desta correlação, há que haver algum cuidado, devido à grande heterogeneidade e diversidade morfológica de espécies.

É importante salientar também que as madeiras apresentam um valor de massa volúmica relativamente baixo, comparando com a sua resistência mecânica e módulo de elasticidade. Assim, confere-lhe grandes potencialidades para o uso estrutural devido ao seu baixo peso, quando confrontada com outros materiais de iguais características de resistência mecânica.

2.4.3. RETRACTILIDADE

A madeira, através das suas características higroscópicas, tem a capacidade de alterar as suas dimensões quando o teor de água se modifica. Devido ao seu comportamento ortotrópico e heterogêneo, não apresenta os mesmos valores de retração segundo as três direções principais: axial, tangencial e radial. Assim, a variação segundo a direção axial é praticamente nula, verificando-se que a soma da retração radial e tangencial totais é aproximadamente igual ao valor da retração volumétrica total e que a retração tangencial total é aproximadamente o dobro da radial (Negrão,Faria,2009).

2.4.4. RESISTÊNCIA AO FOGO

O comportamento da madeira perante o fogo já foi alvo de abordagem anteriormente, em 2.3.4. Porém, e por se tratar de uma das propriedades físicas de maior relevância, é necessário acrescentar alguns pontos, entre os quais:

- Para madeiras normais, a combustão dá-se para temperaturas da superfície dos 300°C, quando existe chama, ou superiores a 400°C quando tal não sucede;
- A madeira é um material com grande capacidade de isolamento térmico, sendo assim uma importante vantagem em caso de incêndio;
- A facilidade para começar a arder uma peça de madeira e a respetiva velocidade de combustão diminuem em função com aumento da densidade da peça;
- As uniões entre estruturas constituem um ponto débil em caso de incêndio, local onde se dão as maiores profundidades de carbonização das peças. Isto deve-se essencialmente à existência de elementos metálicos nas ligações que conduzem o calor até ao interior das peças (Arriaga et al; 2002);
- A madeira é normalmente classificada como pertencente à classe M3 ou M4, no que respeita à reação ao fogo, de acordo com a especificação LNEC E326 (LNEC;1979).



Figura 2.7 Cachorro de madeira após incêndio (Tampone;2000)

2.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS

2.5.1. INTRODUÇÃO

A resistência a forças exteriores e a tensões internas resultantes da retração ou extensão da madeira é um fator que depende das propriedades mecânicas da madeira. Estas resultam diretamente das características anisotrópicas e de heterogeneidade do material lenhoso, levando a que apresente propriedades mecânicas diferentes nas várias direções de crescimento (axial, radial e tangencial), contrariamente ao que acontece com os metais ou outras matérias de natureza homogénea.

A estrutura do lenho das árvores foi orientada durante o seu crescimento para responder a ações ambientais, como a ação do vento (semelhante a um esforço de flexão) e a ação gravítica (esforço de compressão). Pretende-se caracterizar a madeira quanto às suas especificidades mecânicas em duas direções principais, devido ao seu comportamento anisotrópico. Deste modo irá analisar-se as propriedades no sentido do fio, segundo o eixo das fibras, e no sentido perpendicular ao fio, sendo a resistência da madeira superior na primeira direção referida.

2.5.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

2.5.2.1. Resistência à tração paralela às fibras

Devido à natureza da estrutura fibro-anatómica, verifica-se que a madeira apresenta uma resistência à tração no sentido paralelo às fibras ou axial bastante elevado, quando comparado com outros esforços, nomeadamente à compressão axial.

De acordo com (Carvalho;1996), a resistência à tração axial pode ser até três vezes superior à compressão axial, para peças livres de defeitos. Isto justifica-se pela aproximação das fibras devido a esta solicitação, contribuindo para o aumento da coesão e aderência da peça de madeira.

O mesmo autor clarifica que se trata de uma resistência especificamente importante em tirantes, componentes de estruturas reconstituídas e definições de ligações entre elementos estruturais.



Figura 2.8 Esquema representativo de tração paralela às fibras (Corma;2007)

2.5.2.2. Resistência à tração perpendicular às fibras

As fibras de celulose de uma peça de madeira dispõem-se preferencialmente no sentido longitudinal do tronco da árvore, sendo que no sentido transversal estas são escassas. Este facto condiciona a resistência do elemento estrutural nesta direção, devido à falta de travacção entre as fibras longitudinais e a debilidade das ligações intercelulares (Negrão;Faria;2009).

A madeira apresenta valores muito baixos para a resistência à tração perpendicular às fibras, cerca de 50 vezes inferior, tal como para outras propriedades transversais. Trata-se de uma propriedade importante no caso de vigas curvas ou arcos, não tendo por isso sido objeto de estudo neste trabalho

Por último, é de referir que, ao contrário do que se passa noutras propriedades mecânicas, a resistência à tração perpendicular às fibras não varia com a massa volúmica, uma vez que esta não interfere na aderência entre fibras. É uma propriedade importante na definição das ligações entre elementos de madeira numa construção (Martins;2009).

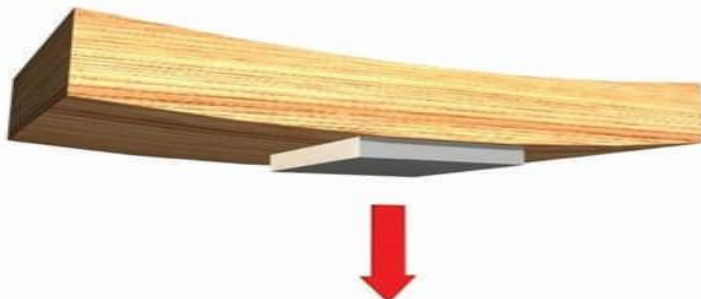


Figura 2.9 Esquema de representativo de tração perpendicular às fibras (Corma,2007)

2.5.3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

2.5.3.1. Resistência à compressão paralela às fibras

A resistência à compressão paralela às fibras refere-se à carga suportável por uma peça de madeira quando esta é aplicada na direção paralela às fibras, como acontece nas colunas que sustentam um telhado. Esta solicitação provoca a separação das fibras longitudinais, diminuindo a coesão do elemento estrutural e, consequentemente, a sua resistência global (Negrão;Faria;2009).

A madeira atinge valores elevados de resistência à compressão no sentido das fibras, sendo uma propriedade importante em pilares. O baixo módulo de elasticidade que a madeira apresenta conduz a que na prática a resistência à compressão seja mais reduzida, consequência do fenómeno de encurvadura das peças. Este fenómeno leva a que as fibras fiquem desalinhadas, dificultando a transmissão das cargas aplicadas, caso não aplicável na temática deste trabalho (Martins;2009).

Por último, é necessário salientar que a resistência à compressão paralela é fortemente influenciada pelos seguintes fatores:

- *Teor em água:* Atinge-se o valor máximo de resistência à compressão quando a madeira está sob o estado anidro, e mínimo, quando supera o ponto de saturação de 30% de humidade;
- *Massa volúmica:* Quanto maior for esta grandeza, maior será o valor de resistência à compressão axial;



Figura 2.10 Esquema representativo de compressão paralela às fibras (Corma;2007)

2.5.3.2. Resistência à compressão perpendicular às fibras

Estruturas de madeira sujeitas a esforços de compressão normal podem levar a um esmagamento da madeira, sendo função da massa volúmica, se esta estiver exposta a cargas sucessivamente crescente ou então induzir fendas quando a ação é constante.

Caso se dê a situação de toda a peça estar sujeita a esforços de compressão, as fibras são apertadas entre si até que se atinja a tensão correspondente ao esmagamento das fibras. Quando a zona de compressão diminui, a rigidez é maior e as alterações no seu valor surgem para tensões mais elevadas.

É importante também salientar que a resistência à compressão no sentido perpendicular às fibras apresenta um valor bastante inferior a igual solicitação no sentido paralelo, aproximadamente 20% (Carvalho;1996).

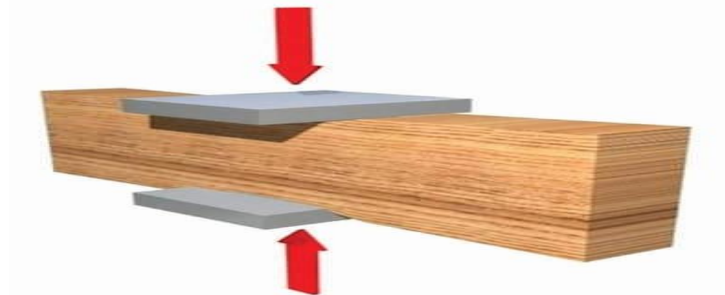


Figura 2.11 Esquema representativo de compressão perpendicular às fibras (Corma;2007)

Como conclusão referente à resistência que a madeira apresenta em função da direção das suas fibras é apresentado o *Gráfico 2.2*, retirado de (Piazza; Tomasi et al.;2005), onde se expõe a relação entre tensões e extensões de uma madeira resinosa isenta de defeitos, encontrando-se bem patente a discrepância de resistências que a madeira apresenta entre a direção paralela e perpendicular às fibras.

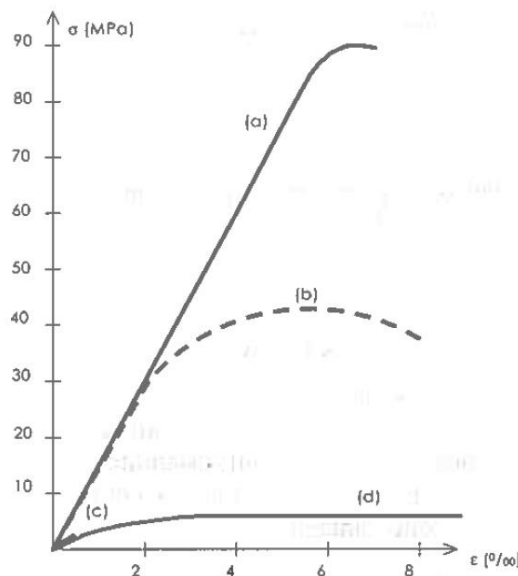


Gráfico 2.2 Gráfico tensão-extensão para uma madeira conífera, isenta de defeitos: a) tração, b) compressão, paralela à direção das fibras; c) tração, d) compressão, perpendicular à direção das fibras (Piazza; Tomasi et al.;2005)

2.5.4. RESISTÊNCIA À FLEXÃO ESTATICA

Embora com boa capacidade para suportar esforços de tração e compressão, é em vigas e peças fletidas que a madeira revela em plenitude o seu potencial como material estrutural e é neste ponto que este trabalho se baseia.

A madeira possui uma elevada resistência à flexão estática, atingindo valores próximos dos verificados para a sua resistência à tração paralela às fibras. Considerando o exemplo do Pinho bravo, este

apresenta uma resistência à flexão estática da ordem dos 140MPa (em peça perfeita), cerca de 90% do valor da tração axial.

Os esforços de flexão despertam nas peças de madeira dois tipos de comportamento: no intradorso surgem esforços de compressão e na zona de extradorso as fibras são tracionadas. Isto leva a que ocorra na zona comprimida uma pré-rotura localizada, caso o limite de resistência à compressão seja ultrapassado. No final, as peças cedem por rotura e estilhaçamento das fibras de extradorso, quando a tensão resistente máxima à tração é ultrapassada.

É necessário ter em conta também uma grandeza muito importante relacionada com este contexto e de grande utilidade para o cálculo de estruturas e classificação de elementos estruturais: o módulo de elasticidade. Trata-se de um parâmetro mecânico que proporciona uma medida de rigidez, ou seja, é uma medida de resistência à deformação elástica (Pfeil;Pfeil;2003).

Um material com comportamento frágil tem como característica fundamental atingir a rotura do elemento quando se dá o limite de proporcionalidade, sem se verificar a ocorrência prévia de deformações que indiciem essa situação. No caso contrário, considera-se que o material tem um comportamento flexível. Esta informação é de extrema importância para o cálculo de estruturas, dada a correlação alta existente entre o valor do módulo de elasticidade á flexão estática e a tensão instalada no elemento solicitado, e entre a massa volúmica e a resistência mecânica da madeira submetida a esforços axiais.

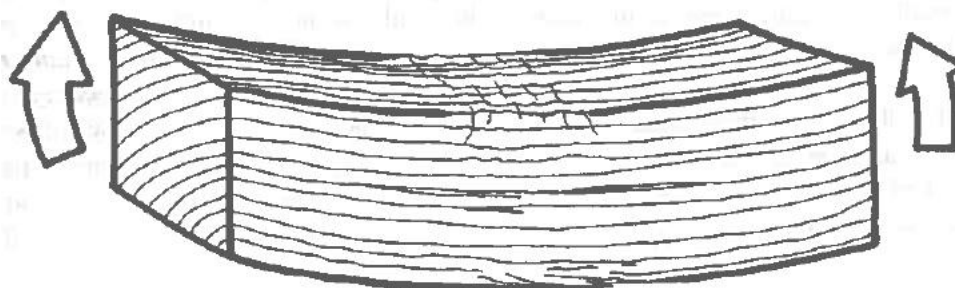


Figura 2.12 Modo de rotura de uma peça de madeira sujeita a flexão simples (Piazza; Tomasi et al.;2005)

2.5.5. RESISTÊNCIA AO CORTE OU ESMAGAMENTO

As tensões desencadeadas por forças de corte numa peça de madeira podem surgir sobre três formas diferentes, em função da orientação do fio da madeira: tensões normais, tensões paralelas e tensões oblíquas às fibras. Conforme as diversas solicitações por corte, a rotura pode ocorrer por deslizamento das fibras umas em relação às outras, para o plano paralelo, por corte, para o plano perpendicular e por último, em rotação.

A madeira apresenta uma resistência muito superior a um esforço de corte perpendicular às fibras do que paralelo a estas. Apesar disto, o tipo de escorregamento mais frequente na prática (verificando-se em vigas compridas junto aos apoios) é o que ocorre segundo a direção paralela às fibras, através de tensões de deslizamento. Assim, os ensaios que avaliam a capacidade resistente da madeira ao corte devem ser executados nesta direção.

Relativamente à resistência ao corte no plano paralelo às fibras, a madeira apresenta uma resistência bastante reduzida, fraturando-se com relativa facilidade. A resistência da madeira ao corte no plano perpendicular às fibras é 3 a 4 vezes superior ao do corte no plano paralelo às fibras.

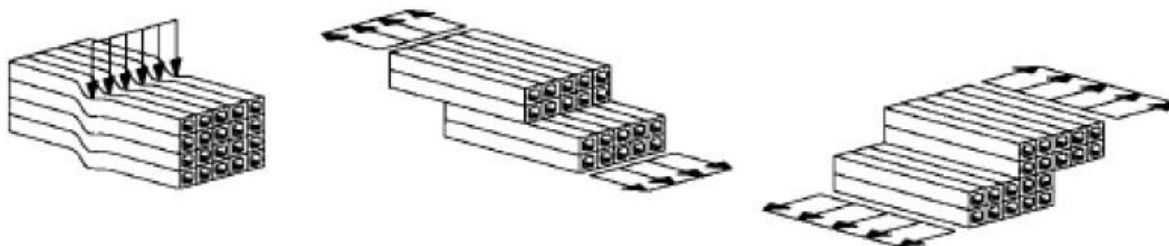


Figura 2.13 Tensões tangencias que podem ocorrer na madeira: Corte, Deslizamento e Rotação (Correia;2009)

2.5.6. DUREZA

A dureza é uma característica mecânica que traduz a resistência do material no que concerne à sua penetração, riscagem e desgaste. Trata-se de um parâmetro com interesse em apurar, visto que se relaciona com a densidade e “trabalhabilidade” da maneira, permitindo também realizar uma seleção da espécie de madeira em função do fim a que se destina (Negrão;Faria;2009).

Esta propriedade está ainda relacionada com a resistência do material à abrasão, ou a ser riscado com diversos objetos, assim como com o grau de dificuldade em trabalhar a madeira com ferramentas de corte.

Existem madeiras brandas como o choupo ou o pinho, outras de dureza média, como a nogueira e algumas madeiras como o carvalho, freixo, faia ou a oliveira que desfrutam de maior dureza. São assim classificadas, em termos de dureza, como brandas, medianamente duras e duras.

2.5.7. FADIGA

É possível definir a resistência à fadiga ou a cargas alternadas como a capacidade que um elemento estrutural tem em se deformar sem atingir a rotura, quando está sujeito a esforços alternados de compressão e tração.

De acordo com dados experimentais, (Carvalho;1996) apresenta o conjunto de considerações relativo a fadiga em elementos em madeira:

- O quociente entre a resistência à fadiga e a resistência à flexão estática é, em média, da ordem de um terço
- A cota de fadiga (quociente entre a resistência à fadiga e a massa volúmica) da madeira é da ordem de 6 a 7
- O teor em água tem grande influência no valor da resistência à fadiga, sendo que para cada diminuição de 1% do seu valor, se verifica uma redução de cerca de 4% da resistência à fadiga

2.5.8. RESISTÊNCIA A CARGAS DE LONGA DURAÇÃO – FLUÊNCIA

Trata-se de um fenómeno que corresponde à deformação ou perda de resistência de um elemento estrutural sob um determinado grau de permanência de carregamento. Este facto deve ser atribuído a alterações na estrutura do material, incluindo o gradual deslizamento de células e tecidos, com a consequente perda de elasticidade. Submetidas a cargas prolongadas, as peças de madeira sofrem, através do tempo, deformações progressivas que podem ocasionar roturas, mesmo sob cargas inferiores à tensão limite de resistência determinada em ensaios (Correia;2009).

Segundo (Negrão;Faria;2009), o teor em água da madeira tem grande influência na fluência das peças, sendo que para madeiras com maiores teores em água ou sujeitas a ciclos de humedificação/secagem frequentes, o valor da fluência é bastante superior.

Ainda os mesmos autores advertem que a prevenção ou diminuição do impacto da fluência na resistência global de elementos estruturais de madeira podem ser garantidas a partir da aplicação das seguintes medidas prévias à sua aplicação:

- Garantir que o elemento estrutural não está sujeito a grandes variações térmicas e higrotérmicas;
- Montar os elementos estruturais devidamente estabilizados, em termos de teor em água;
- Sobrestimar as cargas atuantes sobre a estrutura ou subestimar o valor do módulo de elasticidade, para efeitos de dimensionamento;
- Recorrer a contra-flechas.

Por fim, é importante salientar que é comum a ocorrência de deformações por fluência da mesma ordem de grandeza das deformações instantâneas iniciais, facto que explica a redução significativa da rigidez. Segundo (Negrão;2005) a madeira perde, em carregamento de longa duração, até cerca de 40% da sua capacidade resistente instantânea inicial.

3

Levantamento, Inspeção e Diagnóstico

3.1. INTRODUÇÃO

As construções com madeira apresentam especificidades muito próprias que levam a que os mecanismos de degradação sejam bastante diferentes dos restantes trabalhos correntes desenvolvidos na construção de edifícios. Neste sentido, e de forma a entender quais os problemas mais comuns em pavimentos de madeira e que podem levar à necessidade de adoção de medidas de reabilitação/reforço, o primeiro tema a ser abordado neste capítulo irá basear-se nos principais danos e problemas estruturais dos pavimentos de madeira. Independentemente do valor patrimonial da construção em causa, a definição da estratégia de intervenção é um processo complexo, iterativo, que determina o grau de conhecimento que é necessário ter dessa construção e é determinado por ele. Daí ser necessário clarificar e organizar o planeamento de intervenção, também ponto de abordagem neste capítulo.

De acordo com (GeCorpa;2000), os objetivos desta etapa são:

- Identificar a origem de eventuais anomalias (agentes de degradação e condições propícias ao seu desenvolvimento).
- Quantificar (estimar) a resistência e a rigidez dos elementos de madeira
- Detetar pontos da estrutura que requeiram reforço ou substituição
- Recomendar medidas que impeçam a ocorrência dos problemas

Segundo (ICOMOS;2004), a especificidade das estruturas do património, com a sua história complexa, requer a organização de estudos e propostas em fases semelhantes às que são utilizadas em medicina. Anamnese, diagnóstico, terapia e controlo correspondem, respetivamente, à análise da informação histórica, identificação das causas de danos e degradações, seleção das ações de consolidação e controlo da eficácia das intervenções. De forma a assegurar a eficiência da utilização dos meios disponíveis e o impacto mínimo no património arquitetónico, é muitas vezes necessário repetir estas fases num processo iterativo.

Para garantir uma análise detalhada e clara sobre a necessidade e âmbito da intervenção, é fundamental que o estudo de levantamento, inspeção diagnóstico seja realizado por técnicos experientes, familiarizados com as diversas técnicas tradicionais de construção, no que respeita aos materiais e ao seu comportamento ao longo do tempo. Nesta fase, para além de se avaliar o estado de

conservação do edifício, é importante delinear a estratégia a adotar de forma a dar resposta ao programa estabelecido (Freitas;2012).

Ao contrário da construção nova, em que, uma vez escolhida a localização, em geral, apenas é necessário recolher informação sobre a topografia e as características do terreno de fundação, as intervenções de reabilitação, ou de simples manutenção fazem apelo ao conhecimento da geometria, das propriedades, do estado de conservação da construção, dos materiais que a constituem e das ações a que está submetida (Coiás;2007).

Existem muitas técnicas para obter a informação necessária para uma avaliação do estado de uma construção, desde a simples (mas fundamental) inspeção visual, ensaios laboratoriais, especializados sobre amostras ou partes de construção recolhidas em obra, ou mesmo, e no caso deste trabalho, de ensaios *in situ*. Assim, também irá ser realizado neste capítulo uma abordagem de duas metodologias de Inspeção em pavimentos em madeira: Inspeção Visual e Avaliação por equipamentos de ensaio *in situ*.

No final deste processo é necessário realizar uma sintetização, organização e consequentes conclusões de toda a informação recolhida durante a intervenção, objeto este de abordagem no final do capítulo, no subcapítulo relativo ao diagnóstico.

3.2. PATOLOGIAS EM PAVIMENTOS EM MADEIRA

3.2.1. INTRODUÇÃO

A degradação dos materiais é inevitável, sendo mais lenta ou mais rápida, dependendo das diversas condições ambientais a que estão expostos, da sua natureza e da função que desempenham.

Como se irá comprovar pelo desenvolvimento deste subcapítulo, os pavimentos em madeira são muito suscetíveis a danos de variadas índoles, tanto defeitos naturais, de origem biótica, agentes atmosféricos e mesmo a conceções deficientes. Podem apresentar deste modo quadros patológicos graves, criando condições inapropriadas para o seu uso em serviço. Porém, e de acordo com (Appleton;2003), os pavimentos de madeira não sofrem colapsos integrais frequentes porque a estrutura desses pavimentos é muito mais complexa do que se admite nas análises teóricas habituais. Sucede que o efeito estrutural conseguido pelo soalho pregado e pelos tetos pode ser preponderante no comportamento do pavimento, nomeadamente pela mobilização do efeito de membrana.

Neste subcapítulo irão ser abordados os principais danos presentes em estruturas de madeira, essencialmente pavimentos, e que afetam o seu funcionamento normal. Trata-se da primeira etapa no processo de Inspeção e Diagnóstico, promovendo um melhor entendimento dos danos existentes e levando assim à otimização das soluções de reabilitação possíveis.

3.2.2. DEFEITOS NATURAIS

3.2.2.1. Introdução

Como já foi referido no capítulo anterior, um defeito corresponde a qualquer anomalia ou irregularidade na constituição da peça de madeira que comprometa ou altere a resposta, aplicação ou valor comercial desta.

Segundo (Carvalho;1996), defeito é toda e qualquer irregularidade, descontinuidade ou anomalia estrutural, alteração química ou de coloração, modificação morfológica do fuste ou das peças,

originada durante a vida da árvore, na exploração e transporte da madeira, na conversão primária, na secagem, na preparação e noutras operações tecnológicas, sempre que qualquer um desses aspetos comprometa o valor intrínseco da madeira. Assim, é possível compreender que a madeira só atinge a plenitude das suas propriedades quando se encontra no seu estado normal. Todas as irregularidades ou desvios diminuem-lhe a capacidade de utilização, logo as suas propriedades físicas e mecânicas.

Neste subcapítulo apenas irá ser feita a referência aos seguintes defeitos naturais: *Nós, Fendas, Desvio de inclinação do fio em relação ao eixo da peça e Empeno*, devido à sua importância na envolvente do estudo deste trabalho (Dias;2008). Os restantes defeitos enunciados em 2.3.2 encontram-se fora do âmbito desta tese, ficando assim sem análise pormenorizada.

3.2.2.2. Nós

Os nós constituem a porção da base de um ramo inserido no tronco da árvore e apresentam-se como o defeito natural mais condicionante para a resistência global de uma peça de madeira.

Segundo (NP 180), trata-se de uma porção de ramos inclusos nas peças de madeira e que produzem um desvio local das fibras. Bem visíveis nos troncos, quando descobertos, são ainda evidentes algum tempo após o seu recobrimento pelas saliências constituídas pelos tecidos cicatriciais. Os nós podem assim agrupar-se de acordo com:

- Forma
- Aderência
- Estado
- Localização nas peças
- Agrupamento

Estes elementos tornam a madeira menos resistente e mais difícil de trabalhar. Os inconvenientes variam com a sua forma e dimensões, estado de conservação dos tecidos interessados e localização nas peças. A presença de nós tem maior influência na resistência à tração que à compressão. Os efeitos do tamanho do nó, tipo e sua localização, são considerados aquando da classificação visual da madeira pela imposição de valores limites pelas normas, às diferentes espécies comercializadas. O tema relativo à classificação visual da madeira será abordado mais à frente neste mesmo capítulo.

Relativamente à interferência que este tipo de defeitos têm na capacidade resistente, eles exercem uma influência assinalável nos esforços de tração marcadamente oblíquos (motivada também pela reduzida resistência que o material lenhoso apresenta a estas solicitações) enquanto na flexão estática deve-se procurar que os nós se situem na zona comprimida da peça para minimizar a sua importância.



Figura 3.1 Nó em viga de madeira (Tampone;1996)

3.2.2.3. Fendas

Segundo (Cruz;Nunes;s/d), as fendas desenvolvem-se no sentido das fibras da madeira, partindo da periferia do tronco para a medula. Introduzem descontinuidade no material lenhoso e os seus defeitos na resistência da madeira dependem do tipo de esforço considerado, da sua localização, comprimento e profundidade, bem como da eventual associação com outros defeitos, como nós ou fio inclinado.

O seu aparecimento é também consequência das elevadas tensões instaladas pela contração da madeira entre as zonas periféricas e interiores do lenho, o que leva a esforços de tração transversal que tendem a romper a madeira segundo planos radiais. Em alguns casos, as fendas chegam a dividir a seção original de madeira em duas, podendo conduzir à redução do momento de inércia e ter graves repercussões estruturais, nomeadamente se estiverem localizadas em elementos sujeitos a compressão axial ou em zonas de ligações de elementos (Dias,2008).

Por ultimo, e de acordo com NP 180 (IPQ;1962), as fendas levam também a desperdícios de material, um aumento de suscetibilidade aos agentes destruidores e também a uma depreciação geral da madeira.



Figura 3.2 Fenda de secagem longitudinal (Guedes; Ilharco et al.;2012)

3.2.2.4. Inclinação do fio em relação ao eixo da peça (Fio diagonal ou Fio Torcido)

Trata-se de um defeito natural da madeira traduzido por uma inclinação mais ou menos acentuada do fio relativamente ao eixo longitudinal das peças. Pode ser causado por um processo de corte desadequado ou mesmo da natureza morfológica dos elementos de madeira utilizados, que possuiria estas características (por exemplo, o corte de troncos curvos ou deformados).

Segundo NP 180 (IPQ;1962), a sua presença apresenta como principais consequências uma madeira pesada, compacta, pouco elástica e difícil de trabalhar.

É importante também salientar que provoca fendas e empenos face a pequenas alterações de humidade, dadas as elevadas tensões internas que se instalam na madeira com estas características, podendo originar assim consequências graves na resistência mecânica da peça

3.2.2.5. Empeno

De acordo com NP 180 (IPQ;1962), os empenos são um encurvamento das peças de madeira devido à retração, através de uma distorção em relação ao plano da superfície de uma peça de madeira. As suas causas são devidas a desigualdade de retrações, ações mecânicas prolongadas e secagem mal conduzida. Isto leva a uma desvalorização da madeira em obra e desperdícios de material.

3.2.3. ATAQUES DE INSETOS/FUNGOS

3.2.3.1. Introdução

A madeira é um material de origem natural, implicando que os problemas ocorrem nas soluções estruturais ou construtivas à base deste material tenham singularidades que genericamente se podem associar ao facto do material ter origem orgânica e não mineral (Negrão;Faria;2009). O ataque por agentes bióticos, como insetos e fungos, é uma das degradações mais comuns e que danos mais graves produz nas estruturas de madeira. Deste modo, irá ser exposto neste subcapítulo a forma como as diversas patologias bióticas influenciam as propriedades mecânicas da madeira e os danos que provocam, com o objetivo de disponibilizar informação fundamental para a seleção da técnica de inspeção a aplicar e a respetiva análise de resultados.

É importante também salientar que a eventual suscetibilidade de uma madeira sofrer ataque por agentes biológicos é uma característica intrínseca da espécie de madeira em causa (durabilidade natural). Por outro lado, ainda que uma espécie seja suscetível de ataque por determinado agente, esse ataque só se verifica se existirem condições favoráveis ao seu desenvolvimento, como sejam temperatura ambiente, ar e humidade em quantidades adequadas a cada um deles (Cruz;2001). Assim, neste subcapítulo irá ser realizada uma abordagem aos agentes bióticos e danos causados que mais interferência têm no comportamento de pavimentos antigos em madeira, entre eles: fungos xilófagos (bolores, fungos de podridão branda, branca e castanha) e também insetos xilófagos (insetos sociais e de ciclo larvar).

É necessário salientar que apesar dos xilófagos marinhos serem os agentes destruidores da madeira com a ação mais devastadora (quantidade de madeira degradada por unidade de tempo) (Freitas;2012), estes não irão ser tema neste trabalho pois a sua existência está diretamente relacionada com o teor de água salgada existente na peça em questão, não se enquadrando assim no âmbito de um pavimento devido à impossibilidade deste estar em contato direto com este tipo de agente.

3.2.3.2. Fungos xilófagos

Os fungos são vegetais inferiores de constituição morfológica muito primitiva que se alimentam de constituintes orgânicos já existentes. Podem viver de forma saprófita, ou seja, alimentando-se de elementos mortos, como de forma parasitária. Devido à existência de variadas substâncias nutritivas, como açúcares, gomas, resinas e amidos no lenho, a probabilidade de ataque por parte de fungos na madeira é alta. A presença dos fungos numa peça de madeira pode ser detetada através de uma cor anormal no material, por uma manifestação do fungo (em forma de micélios ou corpos de frutificação), degradação do material ou por a presença de insetos xilófagos que geralmente os acompanham (Arriaga et al;2002). Estes agentes atuam de uma forma faseada, começando a sua atuação com o aparecimento de manchas e terminando com decomposições e apodrecimentos. Segundo o mesmo autor, a exigência mínima do conteúdo de humidade da madeira para o aparecimento de fungos xilófagos é de 18-20%, com um valor ótimo compreendido entre 25 e 55%.

É importante fazer notar que o ataque promovido por estes fungos é bastante pernicioso para as estruturas de madeira. Isto deve-se essencialmente à dificuldade em os detetar, visto que a sua presença na peça só apresenta vestígios numa fase avançada de deterioração, numa altura em que a capacidade mecânica desta já está bastante debilitada.

Os fungos xilófagos causam, por ordem de perigosidade, os seguintes danos: bolores, podridão branda³, podridão branca⁴ e podridão cúbica ou parda⁵. A podridão parda é a mais perigosa pois ataca a celulose da madeira que se desfaz em pequenos pedaços, acabando por se desfazer em pó (Faria;2004). Ressalva-se que apenas se deteta a presença de bolores quando o seu corpo de frutificação se forma, alterando a superfície da madeira, que apresenta um aspeto esponjoso de coloração que vai desde o branco ao negro. A perigosidade deste ataque é relativamente baixa, visto que esta alteração na superfície da madeira é facilmente removida através de uma limpeza superficial.

Em termo de conclusão e aplicação a um caso prático, de acordo com (Dias;2008) foram observados em vários dos edifícios inspecionados pelo NCREP fungos de podridão parda ou cúbica, característicos de zonas húmidas e mal ventiladas, nomeadamente das entregas dos elementos estruturais do pavimento nas paredes. A presença de teores em água da ordem dos 20%, juntamente com deficientes condições de ventilação foram apontadas como causas responsáveis pelo seu aparecimento.

A *Tabela 3.1*, adaptada de (Freitas;2012), apresenta um resumo dos tipos de fungos xilófagos e respetiva degradação que provocam nas peças de madeira, servindo como conclusão e sintetização deste subcapítulo.

³ Segundo (Arriaga et al; 2002), esta podridão é originada por fungos inferiores, aparecendo quando existem condições de alta humidade, tanto no interior do elemento como no ambiente. A madeira atacada apresenta um aspeto final mole ou esponjoso.

⁴ Segundo (Arriaga et al; 2002), é produzida por fungos que se alimentam da lignina e a madeira apresenta uma cor branca devido ao complexo celulósico resultante. A madeira apresenta também um aspeto fibroso, razão pela qual às vezes também se denomina por podridão fibrosa.

⁵ Segundo (Arriaga et al; 2002), trata-se de uma podridão produzida por fungos que se alimentam da celulose e hemicelulose deixando, como consequência, um rasto de resíduo de cor castanho-escuro formado por lignina. Ao secar a peça o material residual tende a despedaçar-se, formando pequenos cubos que se desagregam facilmente entre os dedos. A destruição não é visível até que a madeira tenha perdido 10 a 20% do seu peso, correspondendo a cerca de 80 a 95% da sua resistência mecânica.

Tabela 3.1 Quadro resumo das principais características de cada um dos tipos de podridão que degradam as estruturas de madeira (Freitas;2012)

Tipo de fungo	Exemplo/Classe	Breve caracterização dos danos	Ação	Exemplo
Fungos Cromogéneos e Bolors	Ceratostomella/ Ascomicetos	-Coloram a madeira -Atacam apenas as zonas mais superficiais	Não destrutiva	
Podridão Branda	Cephalosporium/ Ascomicetos	-Atacam madeira muito húmida (molhada) e sem ventilação -Amolece superficialmente a madeira	Não destrutiva	
Podridão Branca ou Fibrosa	Polystictus Versicolor F./ Basidiomicetos	-Alimentam-se da lenhina -Madeira desfaz-se em fios sob ação mecânica	Destrutiva	
Podridão Parda ou Cúbica	Serpula Lacrymans G./ Basidiomicetos	-Alimentam-se da celulose e hemicelulose -Madeira fica castanha -Madeira desfaz-se facilmente em pó	Destrutiva	

3.2.3.3. Insetos xilófagos

Trata-se dos agentes bióticos mais frequentes nas madeiras de edificação, invadindo-a com o duplo propósito de se alimentarem e de se abrigarem. Estes atacam a madeira na sua fase de larva, durante o desenvolvimento e crescimento, alimentando-se do material lenhoso. Chegando à idade adulta, perfuram a madeira, através de extensas galerias, reduzindo drasticamente a seção resistente dos elementos e beneficiando da instalação de humidade na peça (Pereira;2009).

As principais espécies de xilófagos que irão ser abordadas neste trabalho são as térmitas e o caruncho, sendo que as suas características e patologias que provocam são descritas seguidamente.

3.2.3.3.1. Insetos sociais

As térmitas ou insetos sociais pertencem à ordem *Isoptera*, apresentando-se como muito parecidas com formigas e vivem segundo uma organização social avançada, vulgarmente denominados como insetos sociais. Necessitam de humidade superior a 85% e de temperaturas entre 25 e 35° para se desenvolverem e podem-se alojar em qualquer tipo de madeiras. Segundo (Freitas;2012), vivem em colónias debaixo da terra (podem atingir 6 ou mais metros de profundidade), fogem da luz e avançam em galerias escavadas na terra e nas alvenarias. Esta é a sua atuação na degradação da madeira, realizando-se no sentido das fibras, deixando pequenas lâminas entre as galerias criadas. Deixam a madeira com aspeto folheado com galerias, podendo o exterior apresentar bom aspeto.



Figura 3.3 Exemplo de térmita

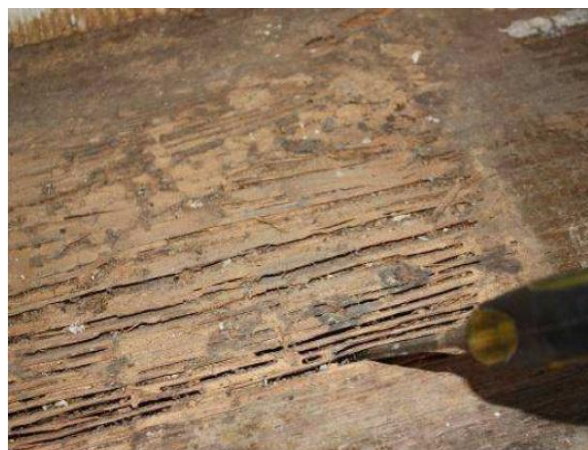


Figura 3.4 Exemplo de dano causado por térmita num pavimento de madeira (Guedes;Ilharco et al.;2011)

3.2.3.3.2. Insetos de ciclo larvar

São insetos de ciclo larvar os carunchos (corrente e grande), traça, gorgulho, carcomas e besouros. Desenvolvem-se no ciclo ovo-larva-crisálida-inseto, onde o estado larva se apresenta como o de maior duração, alimentando-se de madeira no interior das peças, podendo durar até 10 anos. Caracterizam-se por atuar sobre a madeira seca (condição ideal para o depósito de ovos), também na forma de abertura de galerias, nas quais as larvas se alimentam. É possível identificar um ataque por carunchos através dos orifícios de saída dos insetos e pela presença de serradura na superfície. No caso de ataque por carunchos grandes, é recorrente ouvir-se um barulho característico (roer) no interior da madeira devido à atividade da larva. Este tipo de ataque provoca uma perda grave de resistência mecânica, devendo-se à perda de secção correspondente à abertura de galerias. Outro fator de elevada perniciosa ligada ao ataque por carunchos deve-se à dificuldade e respetiva altura em que é descoberto, pois só é revelado o ataque ao aparecem pequenos orifícios devidos à saída dos insetos. Por outro lado, a sua

reprodução e possível visualização de serrim constitui uma forma útil para a deteção da degradação a tempo de intervir.



Figura 3.5 Exemplo de caruncho



Figura 3.6 Exemplo de dano causado por caruncho na madeira (Guedes; Ilharco et al.;2012)

3.2.3.4. Classes de risco

No sentido de sintetizar o ataque por agentes bióticos a estruturas de madeira, de acordo com EN 335-2: *Durability of wood and wood-based products. Definition of use classes. Application to solid wood.* (CEN;2006) e (Cruz;s/d), é apresentada a *Tabela 3.2*.

Através da análise do quadro é possível concluir que os pavimentos se podem incluir dentro da primeira classe de risco e, no limite, na segunda também, devido à sua situação sob coberto. Por outro lado, pavimentos térreos podem encontrar-se numa qualquer classe de risco até à quarta, devido à suscetibilidade a maior humedificação pelo contato direto, ou não, com o solo.

Tabela 3.2 Classes de risco de aplicação de madeira maciça (CEN;2006) (Martins;2009) (Cruz;s/d)

Classes de risco	Situações gerais de serviço	Exposição à humidade	Teor de água na madeira	Principais agentes biológicos	Observações
1	Sem contato com o solo, sob coberto	Nenhuma	No máximo 20%	Carunchos	<i>A gravidade e a facilidade de reparação destas patologias, depende do elemento afetado, da facilidade de acesso e da extensão do ataque</i>
2	Sem contacto com o solo, sob coberto mas com risco de humificação	Ocasional	Ocasionalmente >20%	Carunchos Térmitas Podridão castanha	<i>Normalmente as podridões têm um carácter localizado, não havendo grandes problemas na substituição do material</i>
3	Sem contacto com o solo, não coberto	Frequente	Frequentemente >20%	Carunchos Térmitas Podridão Castanha Podridão branca	<i>Ocorrem normalmente em zonas húmidas mal ventiladas</i>
4	Em contacto com o solo ou água doce	Permanente	Permanentemente >20%	Carunchos Térmitas Podridão castanha Podridão branca Podridão mole	<i>O risco de ataque varia com o grau de infestação da zona e com a localização da madeira dentro do edifício, sendo mais importante ao nível dos pisos térreos</i>
5	Na água salgada	Permanente	Permanentemente >20%	Xilófagos marinhos	<i>O risco de ataque varia com o grau de infestação da zona</i>

3.2.4. AGENTES ATMOSFÉRICOS

De acordo com o carácter de compartimentação de espaços interiores, excetuando casos muito concretos, os pavimentos apresentam-se resguardados desde tipo de agentes – radiação solar e chuva. Contudo, e de acordo com os objetivos deste trabalho, é necessário fazer uma abordagem a esta problemática.

Os agentes atmosféricos (sobretudo a conjugação da luz solar e da chuva) provocam alterações de cor e textura, que se traduzem na tonalidade acinzentada da madeira “velha”. Estas alterações, que consistem numa decomposição química dos compostos da madeira por ação da radiação ultravioleta, eventualmente por deslavagem da camada degradada por efeito da chuva, correspondem, no entanto, a uma deterioração meramente superficial, sem outras consequências além das estéticas (Cruz;2001).

Segundo (Costa;2009), este tipo de degradação é mais lenta do que a realizada pela grande maioria de outros agentes, dado que, em média, a profundidade destruída durante um século é de 6 mm, podendo este valor variar conforme o tipo de madeira, clima e exposição aos agentes.

A ação dos raios ultravioleta localiza-se na superfície de madeira; esta obscurece com tendência a tomar de início uma tonalidade castanha e mais tarde acinzentada. Este fator leva à abertura de fendas, associadas a fenómenos de transferência de humidade e secagem excessiva, na face da peça exposta à radiação solar e também à subida de resinas à superfície (Arriaga et al; 2002) (Faria;2004). Devido a esta abertura de fendas, a estrutura fica assim mais sujeita ao alojamento de humidade no seu interior devido à ação da chuva, levando a uma aceleração do ataque por agentes bióticos.

Uma das principais causas da deterioração superficial da madeira deve-se às trocas rápidas dos conteúdos de humidade da superfície externa. A água da chuva que molha a superfície da madeira sem proteção é absorvida rapidamente por a camada superficial da madeira, seguida por uma absorção pelas paredes das células. A diferença de humidade entre o interior e a camada superficial, que tende a expandir, provoca um estado de tensão na peça que leva a curvatura, deformações e fendas (Arriaga et al; 2002).



Figura 3.7 Exemplo dos danos causados por fotodegradação numa peça de madeira (Arriaga et al; 2002)

Para terminar o subcapítulo referente às patologias causadas por agentes atmosféricos em estruturas de madeira, é apresentada a *Figura 3.8* adaptada de (Faria;2004). Serve como sintetização dos mecanismos de degradação de uma peça de madeira sujeita à radiação solar e efeito da chuva.

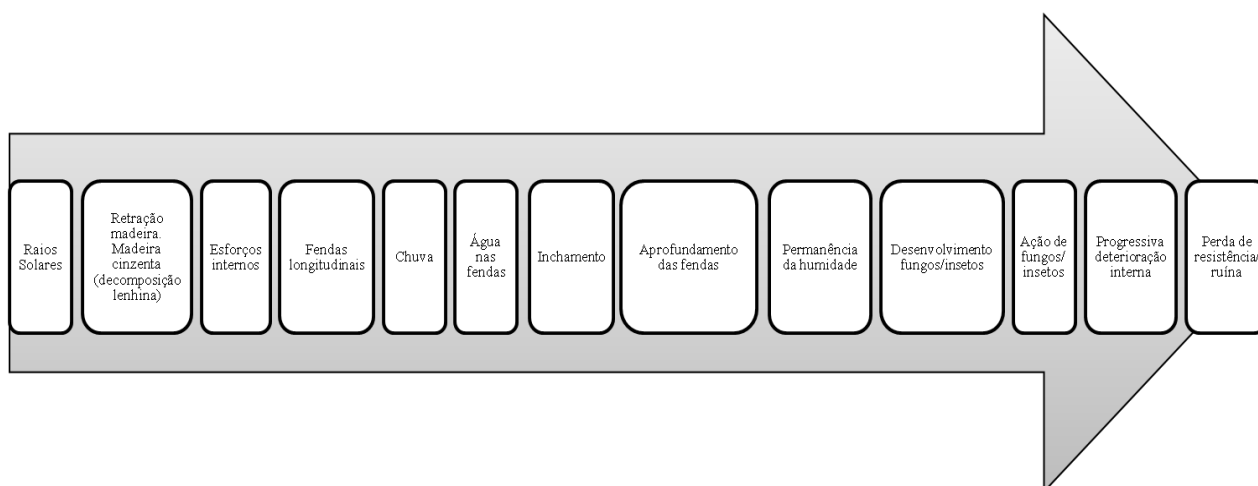


Figura 3.8 Mecanismo de degradação da madeira sujeita a agentes atmosféricos – sol e chuva (Faria;2004)

3.2.5. CONCEÇÃO DEFICIENTE

Apesar de o ataque por insetos/fungos associado a agentes atmosféricos ser uma das principais causas de degradação de estruturas em madeira, a percentagem relativa à má conceção e respetivos danos estruturais é bastante elevada e leva a insuficiências graves em pavimentos. Segundo (Appleton;2003), estas deficiências podem não demonstrar reflexos imediatos, mas a médio/longo prazo provocam fragilização progressiva do comportamento estrutural dos pavimentos e uma diminuição da sua durabilidade.

De acordo com (Faria;2009), os danos estruturais mais correntes podem ser justificados por diversos problemas que originam a perda de aptidão estrutural, entre os quais: secção insuficiente; deformações ou vibrações excessivas; falhas nas ligações; problemas nos apoios; ausência de contraventamento, sobretudo em estruturas muito leves e sujeitas a ações importantes do vento; a perda de homogeneidade ou integridade das seções causada, por exemplo, pela abertura de fendas profundas. É importante salientar que as falhas nas ligações são tipicamente associadas a um dimensionamento errado, deficiente pormenorização ou deformações elevadas (Arriaga et al; 2002).

São acrescentados mais exemplos de deficiente uso e conceção estruturais, retirados de (Faria,2004). Citando os mais significativos:

- Deformações elevadas devidas à fluência e ao envelhecimento das peças (pequenas roturas, fendas,etc.)
- Rotura de peças com defeitos muito superiores aos correntes; eliminação de apoios verticais por obras de reabilitação mal controladas (muitas vezes as taipas antigas têm funções estruturais de apoio vertical)
- Degradação das estruturas dos apoios de vigas por eliminação e/ou redução da ventilação natural inicial.

Segundo (Arriaga et al; 2002), as seções de estruturas antigas em madeira podem ser insuficientes para as cargas atuantes ou então para o aumento destas, de acordo com o que foi inicialmente projetado. Complementa, também, afirmando que as deformações elevadas presentes podem justificar-se devido à colocação de peças de madeira verdes, ou seja, sem terem atingido as condições estruturais adequadas. Por fim, assegura que a ausência de contraventamento conduz à perda de verticalidade e no limite, ao colapso da estrutura. (Dias;2008) reitera também que a não consideração em fase de projeto

da possibilidade de ocorrência de fenómenos de fluência na madeira leva a deformações elevadas a médio/longo prazo.



Figura 3.9 Deficiente estado de conservação da madeira de uma viga com o apoio devido a humidade elevada e falta de ventilação (Feio;Lourenço;2005)

Durante o tempo de vida de uma estrutura, os respetivos elementos desta que tenham estado sujeitos a esforços muito elevados (próximos da respetiva tensão de rotura), poderão ter sofrido danos internos capazes de reduzir a sua capacidade de carga. A introdução de esforços inadequados devidos a modificações intencionais (adaptações, alteração de áreas) ou acidentais (cedência de apoios, etc.) do funcionamento estrutural são frequentes causas de danos em estruturas de madeira, principalmente pavimentos. O aumento dos fenómenos de fluência da madeira, devido ao efeito da humidade elevada, provoca grandes deformações sob a ação de cargas, como já foi enunciado anteriormente. Associando esta situação, de níveis elevados de humidade, a uma história de carga severa, geram-se condições bastante gravosas de insegurança estrutural (Cruz;2001).



Figura 3.10 Introdução de paredes de compartimentação sobre o pavimento (Cruz;2011)

Muitas das insuficiências que hoje os edifícios apresentam podem ser associadas à conceção e construção originais. Porém, a patologia de que hoje se ressentem deve-se, sobretudo, à ausência de manutenção e a intervenções desadequadas, sob a forma de alterações introduzidas ao longo do tempo, com o fim de procurar adaptar os edifícios às necessidades de sucessivas gerações de utentes. Neste âmbito, (Coiás;s/d) apresenta as principais anomalias que apresentam os edifícios da Baixa Pombalina, em Lisboa, podendo servir de exemplo também para construções noutros locais do País.

- Aumento de pisos.
- Alterações, em particular ao nível das lojas, deficientemente concebidas e/ou executadas, com debilitação de paredes e fundações e/ou com introdução de caves.
- Introdução pouco criteriosa de elementos metálicos e de betão armado

Ainda o mesmo autor justifica as anomalias descritas, defendendo que o aumento de pisos numa estrutura é bastante gravoso, devido ao aumento de cargas verticais sobre as paredes e o aumento das forças horizontais geradas em caso de ocorrência de sismos, devido ao aumento de massa do edifício em particular em cota alta. Também a abertura de vãos e a substituição de paredes e pilares de alvenaria por outros elementos metálicos ou de betão armado origina uma fragilização do piso térreo, com a redução da sua capacidade de transmissão das forças horizontais associadas à ação sísmica. A execução deficiente destes trabalhos origina assentamentos diferenciados que provocam desnivelamentos nos andares superiores e fraturas nas paredes e tetos. Assim, é possível concluir que as alterações de funcionalidades dos edifícios aqui expostas, implicando um aumento de carga, levam à ocorrência de problemas estruturais nas paredes resistentes, bem como um aumento do estado de tensão e deformação dos pavimentos e dos elementos que o suportam, podendo resultar em danos estruturais e, no limite, na rotura.

Um caso de patologias muito comum associado a obras executadas numa fase posterior à construção dá-se com a instalação de redes de águas e esgotos nos edifícios, associado à construção de novas cozinhas e instalações sanitárias (Dias;2008). (Appleton;2003) acrescenta que as redes de águas e esgotos instaladas em edifícios antigos não tiveram geralmente em conta as características específicas dos edifícios e, em particular, dos seus pavimentos. A inadequação dos projetos, dos materiais e técnicas construtivas pode ser constatada regularmente. Neste tipo de obras, onde estão presentes problemas de humidade principalmente em pavimentos, é costume executar lajetas de betão armado, muitas vezes sem o cuidado de instalar uma tela impermeável que protege os pavimentos de madeira da ação da água de amassadura. Devido à permanência de humidade, alargada a toda a superfície em questão, os ataques de agentes bióticos são muito suscetíveis e, devido à reduzida espessura da laje, as tábuas de soalho e os revestimentos dos tetos subjacentes são os que sofrem uma degradação mais rápida.

3.2.6. PONTOS CRÍTICOS EM PAVIMENTOS

A degradação de uma peça de madeira começa pela camada da sua constituição mais sensível, o borne, pois localiza-se na zona mais externa da peça. Por outro lado, o plano de corte transversal às fibras apresenta o maior risco, devido à grande porosidade e capacidade de absorção de água, bastante superior aos restantes planos de corte de uma peça.

(Arriaga et al;2002) define quatro exemplos típicos de pontos críticos em peças de madeira, por ordem respetiva na *Figura 3.11*:

- Topo de vigas com apoio em/dentro de parede: Coincide com zona de risco elevado se a parede poder reter humidade
- Topo de vigas expostas a intempéries: Zonas sujeitas à ação de água da chuva, neve, etc.
- Samblagens de peças: Uniões entre peças são zonas propícias ao alojamento de água
- Extremo inferior de suportes verticais: Humidade do solo pode atingir pavimento através de pilares

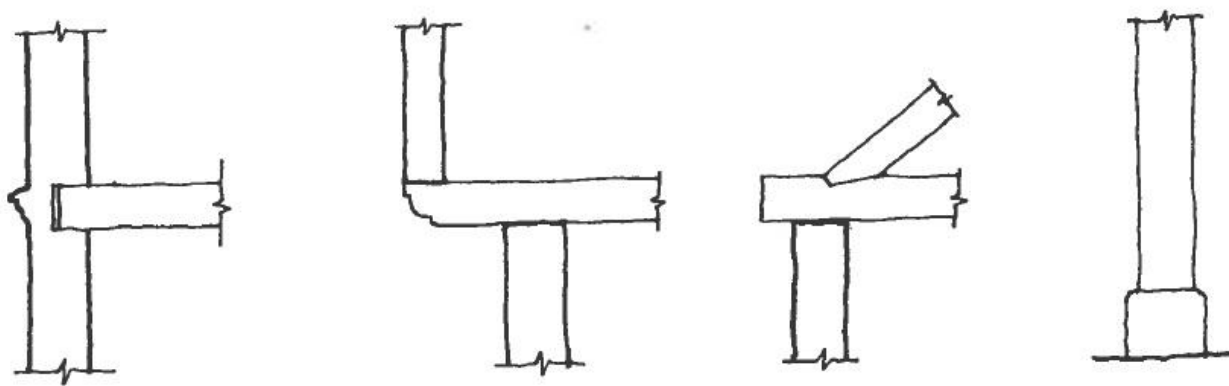


Figura 3.11 Exemplos de pontos críticos numa estrutura de madeira (Arriaga et al; 2002)

A presença de humidade acentua-se em nós de ligação entre elementos, apresentando-se como um ponto sensível de armazenamento de água, levando assim à maior suscetibilidade de ataque por fungos de podridão. Esta situação é explicável devido ao percurso da água nas vigas, depositando-se em cavidades ou porosidades.

Nas zonas de apoio dos pavimentos nas paredes estruturais é possível encontrar humidade elevada e armazenamento de água. O caso mais frequente dá-se no extremo de uma viga de pavimento apoiada numa parede da fachada do edifício, onde pode reter a água das chuvas. A situação agrava-se no caso de coincidir com orifícios de varandas ou quando existem cornijas na fachada, que permitem também retenção destas. O mesmo se passa no caso de pilares que suportam arcadas ou galerias com continuidade com pavimentos, devido ao contato direto destes com a água das chuvas.

Um facto relevante para a presença de água em pavimentos é a sua localização em pisos térreos, devido à proximidade com o solo, grande foco de humidade. Torna-se assim necessário ter cuidados e proteger o pavimento contra a humidade presente no solo, criando uma barreira que impeça o deslocamento de água até ao pavimento. Outro ponto muito sensível à localização de humidade, e já referido anteriormente, são as zonas de casa de banho e cozinha, essencialmente devido à presença de tubagens de saneamento e abastecimento de água e à suscetibilidade do seu rompimento e/ou falha.

De acordo com (Arriaga et al; 2002), caso a madeira se encontre em bom estado nas zonas mais propícias à presença de humidade, zonas de maior risco, é provável que o resto do pavimento se encontre em bom estado. Por outro lado, se existirem danos nas zonas de maior risco, é então necessário proceder à inspeção nos outros locais do pavimento.

A falta de ventilação dos elementos em madeira dos pavimentos está na origem de grande parte dos problemas. A ausência de ventilação desperta um aumento de condensações, dificultado a secagem das peças e levando assim a condições propícias de desenvolvimento de patologias, essencialmente de origem biológica.

Segundo (Costa;2009), a ausência de água nos pavimentos não significa obrigatoriamente o seu bom estado. Em edifícios antigos é frequente encontrar zonas extensas de madeira seca exposta a outros tipos de degradação. O ataque mais comum dá-se por caruncho, visualizando-se buracos nos elementos correspondentes às extremidades das galerias criadas pelos insetos.

A presença de deformações acentuadas e fissuras ou empenos das tábuas a meio vão dos pavimentos em madeira é um sinal de que este esteve sujeito a cargas elevadas durante um intervalo de tempo grande ou então que o material não se encontra em condições estruturais para suportar as cargas a que está sujeito. Trata-se então de um ponto crítico do pavimento e que deve ser alvo de inspeção, no sentido de verificar a segurança da estrutura.

3.3. INSPEÇÃO DOS DANOS

3.3.1. INTRODUÇÃO

Para uma reabilitação na qual se pretende preservar o mais possível os elementos estruturais do edifício é importante conhecer o seu estado real. A obtenção deste conhecimento irá permitir avaliar a sua atual capacidade resistente, tornando-se num instrumento fundamental na tomada de decisão relativa ao tipo de ações de intervenção a implementar (Paupério et al;2010). Independentemente do valor patrimonial da construção em causa, a definição da estratégia é um processo complexo, iterativo, que determina o grau de conhecimento que é necessário ter dessa construção e é determinado por este (Coíás;2007).

O estudo duma construção, com a caracterização das propriedades mecânicas e físicas dos materiais estruturais e das anomalias existentes, permite avaliar o seu desempenho estrutural e, conseqüentemente, as medidas corretivas a implementar. A inspeção tem como objetivo proceder ao levantamento de todos os dados relevantes à futura análise do comportamento estrutural e definição das medidas de substituição, conservação, reforço a empreender de forma a assegurar o tempo em serviço pretendido para a estrutura.

A realização da inspeção implica o acesso aos elementos estruturais, devendo ser estabelecido um esquema de remoção de elementos não estruturais, caso necessário. A necessidade de minimizar a quantidade de material a remover implica que a remoção de elementos (por exemplo tábuas) ou de material (por exemplo rebocos), seja feita de forma a permitir observar simultaneamente a qualidade e as características geométricas dos elementos principais da estrutura, assim como, as zonas críticas de ocorrência de deterioração. Esta inspeção localizada poderá ser alargada, caso os resultados o exijam ou quando dúvidas relativamente a outros aspetos essenciais se coloquem, por exemplo quanto à qualidade da ligação entre elementos, a existência de possíveis deficiências de contraventamento, etc. A inspeção não deverá negligenciar também a possibilidade das anomalias poderem resultar de alterações introduzidas num tempo posterior, devido à crescente deterioração de elementos menos danificados ao longo do tempo.

A inspeção de um edifício com estrutura em madeira pode realizar-se com diferentes níveis de intensidade no reconhecimento em função da disponibilidade de tempo. No geral, o mais adequado é realizar uma primeira fase de inspeção geral para conhecer o edifício e efetuar um reconhecimento visual exterior. É importante e de grande ajuda a existência de plantas de arquitetura e de estruturas do edifício. Durante a inspeção prévia irão ser marcados os pontos onde se deve realizar inspeções de zonas ocultas de madeira. Numa segunda fase, a inspeção será realizada nos locais onde se verificaram danos, considerando as patologias encontradas e as suas características. A terceira e última fase, complementando a anterior, desenvolve-se durante a primeira etapa de obras, onde é possível visualizar danos que se encontravam ocultos até à altura (Arriaga et al; 2002).

Em (Freitas;2012) é definida uma metodologia geral de inspeção, nunca pondo de parte a especificidade de cada caso. Assim,

- Pesquisa histórica de forma a ser identificada a funcionalidade presente e passada da construção;
- Recolha e análise da informação escrita e desenhada disponível;
- Visitas ao interior do edifício para efetuar o levantamento exaustivo do seu estado de degradação, recorrendo, numa primeira abordagem, ao registo fotográfico;

- Visitas ao exterior do edifício para observação do estado de degradação e condições da envolvente;
- Avaliar a necessidade de implementação de um plano de monitorização do edifício que permita, por exemplo, quantificar a existência de movimentos ativos na estrutura;
- Definição de eventuais sondagens, ensaios ou medidas a realizar para caracterização dos materiais e da configuração dos diversos elementos construtivos, em termos mecânicos, físicos e do comportamento da própria estrutura.

Em (Machado et al;2000), os autores defendem que a inspeção de estruturas em madeira, tendo em vista a sua recuperação, compreende a necessidade última de quantificar a resistência dos seus elementos. Para esse efeito, agrupam-se uma série de parâmetros com o intuito de serem avaliados e quantificados, da forma indicada na *Figura 3.12*.

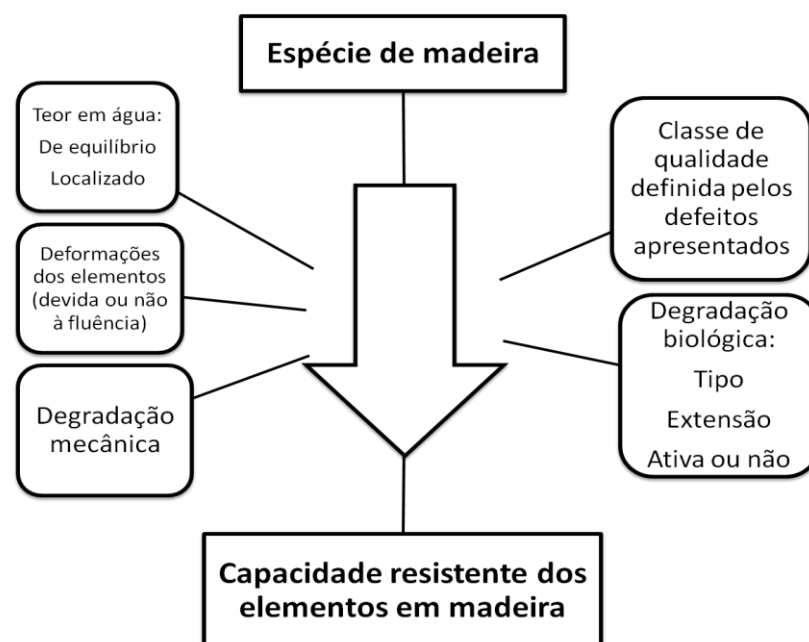


Figura 3.12 Parâmetros a avaliar para estimar a capacidade resistente de elementos em madeira (Machado et al;2000)

Como conclusão e resumo do que será exposto neste subcapítulo, caracteriza-se a Inspeção como a fase de levantamento e caracterização geométrica e material da estrutura e dos elementos que a constituem, sintetizando-os num mapeamento de dados, em particular os de carácter estrutural. Esta ação deve recorrer a múltiplos meios complementares de análise que complementam a, não menos importante, inspeção visual. Os meios de análise serão também motivo de discussão neste trabalho, incluindo o método e resultados obtidos, tanto pela inspeção visual regulamentada, como pela utilização de equipamentos de ensaio *in situ*, bem como as mais-valias que se podem obter pela conjugação destes dois métodos. Estes conhecimentos adquiridos a partir das ações de inspeção são fundamentais para a definição de soluções e estratégias de intervenção sustentadas, dirigidas para a colmatação das debilidades das construções.

Para terminar, é importante salientar que esta abordagem requer técnicos especializados sobre o conhecimento e comportamento dos materiais envolvidos e experiência no uso e interpretação dos resultados e ferramentas experimentais.

3.3.2. INSPEÇÃO VISUAL

3.3.2.1. Introdução

Trata-se de um método usual de inspeção e diagnóstico para estruturas de madeira devido à facilidade de examinação, através do contato direto ou a uma curta distância. Deste modo permite a deteção e registo de grande parte das anomalias, defeitos e ataques existentes nas peças. A inspeção visual leva a um levantamento de todos os materiais estruturais e não estruturais e dos danos existentes, ou seja, do estado de conservação do edifício. A informação recolhida é normalmente guardada em documentos escritos, vulgarmente denominados por relatórios de inspeção. Devem ser apresentados de forma clara e sucinta, de maneira a poderem ser facilmente consultados por pessoal de diferentes áreas ligado ao projeto.

A inspeção visual é provavelmente o método mais simples e antigo usado para a avaliação do estado de conservação de estruturas, e consiste na observação da estrutura por um inspetor experiente em busca de informações que permitam inferir a espécie de madeira, os defeitos mecânicos que apresenta (zonas de esmagamento ou rotura das fibras e lacunas estruturais graves) e de sinais de deterioração existente ou potencial, delimitando áreas que serão alvo duma inspeção posterior mais extensa (Brites;2011).

Em pavimentos de madeira, a inspeção é normalmente dificultada devido à estrutura não se encontrar visível. O contato visual e físico com os elementos a inspecionar é impedido devido à presença de elementos construtivos (soalhos e tetos) que impossibilitam o acesso aos elementos a examinar. Deste modo, é necessário realizar mentalmente uma radiografia dos elementos considerados e deduzir a localização das eventuais patologias através de sinais visíveis. Este processo torna-se mais fácil se for conhecido o esquema estrutural do pavimento, chegando-se assim a conclusões corretas sem necessidade de efetuar sondagens ou ensaios, analisando simplesmente o comportamento de cada elemento (Dias;2008).

Através da inspeção visual é então possível realizar um levantamento dos materiais e danos do pavimento, bem como a classe de qualidade da madeira existente. Estes objetos serão assim analisados neste subcapítulo. Irá também ser feita uma abordagem às classes de qualidade e resistência de madeira nova para levar a uma melhor compreensão do Método simplificado baseado na EN 338 para classificação dos valores de cálculo das propriedades físicas e mecânicas de madeira antiga, através da inspeção e classificação visual.

3.3.2.2. Classes de qualidade

As peças estruturais em madeira apresentam uma grande variabilidade no que diz respeito às propriedades mecânicas como resultado de diversos fatores, como foi possível verificar no capítulo anterior. Assim, para que a madeira possa ser usada como um material de construção fiável e seguro, é necessário definir um esquema de controlo de qualidade que garanta que as peças estruturais com dimensões comerciais aplicadas pelos construtores tenham características físicas e mecânicas totalmente compatíveis com as especificações de projeto (Freitas;2012).

Através de ensaios, a madeira foi classificada em classes, as quais podem ser ligadas a valores característicos de resistência, massa volúmica e rigidez, entre outros. O sistema europeu de classificação de madeiras em classes de qualidade baseia-se nas quatro normas da série EN 14081-

1,2,3,4 (CEN;a,b,c,d), definindo as regras gerais de classificação de madeiras, visual e por máquina⁶, para uso estrutural. Estes apresentam-se como os dois métodos atualmente disponíveis para classificação de madeiras, sendo que naturalmente o que irá ter mais ênfase neste trabalho será o visual. Estas normas definem regras gerais de classificação, sendo que a classificação de uma dada peça de madeira é realizada com base em normas aplicáveis a espécies concretas. Aplicam-se assim à avaliação em laboratório da qualidade de peças estruturais em madeira, novas ou usadas, e de uma espécie determinada.

A classificação visual assenta na limitação de defeitos por classe EN 14081.1 (CEN;2005a), realizada por operadores especializados, sendo os principais defeitos a limitar os seguintes:

- O número e localização dos nós
- O desvio do fio de madeira em relação ao eixo da peça
- O descaio (“cantos cortados nas peças”)
- As fendas.

Esta classificação é estabelecida através da apreciação das características (massa volúmica, medula) e dos defeitos da madeira associados à sua estrutura (nós, inclinação do fio, bolsas de resina, casca inclusa), ao corte praticado (descaio) e às alterações da madeira (empenos, fendas, degradação biológica) e da limitação destes parâmetros de acordo com uma norma que define os limites dos defeitos para cada grupo de madeiras, semelhantes entre si, ao nível da qualidade da média. Cada um desses grupos constitui uma classe de qualidade (Negrão;Faria;2009).

É particularmente importante a perícia e competência do operador responsável, pois como a análise consiste na correta caracterização e definição de indicadores que afetam a resistência e rigidez, é essencial um conhecimento aprofundado sobre o material e as suas características por parte do responsável pela observação.

3.3.2.3. Classes de resistência

O princípio das classes de resistência é o da atribuição das principais propriedades físicas e mecânicas a uma dada população de madeiras para estruturas, de forma simples e objetiva, de modo a facilitar a sua aplicação em trabalhos concretos de estruturas. As classes de qualidade são definidas por uma sigla que identifica as principais propriedades mecânicas a usar no cálculo, facilitando assim a especificação por parte dos projetistas (Freitas;2012).

Também (Negrão;Faria;2009) defende que o conceito de classe de resistência vem disciplinar ainda mais o controlo de qualidade da madeira estrutural e facilitar a atividade dos projetistas na especificação do material e na correta escolha das propriedades físicas e mecânicas a usar nos cálculos. (Franco;2008) esclarece que o sistema de classes de resistência permite então agrupar as espécies que possuam propriedades mecânicas semelhantes, fator de extrema importância devido à grande diversidade de madeiras disponíveis.

As classes de resistência mecânica definidas na norma europeia EN 338:2003 “Structural Timber – Strength classes” (CEN;2003), encontram-se divididas de acordo com a espécie e respetiva letra: C

⁶ De acordo com (Negrão,Faria,2009), a classificação por máquina é um processo no qual a madeira é classificada por um sensor de uma máquina, num processo não destrutivo, onde são determinadas uma ou mais propriedades (usualmente o módulo de elasticidade), não sendo necessário recorrer à inspeção visual.

para Resinosas (de *Coniferous*) e D para Folhosas (de *Deciduous*), sendo ambas seguidas por o número indicador do valor da resistência característica à flexão na direção do fio.

Os valores indicados na EN 338 (CEN;2003) e reproduzidos na *Tabela 3.3* foram obtidos da seguinte forma (Negrao;Faria;2009):

- As principais propriedades físicas e mecânicas (massa volúmica, resistência à flexão na direção das fibras e módulo de elasticidade) como resultado de campanhas intensivas de ensaios;
- As restantes propriedades mecânicas, como resultado de relações numéricas obtidas por extrapolação estatística de resultados de ensaios.

Tabela 3.3 Classes de resistência e valores característicos (CEN;2003)

	Resinosas e grupo										Folhosas								
	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D30	D35	D40	D50	D60	D70	
Propriedades de resistência, em N/mm ²																			
Flexão	f_{mk}	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	30	35	40	50	60	70
Tracção paralela ao fio	f_{00k}	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	18	21	24	30	36	42
Tracção perpendicular ao fio	f_{90k}	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressão paralela ao fio	f_{0k}	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	23	25	26	29	32	34
Compressão perpendicular ao fio	f_{90k}	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
Corte	f_{vk}	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Propriedades de rigidez, em kN/mm ²																			
Módulo de elasticidade paralelo ao fio (valor médio)	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	10	10	11	14	17	20
Módulo de elasticidade paralelo ao fio (valor característico)	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Módulo de elasticidade perpendicular ao fio (valor médio)	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
Módulo de distorção (valor médio)	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25
Massa volúmica, em kg/m ³																			
valor característico	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	530	560	590	650	700	900
valor médio	ρ_{mean}	330	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	640	670	700	780	840	1080
Nota: a Os valores indicados para a resistência à tracção, resistência à compressão, resistência ao corte, valor característico do módulo de elasticidade, valor médio do módulo de elasticidade perpendicular ao fio e valor médio do módulo de distorção foram calculados usando as equações apresentadas no anexo A																			
b Os valores tabelados correspondem a madeira com um teor em água em equilíbrio com uma temperatura de 20°C e humidade relativa do ar de 65%																			
c Madeira das classes C45 e C50 pode não estar disponível de imediato																			

3.3.2.4. Relação entre classes de qualidade e de resistência

No sentido de definir uma forma de relacionar as normas de classificação visual ou mecânica, responsáveis pelo controlo de qualidade, com a norma responsável pelas classes de resistência, EN 338, foi então criada a norma EN 1912:2004 – *Structural Timber – Strength classes - Assignment of visual grades and species* (CEN;2004 b). Esta relaciona a madeira de diversas espécies (identificação pelo nome científico) com os diversos sistemas nacionais de classificação em classes de qualidade e a correspondente classificação de resistência.

Na Tabela 3.4, retirada de EN 1912:2004 (CEN;2004b), são expostas as relações para três espécies de Resinosas e para uma espécie de Folhosas.

Tabela 3.4 Relação entre classes de qualidade e classes de resistência (CEN;2004b)

Espécie de Madeira	Classe de Qualidade (Norma)	Classe de resistência
Pinho Bravo (<i>Pinus Pinaster Ait.</i>)	E (NP 4305)	C18
Casquinha (<i>Pinus Silvestris L.</i>)	SS (BS 4978)	C24
	GS (BS 4978)	C16
Espruce (<i>Picea Abies Kars</i>)	S13 (DIN 4074)	C30
	S10 (DIN 4074)	C24
	S7 (DIN 4074)	C16
Câmbala (<i>Milícia Excelsea A. Chev. ou M. Regia A. Chev.</i>)	HS (BS 5756)	D40

3.3.2.5. Classificação de madeira antiga. Método baseado na EN 338

Os processos e respetivas normas de classificação em classes de qualidade e resistência descritos anteriormente apenas são aplicáveis a estruturas com madeira nova. Assim, a utilização destes procedimentos assenta na hipótese do material colocado em obra ser proveniente da serração, não tendo sofrido qualquer carregamento, desgaste ou mesmo danos. Surge assim a necessidade de abordar a mesma temática mas redirecionada para o caso de madeira antigas, isto é, apresentar metodologias de inspeção e classificação apropriadas a madeira existente em obras correntes, para as quais as características físicas e mecânicas se alteraram desde o momento que foram colocadas em serviço.

Na avaliação da segurança de estruturas de madeira antiga é necessário entender as ações a que as peças estão expostas, de maneira a poder analisar a circunstância dos defeitos e patologias existentes relativamente aos esforços instalados, efetuando um estudo particular em cada peça exposta. É importante também estudar em pormenor as fendas existentes e o motivo da sua ocorrência. Portanto, e de acordo com (Pereira;2009), é necessário verificar se as fendas são devidas a esforços que tiveram a sua origem em falhas de ligações, por exemplo de conceção em subdimensionamentos, ou em falhas nos pontos de ligação.

Segundo (Freitas;2012), é assim muito mais complexa a tarefa de avaliar a segurança estrutural de estruturas de madeira existentes, pois, para esse efeito, será necessário avaliar a resistência, o estado sanitário e a integridade dos elementos estruturais que as compõem. O projetista nacional terá então de seguir algumas vias simplificadas que a normalização europeia, atualmente de aplicação generalizada em Portugal, lhe disponibiliza. Neste trabalho, e especificamente no subcapítulo presente, irá ser abordado o Método simplificado assente na norma europeia EN 338 (CEN;2003).

Na *Figura 3.13* é esquematizado esse método, explicitando que é possível indexar uma determinada população de madeiras a uma dada classe de resistência, desde que a sua resistência à flexão na direção paralela às fibras ($f_{m,k}$), a sua massa volúmica (ρ_k) e o seu módulo de elasticidade médio na direção paralela às fibras ($E_{0,m}$) sejam todos superiores aos indicados na classe respetiva.

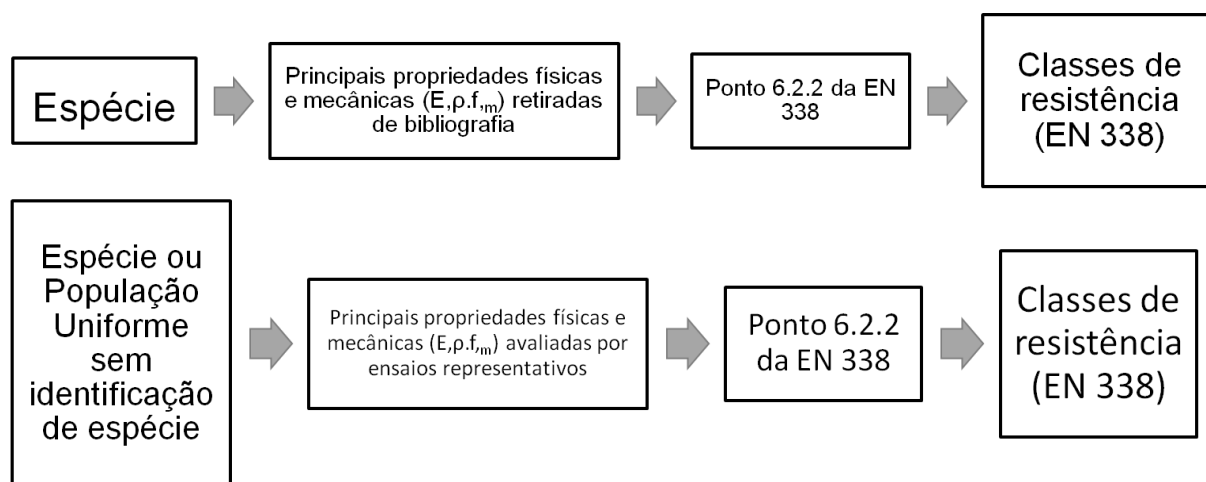


Figura 3. 13 Atribuição de classes de resistência a madeiras em serviço (Negrão;Faria;2009)

Os procedimentos expostos são possíveis de adotar caso seja possível identificar a espécie, o que implica conhecimentos das características visuais da madeira (cor, largura dos veios de Verão e de Inverno, dureza superficial, diferenças entre borne e o cerne, etc.) e, muitas vezes, a retirada de uma amostra real que possa ser avaliada em laboratório. A massa volúmica é sempre um indicador fundamental na aferição final de uma dada avaliação (Negrão;Faria;2009).

Assim, o processo inicia-se com a atribuição de uma classe de resistência a uma dada população de madeira caracterizada por singularidades (espécie ou grupo de espécies, qualidade e origem), levando a que seja possível agrupar as espécies de acordo com propriedades mecânicas iguais. Isto é possível caso os valores característicos da resistência à flexão e da massa volúmica sejam iguais ou superiores aos valores da classe correspondentes e que o valor característicos do módulo de elasticidade à flexão seja igual ou superior a 95% do valor para essa dada classe de resistência EN 338 (CEN;2003).

A *Tabela 3.5* representa a aplicação destes princípios às principais madeiras nacionais usadas em estruturas. Não se inclui o Pinho bravo português por ter uma norma específica de classificação que o inclui na classe C18, desde que tenha defeitos que permitam enquadrá-lo na classe de qualidade E NP 4305 (IPQ;1995).

Tabela 3.5 Classes de resistência a usar no cálculo de estruturas de madeira portuguesa existente (Freitas;2012)

Espécie	$f_{m,k}$ (MPa) 1)	$E_{0,m}$ (GPa) 2)	ρ_k (kg/m ³) 3)	Classe proposta (EN 338)
Castanho (<i>Castanea sativa</i> , Mill)	97	10	540	D30
Carvalho (<i>Quercus faginea</i> , Lam.)	122	11	800	D40
Eucalipto (<i>Eucalyptus globulus</i> , Labill)	137	12	765	D40
Choupo branco (<i>Populus Alba</i> , L.)	80	11	450	C24

1. Valores para madeira limpa.
2. Fundamental garantir homogeneidade da durabilidade das peças.
3. Valores atualmente de difícil concretização para o carvalho (aplicam-se a carvalho português, madeira relativamente rara)

É importante salientar que esta metodologia exige o envolvimento de técnicos especializados e experientes e a análise de uma grande quantidade de fatores. Além deste ponto, tem também a desvantagem de não identificar defeitos internos numa peça, que podem ter bastante influência no valor da tensão de rotura dos elementos (Botelho;2006).

Como conclusão do subcapítulo relativo à Inspeção visual de estruturas (pavimentos) em madeira, apresenta-se de seguida a lista resumida proposta por (Machado et al;2000), na *Figura 3.14*, referente ao âmbito de aplicação e limitações desta técnica:

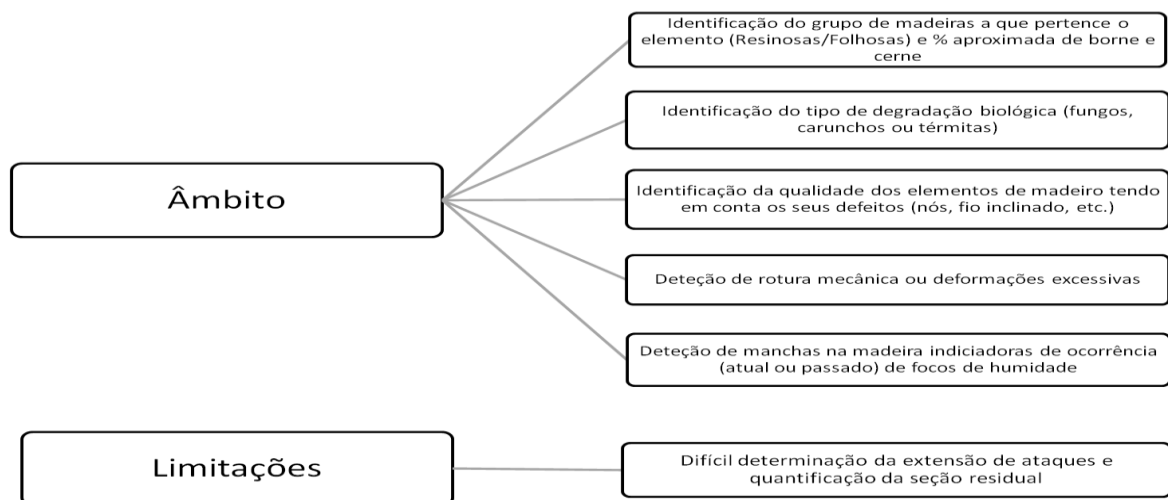


Figura 3.14 Âmbito de aplicação e limitações da Inspeção visual (Machado et al;2000)

3.3.3. AVALIAÇÃO POR EQUIPAMENTOS DE ENSAIO IN SITU

3.3.3.1. Introdução

A avaliação de uma estrutura de madeira assenta essencialmente num bom conhecimento do material, o que permite orientar a inspeção de modo a colher a informação relevante e interpretar de forma correta as observações efetuadas. Existem algumas técnicas auxiliares de diagnóstico, capazes de fornecer informação útil especialmente para esclarecer algumas questões suscitadas pela observação visual e análise direta da madeira (com um martelo e formão, técnica descrita mais à frente neste subcapítulo). Apesar de auxiliares preciosos para uma definição mais rigorosa da resistência dos elementos de madeira, a utilização destes equipamentos resulta da interação com as técnicas não destrutivas não tradicionais, não fazendo sentido a sua utilização independente (Machado et al;2000).

Neste ponto irá apenas ser abordada a vertente não destrutiva dos ensaios *in situ*, sendo que os equipamentos de avaliação baseiam-se genericamente na realização de um conjunto de testes para identificar possíveis danos estruturais que comprometam o seu desempenho. A opção por esta abordagem deve-se à utilidade que estes prestam quando se realiza a inspeção de estruturas com considerável valor patrimonial e histórico, pois permitam fornecer dados sobre as características mecânicas dos elementos a ensaiar sem comprometer a integridade da estrutura. Ou seja, é possível realizar uma inspeção sem proceder à demolição ou extração de peças das suas posições originais, aliando assim as duas vantagens: observação no local em estudo e aproveitamento da peça, sem a perturbação das suas funções no futuro.

De acordo com (Feio;Lourenço;2005), é possível dividir as técnicas e ensaios que utilizam equipamentos mais ou menos sofisticados em função de dois objetivos de aplicação distintos:

- *Defeitos ocultos*- deteção de defeitos, alterações ou danos na madeira, em partes não visíveis ou inacessíveis da estrutura, utilizando-se equipamentos como extensão “tecnológica” dos cinco sentidos do operador;
- *Determinação das características físico-mecânicas*- determinação não destrutiva de grandezas físico-mecânicas correlacionadas com a resistências e/ou deformabilidade do elemento em estudo, com o objetivo de atribuir um nível de prestação tão próxima da realidade quanto possível em que a inspeção visual se revela insuficiente.

Como já foi mencionado anteriormente, os ensaios não-destrutivos levam à avaliação de um parâmetro físico-mecânico que seja relacionável com determinada propriedade da peça. As limitações destes ensaios prendem-se com a fraca ou média correlação geralmente observada entre o parâmetro medido e a propriedade mecânica estimada. Face ao exposto, os resultados obtidos através de ensaios não-destrutivos terão uma natureza mais qualitativa que quantitativa, pelo que um parecer conclusivo acerca da segurança estrutural impõe o uso simultâneo de vários ensaios e uma análise dos resultados obtidos como um todo e de forma sensata (Brites;2011). Também (Machado et al;2000) refere que a inspeção de estruturas de madeira recorrendo unicamente a ensaios não destrutivos torna muitas vezes inevitável que o responsável pela decisão final se veja confrontado com um número insuficiente de dados ou, pelo contrário, com uma quantidade bastante elevada de informação que não consegue interpretar corretamente.

Em (Arêde;Costa;2002) também é referido que neste tipo de ensaios, não requerendo a ações diretas invasivas na estrutura, os resultados são geralmente do tipo qualitativo (com exceção dos ensaios dinâmicos) e fornecem uma avaliação preliminar das características mecânicas dos materiais. Além disso, acrescenta que são ensaios importantes quando usados em:

- Deteção de elementos estruturais ocultos

- Qualificação dos materiais e caracterização das zonas de heterogeneidade dos mesmos
- Avaliação dos danos mecânicos em estruturas fissuradas
- Detecção de vazios e cavidades
- Avaliação do teor de humidade e da altura da ascensão capilar
- Detecção de degradação superficial
- Avaliação de algumas propriedades físicas e mecânicas dos materiais

3.3.3.2. Técnicas de inspeção tradicionais

Baseiam-se na avaliação direta, tanto visual como tátil, da zona de madeira degradada. Procuram-se os sinais que podem ter deixado os agentes bióticos na superfície de madeira e é dada especial ênfase aos locais críticos e de risco elevado mencionados anteriormente. Os instrumentos incluídos neste grupo são também uma ferramenta essencial à observação visual, proporcionando uma melhor identificação e caracterização dos elementos de madeira e do espaço envolvente (pormenores e sistemas construtivos).

(Machado et al;2000) refere que através do uso de uma lâmina metálica é possível identificar e estimar a extensão da degradação biológica. Porém, não permite detetar degradação biológica ocorrida no interior da madeira em peças de maiores seções. (Brites;2011) também defende que a presença de material mais macio e com falta de coesão é facilmente detetada pela menor resistência à penetração de uma lâmina, ou por impacto, utilizando uma pequena faca ou formão. A observação do padrão de rotura das lascas de madeira retiradas, pode ser indicador do estado de degradação da madeira, sendo que roturas em pequenas lascas sugerem que o material se encontra em boas condições. O mesmo autor acrescenta que apesar deste método, escarificação, ser simples, é necessário alguma experiência por parte do técnico para efetuar uma interpretação correta dos resultados. Na *Figura 3.16* é possível observar um exemplo de aplicação deste método.

Também através do uso de um martelo é possível avaliar de forma expedita a existência de danos em elementos estruturais de madeira (*Figura 3.15*). A comparação entre o som originado pelo embate de um martelo numa peça sã e numa deteriorada, permite perceber a existência de partes degradadas (vazios, degradações internas, fendas, etc.). Durante a inspeção realizada pela equipa do NCREP a um edifício do século XIX no centro da cidade do Porto, situado entre a Rua Ferreiro Borges e Rua Sousa Vitelo, a utilização de um martelo forneceu indicações acerca do estado de conservação da madeira de um pavimento, através da apreciação do som de resposta obtido por percussão pelo seu impacto (*Figura 3.15*) (Guedes; Ilharco et al.;2012). No mesmo relatório consta que a utilização de um formão permitiu avaliar de uma forma expedita a dureza da madeira e a existência de degradações superficiais nos elementos (*Figura 3.16*).

(Martins;2009) acrescenta a bússola como outro elemento de técnicas tradicionais de bastante utilidade, podendo identificar a orientação das fachadas da estrutura em estudo. Uma fachada voltada a norte que possua janelas, terá maior probabilidade de possuir níveis de humidade mais elevados, sendo assim mais propícia à presença de agentes bióticos.



Figura 3.15 e 3.16 À esquerda, exemplo de utilização de martelo na avaliação de danos; À direita, exemplo de uso de um formão – Escarificação (Guedes; Ilharco et al.;2012)

3.3.3.3. Perfuração Controlada – Resistograph

Trata-se de um ensaio em que é realizada uma perfuração controlada a velocidade constante, ajustável pelo utilizador, através de uma agulha de diâmetro 1,5 mm, sendo mais larga na extremidade (3mm) (Lladro et al;2006). Este equipamento assemelha-se a um berbequim, sendo a penetração realizada por uma broca/agulha de alimentação elétrica ao longo de toda a largura de seção da peça em madeira em análise (Martins;2009). Em função do modelo comercial, estas agulhas podem ter vários comprimentos, sendo que 280mm e 950mm são, respetivamente, os valores mínimos e máximos conhecidos. É então possível medir a resistência da peça em função da energia despendida na perfuração, ou seja, a resistência oferecida pela madeira à rotação e progressiva penetração da agulha.

Os resultados do ensaio obtidos são expostos graficamente (perfil resistográfico), podendo ser impressos diretamente a partir do aparelho à escala 1:1 ou então a gravados num ficheiro de dados (Faggiano et al;2006). Estes resultados são de interpretação simples e proporcionam informação qualitativa de grande interesse. Isto deve-se ao facto da informação ser apresentada num registo desenhado da variação da resistência à perfuração, permitindo reconhecer variações de densidade ao longo das secções dos elementos estruturais, anéis de crescimento, zonas de degradação biológica, fendas e vazios existentes nas peças, normalmente não visíveis por inspeção visual (Dias;2008). (Freitas;2012) acrescenta que esta técnica se apresenta como um método de inspeção não destrutivo bastante interessante para a aplicação sobre estruturas em serviço, principalmente quando estas têm interesse patrimonial. Isto deve-se às perfurações realizadas serem quase impercetíveis e sem qualquer influência na resistência mecânica da peça, permitindo assim detetar defeitos internos, variações de densidade e secções dos elementos estruturais, quando tal não é possível medir ou avaliar visualmente de forma direta.

Apesar de não fornecer informações sobre a resistência mecânica da madeira, este equipamento relaciona-se com a massa volúmica, permitindo obter um perfil de variação radial desta ao longo da perfuração, principalmente as diferenças de densidade entre o lenho inicial (de primavera) e o lenho final (ou de Outono), assim como perdas de densidade devida a degradações/vazios (Júnior;2006). (Freitas;2012) refere também que os resultados deste ensaio são relacionáveis com as propriedades mecânicas, como a densidade ou massa volúmica (ρ), o módulo de elasticidade (E) e o módulo de rotura na direção do fio (f_m). Estudos de (Machado;Cruz;1997) e (Arriaga et al;2002) correlacionam os valores do resistógrafo com estes valores, principalmente E e f_m , apurados através de ensaios mecânicos destrutivos. Assim, o primeiro autor obteve um coeficiente de determinação (R^2) de 58% entre a resistência à furação e a massa volúmica para Pinho bravo, enquanto o segundo atingiu valores de 80% entre os valores do resistógrafo e a massa volúmica, para madeira seca.



Figura 3. 17 Exemplo de aplicação de resistógrafo em viga de pavimento (Guedes; Ilharco et al.;2012)

(Arriaga et al; 2002) adverte que a resistência da madeira ao avanço da perfuração da agulha pode ser afetada por alguns fatores que podem originar a alteração do perfil resistográfico, entre eles:

- Ponta da agulha pouco afiada ou desgastada;
- Alteração da direção do caminho de perfuração, devido a alguma descontinuidade interior;
- Ângulo de perfuração contra os anéis anuais.

Durante a inspeção realizada pela equipa do NCREP a um edifício do século XIX na zona centro do Porto, já enunciado anteriormente, o resistógrafo foi utilizado para se conhecer o estado de conservação de os vários pavimentos em madeira que constituíam o edifício. Este equipamento foi utilizado em zonas especificamente escolhidas dos pavimentos com o objetivo de confirmar se o bom estado de conservação aparente da maioria dos elementos estruturais de madeira, obtido através da inspeção visual e utilização do martelo e formão, correspondia a um efetivo bom estado de conservação estrutural, equivalente à totalidade da seção transversal das peças. Foram realizados no total 62 ensaios com este equipamento, ao longo de cinco pisos, tendo apresentado resultados com uma grande homogeneidade na gama de valores obtidos, existindo em alguns casos degradações superficiais e pontualmente, degradações internas. No mesmo relatório é acrescentado que a velocidade de penetração da agulha na madeira não é constante, justificando-se este facto pela diferente densidade da madeira dos anéis de crescimento. Seguidamente irão ser expostos três gráficos exprimindo o resultando dos ensaios, distintos em função dos resultados obtidos.

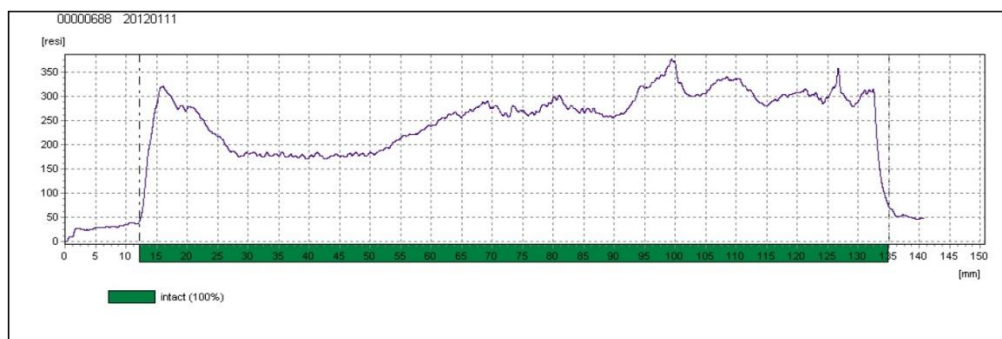


Figura 3.18 Resultados gráficos obtidos do ensaio resistógrafo (Guedes; Ilharco et al.;2012)

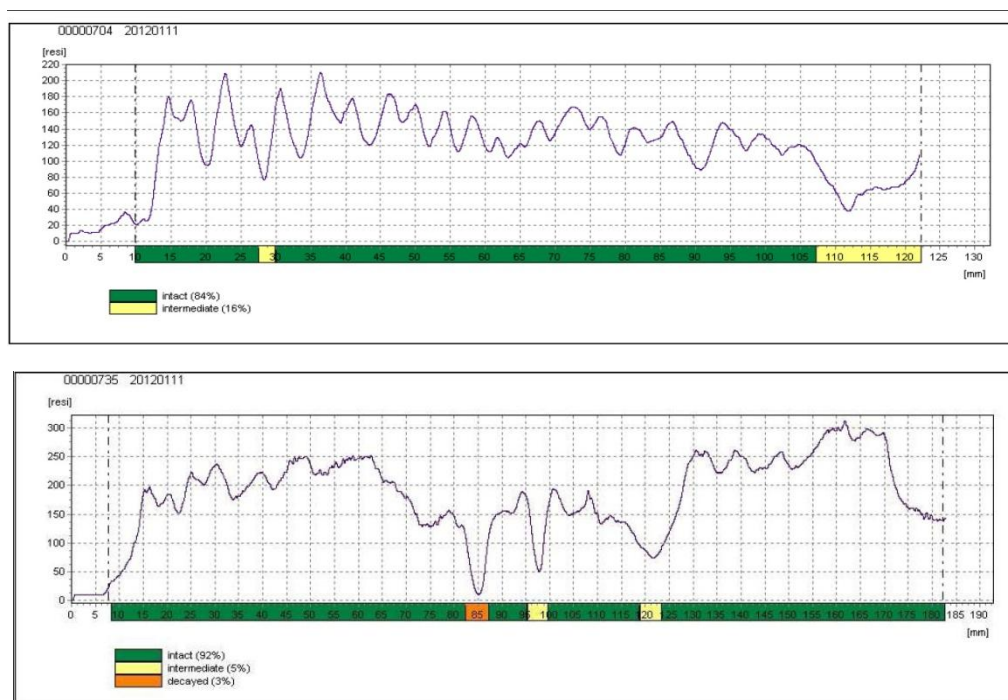


Figura 3.19 e 3.20 Resultados gráficos obtidos do ensaio resistógrafo (Guedes; Ilharco et al., 2012)

A *Figura 3.18* refere-se a uma inspeção realizada ao longo do pavimento do piso 0 e, como é possível verificar pela análise gráfica, o elemento ensaiado encontrava-se em bom estado de conservação e sem aparente degradação, quer externa, quer interna. Na *Figura 3.19* é apresentado o resultado gráfico de um ensaio realizado a outro elemento no piso 0, que apresenta uma ligeira degradação superficial, como é possível verificar pelos mínimos apresentados pelo “valor do resistógrafo”, representados no eixo das abcissas por uma cor amarela. A última imagem, *Figura 3.20*, refere-se a um ensaio realizado no piso 3, onde é possível verificar a existência de degradações internas pontuais, distinguidas por uma tonalidade laranja no eixo das abcissas.

Seguidamente apresenta-se a *Tabela 3.6*, como sintetização das principais vantagens e desvantagens deste método.

Vantagens	Desvantagens
Fácil interpretação gráfica	Dificuldade em realizar ensaios devido à posição do elemento – posicionar o dispositivo perpendicular ao elemento
Facilidade em transportar o equipamento e executar teste	Ensaio demorado em elementos de densidade elevada, bem como em elementos de secção média e elevada
Possível conhecer a altura da secção através da profundidade de penetração, em elementos de difícil acesso	Para obter resultado final fiável devem ser executados no mínimo 30 ensaios por peça – Método exaustivo
Analisa a que profundidade existe madeira degradada	

Tabela 3. 6 Principais vantagens e desvantagens do uso do resistógrafo (Feio; Lourenço, 2005) (Martins; 2009) (Machado; Cruz; 1997) (Junior; 2006)

3.3.3.4. Ultra-Sons - Pundit e Sylvatest

A utilização de métodos de ultra-sons é um dos ensaios não destrutivos mais utilizados na inspeção de estruturas de madeira, sendo também usados com bastante frequência em estruturas de betão e aço. Consiste na emissão de ondas sonoras de alta frequência, acima da gama audível, em que para a madeira variam entre 20 a 500 kHz, onde é possível relacionar a velocidade de ondas com o módulo de elasticidade do meio. Os ultra-sons podem-se incluir dentro de três métodos (Arriaga et al; 2002): método de ecos, método de ressonância e método de transmissão. Dentro destes, o que mais se aplica à inspeção de estruturas de madeira *in situ* é o método de transmissão, sendo por isso abordado neste subcapítulo.

O método de transmissão baseia-se na propagação de ondas ultra-sónicas de frequência inferior à usado no método dos ecos, usado em materiais homogêneos, tendo assim alcance e capacidade para contornar os defeitos maiores (Arriaga et al; 2002). Este método necessita da aplicação de dois transdutores piezoelétricos, um emissor e um recetor, como é possível comprovar pela *Figura 3.21* (Martins;2009).

Tem como objetivo estimar o módulo de elasticidade dinâmico, com base na relação da velocidade de propagação de ondas acústicas e as propriedades elásticas da madeira. É assim possível, e em função da espécie de madeira em análise, estimar o módulo de elasticidade estático e também a resistência mecânica da peça em estudo (Kasal;Anthony;2004). É um tipo de ensaio *in situ* indicado para determinar defeitos locais, bem como a secção resistente de ataques biológicos de uma peça de madeira (Martins;2009). (Feio;2007) acrescenta que através deste tipo de ensaios é possível fornecer informações sobre as condições internas dos elementos de madeira e sobre a sua capacidade residual.



Figura 3.21 Equipamento de ensaios ultra-sons através do método de transmissão (Martins,2009)

Em (Feio;2007) é referido que a velocidade de propagação de ondas longitudinais nos meios elásticos depende essencialmente da sua rigidez e densidade, sendo possível medir o tempo de propagação de um conjunto de ondas elásticas no sentido axial dos elementos de madeira ou nos sentidos perpendiculares. Além destes fatores, é possível acrescentar os seguintes como influenciadores da velocidade de propagação das ondas sonoras:

- *Teor de humidade na peça* – Um aumento de 1% de humidade na peça leva a uma diminuição de 0.8% da velocidade de propagação das ondas sonoras (Arriaga et al; 2002);
- *Temperatura* – Um aumento de temperatura na peça provoca uma redução da velocidade, verificando-se mais acentuado na presença de elevado teor em água (Arriaga et al; 2002);

- *Direção da realização do ensaio* – Velocidade de propagação das ondas é superior na direção longitudinal das fibras, em comparação com as direções transversais (Junior;2006);

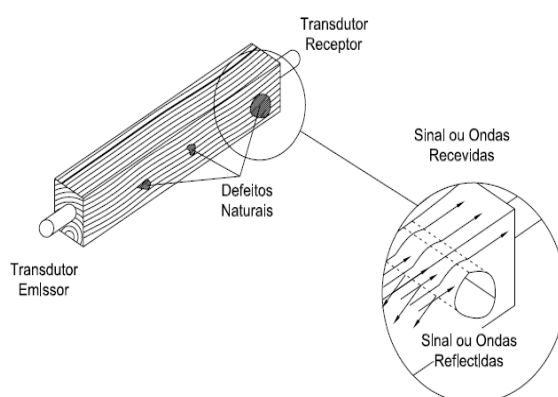


Figura 3.22 Efeito dos defeitos naturais na velocidade de propagação das ondas (Feio;Lourenço;2005)

Ainda relativamente aos fatores que influenciam a velocidade de propagação e de acordo com (Feio;Lourenço;2005), o autor refere que se o sinal é desviado, o tempo de propagação aumenta (Figura 3.22). Então, tendo em conta a heterogeneidade, anisotropia e padrões de variabilidade (espécie), é possível correlacionar a velocidade de propagação com as propriedades físicas e mecânicas da madeira: a velocidades elevadas estão associadas resistências mais elevadas e com ausência de defeitos naturais.

Segundo (Freitas;2012), os aparelhos que se encontram mais difundidos no mercado, para inspeção de estruturas de madeira pela avaliação da velocidade de propagação de ultra-sons: o *PUNDIT* (Portable Ultrasonic Non destructive Digital Indicating Tester) e o *Sylvatest*.

Do mesmo modo realizado no subcapítulo anterior, referente aos ensaios de perfuração controlada, é apresentado de seguida a Tabela 3.7 com o resumo das principais vantagens e desvantagens inerentes ao uso de ensaios ultra-sons.

Vantagens	Desvantagens
Permite ensaiar peças com apenas uma face acessível, sem danificar o elemento.	Pouco adequado para estimação do módulo de rotura de estruturas em madeira, devido a este valor ser bastante condicionado pela presença de defeitos
Facilidade de uso e manuseamento, devido ao pequeno porte, peso e simplicidade metodológica	Necessário conhecer a espécie e massa volúmica do elemento a ensaiar. Na situação do técnico não ser capaz de dar essas respostas, terá de se proceder à extração de provetes para análise laboratorial
Bom estimador do módulo de elasticidade, obtendo-se boas correlações quando conjugado com outras técnicas: Classificação visual, Resistógrafo	Necessário garantir a existência das mesmas condições de contato entre as sondas e a madeira em todos os ensaios efetuados, pois os resultados podem ser influenciados por esse facto

Tabela 3.7 Principais vantagens e desvantagens do uso de métodos ultra-som (Feio;Lourenço;2005) (Martins;2009) (Lladro et al;2006) (Grippa et al;2006)

3.3.3.5. Medição da densidade superficial – *Pylodin*

O dispositivo de ensaio *in situ* capaz de determinar a densidade superficial de uma peça de madeira denomina-se *Pylodin*. É uma técnica de inspeção não destrutiva de muito fácil utilização e consiste num cilindro metálico, constituído no seu interior por uma barra metálica circular de 2,5 mm, a qual é introduzida na madeira por impacto, com determinada energia (Freitas;2012). De acordo com a profundidade de penetração, com um valor máximo de 40 mm, é então possível relacionar a dureza da madeira na direção transversal com a sua densidade ou massa volúmica (Kasal;Anthony;2004).

Este dispositivo permite avaliar a degradação superficial da madeira, relacionando a penetração do pino metálico com a redução superficial à penetração (Martins;2009). (Dias;2008) acrescenta que este ensaio possibilita a deteção de diversos tipos de defeitos, quando se associa a redução de resistência da madeira à profundidade de penetração da agulha. (Feio;Lourenço;2005) também refere que este dispositivo permite uma determinação prévia do aparecimento de doenças através de uma medição periódica, estabelecendo parâmetros de produtividade relativamente à densidade da madeira de acordo com espécies ou estabelecer classes e categorias de resistência entre diversos tipos de madeira.

A quantidade média de pancadas necessárias para fazer penetrar a sonda de uma unidade de comprimento varia com diversos parâmetros, como a espécie de madeira, direção de penetração e teor em água (Brites;2011). Os resultados do ensaio variam com a presença de singularidades, como nós, bolsas de resina e irregularidades nos anéis de crescimento. Ainda o mesmo autor refere que este aparelho pode ser usado na deteção e delimitação de zonas de madeira que apresentem sinais de podridão superficial ou sub-superficial. Isto é possível devido à diminuição da densidade da madeira em locais de apodrecimento, podendo assim delimitar a zona degradada através da aplicação do ensaio.



Figura 3.23 e 3.24 À esquerda, aparelho de ensaio Pylodin; À direita, exemplo de aplicação do Pylodin (Dias;2008)

A aplicação deste aparelho em estruturas de madeira é contestável. Isto deve-se ao facto das correlações obtidas com a resistência da madeira não serem significativas e também porque a avaliação do estado superficial das pelas poderem ser facilmente substituídas por técnicas tradicionais, como referido anteriormente, através do uso de um martelo, formão ou lâminas metálicas (Freitas;2012).

(Dias;2008) complementa o autor anterior, referindo que este equipamento foi utilizado em pavimentos inspecionados pelo NCREP mas sem chegar a valores quantitativos de parâmetros físicos e mecânicos da peça em estudo muito em parte devido ao baixo número de correlações existentes.

À semelhança do realizado nos dois ensaios anteriores, é apresentado de seguida a *Tabela 3.8* com as principais vantagens e desvantagens da aplicação deste ensaio.

Tabela 3.8 Principais vantagens e desvantagens do uso do *Pyloidin* (Junior;2006), (Feio;Lourenço;2005) (Brites;2011) (Dias;2008)

Vantagens	Desvantagens
Facilidade de utilização, podendo ser realizado em alguns casos por apenas um utilizador	Não garante correlações significativas com a resistência mecânica das madeiras
Possibilidade de realização de perfil de variação longitudinal da peça, detetando assim podridões/vazios/defeitos interiores	Não é sensível à existência de defeitos, degradações e vazios no interior da peça
Estima o estado de conservação residual, bem como a seção residual da peça	Apenas mede a dureza e resistência superficial
Boa correlação entre massa volúmica e profundidade de penetração	Provoca um furo residual de 2,5 mm

3.3.3.6. Método das vibrações induzidas – *Metriguard*

Este método consiste na medição da velocidade de propagação de ondas de choque ao longo das fibras de madeira e baseia-se nos mesmos princípios das técnicas ultra-sons. Relaciona a velocidade de propagação de uma onda, neste caso a partir de um impacto, com o módulo de elasticidade e densidade da peça em estudo (Freitas;2012).

O funcionamento deste método é exposto na *Figura 3.25*:

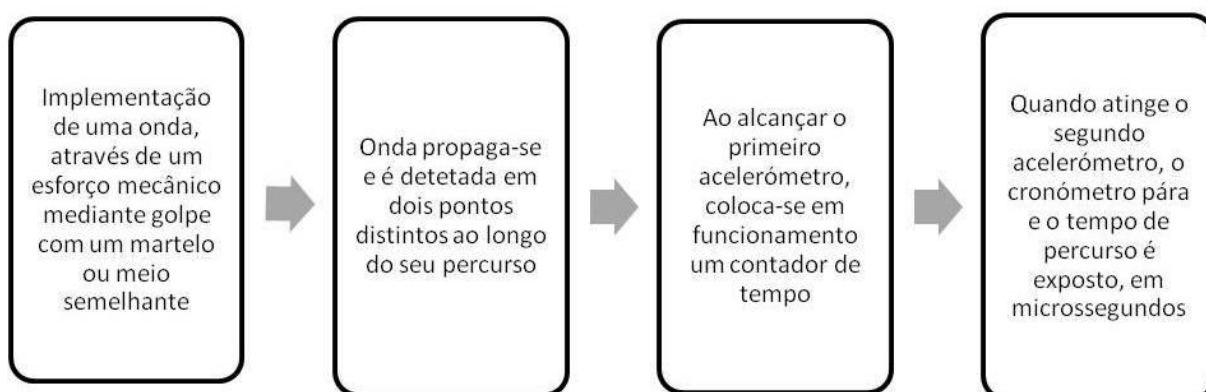


Figura 3.25 Funcionamento do método de vibrações induzidas (Arriaga et al; 2002)

A partir do valor medido pelo ensaio e tendo em conta que as ondas se propagam mais depressa em madeira sã do que em madeira deteriorada, é possível avaliar o estado de conservação interior da peça em estudo, identificando podridões, defeitos, vazios interiores (Freitas;2012). (Junior;2006) refere também que à semelhança da medição da velocidade de propagação de ultra-sons, este método tem diversas aplicações na inspeção de estruturas de madeira. Entre elas o autor incluiu a possibilidade de caracterização mecânica, classificação de estruturas, deteção de degradações/vazios e o controlo de

qualidade das peças. (Arriaga et al; 2002) acrescenta que a presença de podridões ou defeitos internos leva a uma redução da velocidade de transmissão, quando comparada com madeira sã.

O *Metriguard* é um equipamento portátil constituído por uma unidade central, um martelo de impacto e um ou dois acelerómetros (Figura 3.26). (Arriaga et al; 2002) refere este instrumento permite determinar o módulo de elasticidade de vigas bi-apoiadas, através da colocação de uma célula de carga num dos apoios e aplicação de um impacto através de um martelo a meio-vão, sendo que o sinal resultante do impacto será enviado a um processador que irá analisar a vibração correspondente. A partir da frequência de vibração, e em função das dimensões da estrutura (base e altura da secção e comprimento da viga), é possível estimar o módulo de elasticidade da peça.



Figura 3.26 Unidade central e martelo de impacto - *Metriguard* (Junior;2006)

Na Tabela 3.9 apresenta-se o resumo das principais vantagens e desvantagens da aplicação deste método.

Tabela 3.9 Principais vantagens e desvantagens do uso do método das vibrações induzidas (Junior;2006)

Vantagens	Desvantagens
Facilidade utilização	Valores variáveis com a orientação das fibras da madeira
Deteção de podridões, defeitos, vazios, através de perfil de variação longitudinal da peça	Difícil execução para medições longitudinais, pois necessita do acesso aos dois topos que geralmente não estão acessíveis

3.3.3.7. Higrómetro

Trata-se de um aparelho eletrónico portátil capaz de medir o teor em água de elementos em madeira. É composto por uma caixa, onde se encontra o ecrã e os botões de controlo dos parâmetros (temperatura e espécie de madeira) e por dois eléktrodos acoplados numa peça de plástico (caso de madeira mais branda) ou de metal (madeira mais dura) para cravar na superfície que se pretende estudar.

As leituras do higrómetro são influenciadas pela presença de sais provenientes de produtos preservadores aquosos, retardadores de fogo e contaminação pela água do mar, que aumenta a condutibilidade elétrica da madeira (Martins;2009).

Como foi mencionado anteriormente, a presença de um teor em água elevado conduz ao aparecimento de agentes bióticos de degradação da madeira. Deste modo, através de uma inspeção periódica com este equipamento, é possível atuar preventivamente, eliminando eventuais entradas de água devido a deficientes impermeabilizações em fachadas ou coberturas e verificando zonas mais propícias ao

aparecimento de fungos (Dias;2008). O mesmo autor exemplifica o mencionado anteriormente, referindo que na inspeção de um pavimento de um edifício do séc. XIX situado no largo de São Domingos pelo NCREP, foi possível detetar valores de teor em água superiores a 22%. Esta medição indicou a existência de entradas de água pela fachada que foram responsáveis pela presença de insetos xilófagos.



Figura 3.27 e 3.28 À esquerda, Exemplo do equipamento higrómetro (Martins;2009); À direita, aplicação de higrómetro em viga de pavimento (Guedes; Ilharco et al.;2012)

A Tabela 3.10 apresenta as principais vantagens e desvantagens da aplicação do higrómetro.

Tabela 3.10 Principais vantagens e desvantagens da aplicação do higrómetro (Machado et al.;2000)

Vantagens	Desvantagens
Localização de focos de humidade	Incorreta identificação da madeira aplicada e desconhecimento de um tratamento preservador conferido à madeira conduzem a erros de leitura
Estabelecimento do teor de água de equilíbrio da madeira	

3.3.3.8. Objetivo Versus Técnica Inspeção

De acordo com o exposto até este ponto, existe uma grande variedade de técnicas de inspeção de estruturas de madeira *in situ*, cada qual com a sua especificidade, fiabilidade e aplicação. Estes métodos variam de acordo com o que se pretende ao realizar a inspeção e com as condições existentes.

No sentido de simplificar estas operações e tentar obter uma maximização das operações e resultados, é apresentada a Tabela 3.11. É importante salientar que apenas são apresentadas neste quadro as técnicas estudadas neste trabalho, existindo outras possibilidades de inspeção para os objetivos que se expõem.

Tabela 3.11 Quadro resumo de objetivo VS técnica de inspeção (Junior;2006) (Freitas;2012) (Machado et al;2000)

Objetivo da inspeção	Técnica não destrutiva
Identificação da espécie de madeira	Inspeção visual
Identificação do tipo de degradação biológica	Inspeção visual
Detecção da extensão da degradação biológica	Técnicas tradicionais
	Resistógrafo
	<i>Metriguard</i>
	Georradar
	<i>PUNDIT e Sylvatest</i>
Classes de qualidade	Inspeção visual
	<i>PUNDIT e Sylvatest</i>
Teor de humidade	Higrómetro
Detecção de defeitos localizados	<i>PUNDIT e Sylvatest</i>
	Resistógrafo
	<i>Metriguard</i>
Determinação do módulo de elasticidade	<i>PUNDIT e Sylvatest</i>
	Resistógrafo
	<i>Metriguard</i>
Determinação da massa volúmica	<i>Pylodin</i>
	Resistógrafo
Determinação da densidade superficial e dureza	<i>Pylodin</i>
Determinação da resistência mecânica	Inspeção visual
	Resistógrafo (de forma indireta)

3.4. DIAGNÓSTICO

3.4.1. INTRODUÇÃO

O diagnóstico é a etapa da reabilitação de uma estrutura através da qual é determinada a necessidade efetiva e a extensão das medidas de intervenção. A avaliação estrutural deve acompanhar a etapa de diagnóstico, sendo duas fases consecutivas e relacionadas. Segundo (Paupério et al;2010), só a partir do conhecimento real do estado da estrutura e da sua avaliação estrutural será possível concluir de forma sustentada acerca da possibilidade de manutenção da estrutura, contemplando mais ou menos ações de reparação/reforço.

Em (Coiás;2006) também é definido diagnóstico como a identificação ou explicação do(s) mecanismo(s) pelo(s) qual(is) um fenómeno afeta o comportamento ou estado de uma estrutura ou das suas componentes, baseada numa “investigação” dos sinais e indicações por elas exibidas.

Como já foi referido, o objetivo da etapa diagnóstico dá-se com a identificação das causas dos danos e degradações, com base nos dados adquiridos (tema de estudo ao longo deste capítulo) e de acordo com três aspetos (ICOMOS;2004):

- *Análise histórica* - O que aconteceu no passado pode ajudar a prever o comportamento futuro e constitui uma indicação útil para avaliar o nível de segurança atual da estrutura;
- *Análise qualitativa* - Análise baseada na comparação entre o estado atual da estrutura e o estado de estruturas semelhantes cujo conhecimento seja já compreendido;
- *Análise quantitativa* - Abordagem que se baseia na utilização de métodos de análise estrutural modernos através dos quais apresenta conclusões baseadas em cálculos matemáticos.

Ainda o mesmo documento adverte que o diagnóstico é frequentemente uma fase difícil, uma vez que os dados disponíveis se referem aos efeitos, enquanto é a causa ou, como ocorre frequentemente, as várias causas simultâneas que têm de ser determinadas. Deste modo, a intuição e a experiência são componentes essenciais no processo de diagnóstico. Um diagnóstico correto é indispensável para uma avaliação apropriada da segurança e para um juízo racional sobre as medidas de tratamento a adotar. Relativamente à intuição e experiência durante a fase de diagnóstico de um processo de reabilitação referida pelo autor anterior, (Appleton;2002) acrescenta também que o diagnóstico deve requerer o exercício permanente da experiência dos técnicos que olhando, saibam “ler” o edifício, entendê-lo na sua complexidade, orientado e disciplinando desse modo o recurso às técnicas de inspeção. Conjugando a observação e a reflexão, de natureza mais empírica, com a realização de sondagens, inspeções e ensaios e com a interpretação dos respetivos resultados, é então a mais difícil tarefa que cabe aos técnicos, adverte ainda. Para terminar, o mesmo autor concluiu que o diagnóstico deve ser alcançado a partir de uma combinação de esforços que resultam da aplicação do saber resultante da experiência do observador com a informação que deriva da utilização dos abundantes e sofisticados meios complementares de inspeção hoje disponíveis.

Devido à complexidade e combinação de vários fatores distintos de análise, (Freitas;2012) defende que o diagnóstico deve ser realizado por uma equipa multidisciplinar com experiência e qualificação no domínio da patologia e reabilitação de edifícios. Resguarda também que toda a informação obtida ao longo dos processos de inspeção e levantamento, já descrita ao longo deste capítulo, deve ser devidamente sistematizada para facilitar a sua consulta e compreensão, traduzindo-se num documento escrito com a seguinte estrutura:

- Introdução
- Localização e descrição do edifício
- Descrição dos elementos construtivos em análise
- Sondagens, medições e ensaios
- Caracterização do estado de degradação e identificação das anomalias
- Causas prováveis das anomalias
- Metodologia proposta para os trabalhos de reabilitação
- Estimativas de custos

- Conclusão

3.4.2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA E MODELO ESTRUTURAL

Como já foi referido no subcapítulo anterior, a avaliação da segurança é o passo seguinte na conclusão da fase de diagnóstico. Enquanto no diagnóstico o objetivo é identificar as causas de degradações, na avaliação da segurança pretende-se verificar se os níveis de segurança são aceitáveis ou não, recorrendo a uma análise do estado atual da estrutura e dos materiais. Trata-se então de um passo essencial neste processo pois é nesta fase que são tomadas decisões sobre a necessidade e extensão das medidas de intervenção (ICOMOS;2004).

Ainda o mesmo documento refere que a avaliação de segurança é uma tarefa difícil uma vez que os métodos de análise estrutural utilizados para construções novas podem não ser aplicáveis diretamente a estruturas históricas, podendo originar decisões inadequadas. Esta circunstância é justificável devido à dificuldade em entender corretamente a complexidade de uma construção antiga ou monumento, às incertezas relativas às características dos materiais, à influência desconhecida de fenómenos anteriores (por exemplo, assentamentos do terreno) e ao conhecimento deficiente de alterações e reparações realizadas no passado. Assim, e além de uma abordagem quantitativa com modelos matemáticos, deve-se optar por abordagens qualitativas baseadas na investigação histórica e também em ensaios específicos.

A avaliação e verificação da segurança da tipologia em estudo, pavimentos de madeira, só será abordada em pormenor no Capítulo 6, onde irá ser realizada uma referência à legislação aplicável e condições de aplicação. Através de uma abordagem relativa ao Estado Limite de Utilização (ELS) e Estado Limite Último (ELU), será então possível tomar decisões sobre a manutenção da estrutura em causa, considerando ações de reforço e/ou reparação.

Relativamente ao modelo estrutural considerado na análise estrutural, este permite uma melhor compreensão da estrutura e do seu comportamento segundo diferentes carregamentos e ações que pode sofrer e que comprometam a sua estabilidade e utilização. Segundo (Dias;2008), quando estes modelos estruturais se encontram devidamente calibrados, permitem a comparação de danos teóricos produzidos por diferentes ações com os danos efetivamente observados na estrutura. Porém, e de acordo com o que já foi mencionado, a atribuição de um modelo estrutural para construções novas, é de difícil aplicação e por vezes pouco fiável quando aplicado a estruturas antigas, podendo levar a resultados e decisões inadequadas. É então necessário materializar estes modelos através de novos modelos numéricos, que devem descrever a estrutura e os fenómenos associados adequadamente, possibilitando uma correta verificação estrutural dos pavimentos.

Ainda o mesmo autor refere que a calibração dos modelos numéricos, objeto importante para uma reprodução adequada e fiável do comportamento da estrutura, pode ser realizada através do conhecimento das características físicas e mecânicas do material, obtidas através de ensaios realizados e por comparação entre frequências de vibração numéricas e experimentais, permitindo obter o módulo de elasticidade da madeira.

3.4.3. AVALIAÇÃO DA POSSIBILIDADE DE INTERVENÇÃO

Trata-se da última etapa do processo de levantamento, inspeção e diagnóstico. Após serem conhecidas as propriedades físicas e mecânica, o estado de conservação e ser analisada a segurança de acordo com a legislação aplicável, essencialmente a verificação ao Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Utilização (ELS) da estrutura, existem todos os dados e condições para ser tomada a decisão sobre a necessidade de intervenção no pavimento. Esta deliberação deve ser tomada ponderando a situação

existente na estrutura e o que se pretende obter dela no futuro, ou seja, qual a função e a que cargas estará sujeita. O grau de intervenção necessário será determinando por estas condicionantes, levando a intervenções mais ou menos importantes. (Dias;2008) acrescenta que é necessário avaliar se o pavimento em causa necessita de reabilitação/reforço ou substituição a nível local e/ou global. Apesar deste facto e tendo em conta os objetivos deste trabalho, apenas será abordada a temática referente ao reforço de estruturas de madeira.

É também necessário ter em conta as recomendações do ICOMOS, no que diz respeito à manutenção do valor e autenticidade do património arquitetónico perante a opção de reabilitação/reforço. Assim, e de acordo com os critérios definidos neste documento, passo a citar os pontos mais importante a ter em conta nesta tomada de decisão:

- 1.2. O valor e a autenticidade do património arquitetónico não podem ser baseados em critérios fixos porque o respeito devido a cada cultura requer também que a sua herança física seja considerada dentro do contexto cultural ao qual pertence;
- 1.3. O valor de cada construção histórica não está apenas na aparência de elementos isolados, mas também na integridade de todos os seus componentes como um produto único da tecnologia de construção específica do seu tempo e do seu local;
- 1.5. Qualquer intervenção numa estrutura histórica tem de ser considerada no contexto do restauro e conservação da totalidade da construção;
- 3.3. A avaliação da segurança e a compreensão do significado histórico e cultural da construção devem ser a base para as medidas de conservação e reforço;
- 3.4. Nenhuma ação deve ser empreendida sem se demonstrar que é indispensável;
- 3.5. Cada intervenção deve ser proporcionada aos objetivos de segurança fixados, devendo limitar-se a uma intervenção mínima que garanta a segurança e a durabilidade;
- 3.7. A escolha entre técnicas “tradicionais” e “inovadoras” deve ser decidida caso a caso, com preferência pelas técnicas que são menos invasivas e mais compatíveis com o valor patrimonial;
- 3.9. Sempre que possível, as medidas adotadas devem ser “reversíveis” para que possam ser removidas e substituídas por medidas mais apropriadas quando estiver disponível novo conhecimento. Quando as medidas adotadas não forem totalmente reversíveis, as intervenções não devem comprometer intervenções posteriores;
- 3.10. As características dos materiais utilizados em trabalhos de conservação, restauro e reforço estrutural (em particular novos materiais) e a sua compatibilidade com materiais existentes devem ser completamente conhecidas;

Relativamente à intervenção de restauro de estruturas em madeira em função da decisão sobre o que fazer no que diz respeito à manutenção, ou não, da estrutura original e no seguimento das recomendações do ICOMOS, (Freitas;2012) propõe algumas regras gerais que devem ser seguidas, no contexto deste trabalho:

- Quando forem usados materiais e soluções modernas, respeitar o passado, preservando tanto quanto possível os materiais existentes
- Deixar boas indicações físicas da intervenção (por exemplo, parafusos de aço inoxidável à vista)

- Não usar soluções inovadoras mal conhecidas
- Tentar escolher sempre ligações reversíveis

Em (GeCorpa;2000), os autores referem que mais do que uma análise caso a caso, no sentido de maximizar a intervenção numa estrutura de madeira, é mais importante alcançar o significado global do que se observa e analisa, de modo a distinguir-se o essencial do acessório. Também defende que uma metodologia de intervenção não pode desligar-se da compreensão dos fenómenos patológicos, sendo mais complexos aqueles em que se verifica simultaneidade de causas e efeitos que cruzam a sua importância dificultando o entendimento global essencial. Neste sentido, dá o seguinte exemplo para clarificar o sucedido: uma estrutura de um pavimento de madeira pode estar danificada por ataque de insetos que afetam, por exemplo, o meio vão de algumas vigas; neste caso, o pavimento pode correr o risco de se deformar excessivamente ou, no limite, o de ocorrer um colapso local que envolverá um ou dois vigamentos desse pavimento. Mas, se em vez disso, os mesmos vigamentos estiverem destruídos nos apoios, e nos elementos que asseguram a transmissão de esforços a outros pavimentos e paredes, é a continuidade estrutural que pode estar comprometida, somando-se aos riscos de colapso dos vigamentos os de uma fragilização estrutural que pode ser crucial, por exemplo, em caso de sismos.

O mesmo autor menciona que frequentemente a reparação/reforço de estruturas de madeira se cruza e é simultânea com outros tipos de ação de conservação ou reabilitação. É exemplo disso a segurança contra incêndios, a proteção contra agentes agressivos, o reforço das condições de isolamento térmico e acústico, etc. impondo assim à madeira um conhecimento pluridisciplinar.

4

Soluções Madeira-Aço em Reabilitação

4.1. INTRODUÇÃO

Como foi referido no capítulo anterior, a decisão pelo tipo de intervenção a realizar numa estrutura de madeira deve ser sustentada pelo conhecimento real do seu estado e pela avaliação estrutural. A partir deste estudo é possível decidir pelo tipo de intervenção a realizar, seja de substituição ou reabilitação/reforço, e o grau de intervenção que irá ser aplicado, a nível local ou global.

De acordo com (Ilharco et al;2010), a intervenção estrutural em património edificado através da reabilitação permite a preservação dos elementos estruturais, quer dotando-os de características próximas daquelas para as quais foram concebidos originalmente, quer procedendo ao reforço das suas características primitivas, dando assim resposta a novas necessidades. Por outro lado, a substituição integral da estrutura e dos seus elementos deve ocorrer apenas numa situação limite, facto que deverá ser ponderado em função da percentagem e intensidade da degradação e do tipo de intervenção exigido.

São de seguida enumeradas duas situações específicas que podem ocorrer no caso concreto de reabilitação estrutural de estruturas em madeira, de acordo com (Freitas;2012). A exposição destas possibilidades de intervenção tem o intuito de enquadrar a opção tomada neste trabalho no âmbito das opções existentes. Das soluções a apresentar de seguida, o autor defende que a segunda solução exposta é a que assegura uma melhoria mais significativa no comportamento mecânico. Assim:

- *Reparação e substituição de elementos degradados usando técnicas antigas:* Trata-se da situação mais corrente, admitindo que os diversos elementos em madeira se encontram em boas condições, permitindo que a estrutura se mantenha no local com a forma anterior à intervenção. As ligações entre peças parcialmente substituídas serão feitas por samblagem e por ligadores do tipo cavilha (normalmente pregos);
- *Reparação e substituição pontual usando ligadores modernos:* É uma situação em tudo idêntica à anterior, com a diferença de se resolver os problemas das ligações recorrendo a métodos e técnicas modernas. Um exemplo dá-se com o recurso a parafusos de aço inoxidável, muito mais duráveis e igualmente resistentes do que os pregos galvanizados até aí usados;

(Mazzolani,1991) expõe também quatro níveis de intervenção teóricos possíveis, classificando-os por:

- Salvaguarda
- Reparação

- Reforço
- Restruturação

No âmbito deste trabalho, as opções de reparação e reforço expostas pelo autor são as que mais se enquadram, sendo por isso alvo de exposição. Assim, o autor define a reparação como a execução de trabalhos com a finalidade de restituir à estrutura segurança e funcionalidade iniciais. Este tipo de intervenção é efetuado na sequência de patologias funcionais, causadas por ataques por agentes bióticos ou atmosféricos, ou outras causas que provoquem danos estruturais e comprometam a segurança do edifício, tendo portanto a reparação um carácter de intervenção definitivo. O reforço é o nível cronologicamente seguinte de intervenção e intervém no caso de ser necessário dotar a estrutura de resistência suficiente para fazer face à sua nova utilização. Como exemplo é possível referir a mudança de funcionamento da estrutura, com a existência de cargas mais elevadas, sendo portanto necessário dotar a estrutura de uma resistência melhorada. Geralmente, e como será possível confirmar com o exposto neste capítulo, são poucas as situações em que o reforço prevê alterações do esquema estrutural resistente.

Nos capítulos antecedentes foi possível entender as especificidades próprias das estruturas de madeira, muito em parte devido à sua natureza, heterogeneidade e processos de degradação, levando a que a ação de intervenção detenha cuidados e metodologias específicos. Com o intuito de otimizar as operações de reabilitação/reforço, mantendo a autenticidade e as máximas características da estrutura possíveis, são também apresentadas neste capítulo um conjunto de regras gerais concretas a aplicar no restauro deste tipo de estruturas.

A seleção do material a utilizar numa intervenção deste tipo deve cumprir, entre outros, dois critérios relacionados com a proteção do património que devem ser respeitados: a compatibilidade e a reversibilidade. Em função dos objetivos propostos para este trabalho e devido às suas especificidades, irão ser abordadas possibilidades de intervenção baseadas na utilização do aço como material de reabilitação/reforço, levando assim à criação de uma estrutura com funcionamento misto. A opção pela escolha deste material, bem como as características físicas e mecânicas e vantagens e desvantagens intrínsecas ao seu uso irão ser expostas no presente capítulo.

Uma intervenção estrutural deve sempre começar pela recuperação dos níveis de segurança e estabilidade da estrutura. Deve também ser imposto o cumprimento das exigências normativas de cálculo atuais, (verificação dos estados limites último e de utilização de acordo com a legislação aplicável), requerendo à contabilização das ações de cálculo e limitação das deformações permitidas (Lopes;2007). (Dias;2008) acrescenta que caso as degradações presentes na estrutura se devam a ataques de agentes bióticos, a intervenção deve começar com um tratamento curativo da madeira e com a eliminação de eventuais entradas de água.

A seleção da melhor técnica e material a utilizar na intervenção deve ter em conta as particularidades da construção, nomeadamente a existência de elementos construtivos com interesse particular (tetos com elementos decorativos, soalhos com valor patrimonial, etc.), devendo também evitar o aumento excessivo de carga ou introdução de qualquer outro efeito colateral indesejável nas estruturas (Ilharco et al;2010). Assim, no caso da existência de tetos com elementos decorativos com valor, é necessário recorrer a uma solução que não necessite remover o teto, levando assim a uma intervenção pelo piso superior. (Esparza,1999) acrescenta ainda que além da estética, que em alguns casos pode chegar a ser fundamental, existem outras influências para o tipo de técnica a utilizar, como exigências económicas, meios de execução, construção, etc., que vão levar a que o diretor de obra opte por uma solução.

É importante salientar que as possibilidades de intervenção que irão ser expostas são associadas a danos estruturais específicos, condições de suporte da estrutura, envolvente do pavimento, etc., não sendo assim possível generalizar a intervenção num pressuposto direto entre patologia e solução. Como foi referido anteriormente, as técnicas expostas serão divididas em dois grupos base: intervenção local – ao nível dos apoios, do nó de ligação entre viga e no meio vão, e intervenção a nível global.

A utilização de elementos de aço como reforço prende-se com uma desvantagem importante – a baixa resistência ao fogo. O aço apresenta um fraco comportamento ao fogo, alterando as suas propriedades (plastificando) para temperaturas inferiores à madeira. Outra desvantagem da utilização deste material, que será abordada neste capítulo, resulta do alto risco de corrosão deste material quando exposto a intempéries (Miotto; Dias; 2006). Neste sentido, e para terminar o capítulo, irão ser apresentadas medidas e tratamentos de proteção contra o fogo e corrosão do aço, bem como tratamentos generalizados para a proteção do fogo de elementos em madeira.

4.2. CONSIDERAÇÕES ESPECÍFICAS PARA INTERVENÇÃO EM ESTRUTURAS DE MADEIRA

As estruturas de madeira têm singularidades que justificam a consideração de um subgrupo autónomo em termos de reabilitação. Neste sentido, (Faria,2002a) apresenta um conjunto de considerações a aplicar na prática de reabilitação de estruturas em madeira:

- Analisar antecipadamente outros sistemas estruturais presentes, como fundações, paredes, tirantes em aço, em termos de estabilidade e nível de degradação. A existência de patologias graves nestes elementos pode criar repercussões não previstas em outros locais da estrutura, como é o caso de pavimentos;
- Evitar desmontar os elementos estruturais em madeira: a futura montagem irá criar condições nos estados de tensões diferentes, devido às novas ligações usadas;
- Utilizar soluções robustas, onde exista um ganho significativo de rigidez, e conjugá-las com coeficientes de segurança mais elevados que o corrente em construção, devido à incerteza relativa à capacidade mecânica da madeira que se encontra em serviço;
- Realizar inspeções periódicas às estruturas, controlando os seguintes fatores: temperatura, humidade, taxa de renovação de ar, teor de humidade, deformações e defeitos dos elementos estruturais;
- Com o intuito de melhorar as condições de serviço da estrutura, realizar as seguintes ações:
 - Manter uma renovação do ar na estrutura, através do melhoramento da ventilação geral e localizada dos espaços;
 - Realizar limpezas periódicas da estrutura;
 - Eliminar todas as causas exteriores de degradação;
- Quando possível, permitir após cada intervenção de reabilitação a possibilidade de todas as estruturas serem examinadas do ponto de vista físico e/ou visual próximos;
- Na hipótese de adicionar novos elementos de madeira, colocá-los na mesma classe de serviço em termos ambientais que os já existentes;
- Assegurar uma ventilação adequada dos apoios, evitando assim o contato direto da madeira com outros materiais que possam reter humidade ou evitar que a madeira “respire”;

- Evitar que os elementos estruturais de madeira se encontrem inacessíveis por materiais de acabamento, como forros e tetos falsos, para que a degradação seja detetável;
- Reabilitar em primeiro lugar os elementos mais importantes, mais robustos e/ou mais degradados.

Relativamente à durabilidade e qualidade durante o tempo de vida de uma estrutura de madeira, (Faria;2004) apresenta quatro fatores essenciais com os quais se relacionam:

- Qualidade do material empregue (tipo de madeira, ligadores, produtos de preservação e acabamento);
- Qualidade do projeto (sistema construtivo, pormenorização, relação com outros sistemas e materiais);
- Qualidade do trabalho de execução;
- Qualidade de manutenção – periodicidade, facilidade de acesso às peças e âmbito.

Já foi abordado nos capítulos anteriores as consequências e patologia que a madeira sofre quando sujeita a elevados teores de humidade ou à presença de água, sendo possível concluir que se trata do principal inimigo deste tipo de estruturas. Nesse sentido, o mesmo autor refere algumas regras fundamentais a respeitar, de maneira a diminuir os problemas causados pela água:

- A água não deve penetrar na madeira; caso isto suceda, deve ser eliminada rapidamente;
- No exterior e interior devem ser eliminadas as infiltrações e acumulações de água e as condensações;
- Ao nível de implantação do edifício, deve ser baixado o nível freático e também drenar convenientemente as águas das chuvas;
- Proteger a construção dos ventos dominantes com árvores que garantam um adequado sombreamento e proteção mecânica, sem afetar a ventilação e arejamento;
- Garantir a ventilação dos locais, protegendo simultaneamente da chuva incidente.

Durante o projeto de reforço duma estrutura de madeira é necessário ter a sensibilidade de que esta, mais cedo ou mais tarde, irá sofrer degradações e patologias (mesmo que seja feita uma manutenção periódica).

4.3. AÇO COMO MATERIAL DE REFORÇO

4.3.1. INTRODUÇÃO

O aço como material estrutural apresenta na Europa um grande tradição de utilização, podendo ser considerado como o mais antigo dentro do lote dos *não tradicionais* (pedra e madeira). O seu uso começou a intensificar-se durante a Revolução Industrial (1760-1830), ainda na forma de ferro, após progressos técnicos descobertos que introduziram conceitos totalmente novos na sua técnica construtiva (Jiménez;s/d). Através de intervenções sobre a sua composição química e sistemas de fabricação de minerais de ferro, foram surgindo sucessivamente novos materiais de construção derivados de estes, como o ferro forjado, cujas deficiências levaram à busca de um material melhor, que trabalhasse mais eficientemente em relação a todas as solicitações pretendidas.

Desde então a esta parte, o material tem sido cada vez mais aperfeiçoado, tanto através de empirismos, como de novas técnicas experimentais, levando a uma metodologia de conhecimento e uso científico

que nos leva a poder falar com fundamento de todas as vantagens que o material apresenta na sua utilização. Este aperfeiçoamento levou a que o aço correntemente usado na construção seja constituído por uma liga ferro-carbónica formada a partir de minérios de ferro, cujos componentes principais são o ferro e o carbono (Simões;2007).

De entre as várias formas em que o aço é comercializado – perfis laminados a quente, perfis enformados a frio, seções planas ou onduladas, seções tubulares, fios, parafusos, etc. – e a extensa faixa de propriedades mecânicas que é capaz de oferecer, o material de construção aço está dotado de uma excepcional flexibilidade operacional, capaz de resolver grande parte das patologias existentes na construção atual de uma forma consolidada.

Em (Arriaga;1986), é referido que um material de reforço deve ser aquele que ao ser confinado com a estrutura existente, permaneça aderido. Deste modo, tem por missão resistir às tensões concentradas que se criam numa descontinuidade da peça de madeira a consolidar e transmitir os esforços até uma zona na madeira com capacidade resistente.

Ainda relativamente à escolha do aço como material de reforço, (Mazzolani;s/d) resume esta decisão em cinco vantagens essenciais:

- Resistência
- Leveza
- Facilidade de montagem
- Reversibilidade
- “Novo material”.

Ainda o mesmo autor, mas noutro trabalho (Mazzolani;1991), acrescenta que são numerosas as possibilidades de intervenção e englobam uma ampla variedade de operações que vão desde a simples intervenção de consolidação sobre um único elemento estrutural, até à renovação completa de um edifício para reforço sísmico.

(Campos;2006) defende que os aços estruturais devem apresentar resistência, ductilidade e outras propriedades para a sua correta utilização em elementos de construção sujeitos a carregamento. Refere também que os principais requisitos para os aços destinados a aplicação estrutural são: elevada tensão de cedência, elevada tenacidade, boa soldabilidade, homogeneidade microestrutural, suscetibilidade de corte por chama sem endurecimento e boa trabalhabilidade em operações de corte, furação e dobramento sem originar fissuras ou outros defeitos.

Deste modo, no presente subcapítulo irão ser abordadas as principais características físicas e mecânicas deste material, com especial interesse para as operações e comportamento de reforço de estruturas de madeira, bem como as vantagens e desvantagens inerentes ao seu uso.

4.3.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS

Como já foi exposto anteriormente, o aço é uma liga-ferro carbónica formada a partir de minérios de ferro, cujos componentes principais são o ferro e o carbono. Existem também outros componentes, uns considerados como impurezas resultantes do processo de fabrico (manganês, silício, fósforo, enxofre, etc.), outros adicionados em percentagens bem definidas para melhorar algumas propriedades, como por exemplo a resistência à corrosão (Simões;2007).

Na *Tabela 4.1* (CEN;2010a) são apresentados os aços mais utilizados na construção metálica. São aços laminados a quente, vulgarmente denominados como aço macios, e caracterizam-se por percentagens de carbono baixas (ordem dos 0,2%). Os valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura à tração f_u são também apresentados como valores característicos na tabela seguinte, em função da espessura da seção usada.

Tabela 4.1 Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura à tração f_u dos aços macios correntes (CEN;2010)

Classe do aço	Espessura nominal t (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	355	470
S 450	440	550	410	550

A ductilidade de um aço é exprimida pela capacidade que este tem em se deformar plasticamente sem romper, depois de ultrapassado o limite elástico. Esta é uma característica fundamental para ser possível realizar um análise e dimensionamento plástico de uma estrutura em aço e para tal, deve estar em conformidade com o indicado na *Tabela 4.1* e verificar os seguintes requisitos de ductilidade (Simões;2007):

- $f_u / f_y \geq 1.10$, sendo f_y e f_u as tensões de cedência e de rotura, respetivamente, conforme indicado na *Tabela 4.1*;
- Extensão após rotura de um provete com um comprimento inicial $5.65 \cdot \sqrt{A_0}$ (sendo A_0 a área da seção transversal) não inferior a 15%;
- $\varepsilon_u \geq 15 \cdot \varepsilon_y$, sendo ε_y a extensão de cedência e ε_u a extensão correspondente à tensão de rotura.

As propriedades complementares dos aços macios usados correntemente e expostos na *Tabela 4.1* são as seguintes:

- Módulo de elasticidade: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de distorção: $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \approx 81000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0.3$
- Coeficiente de dilatação térmica linear: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (até 100°C)
- Massa volúmica: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Com o intuito de levar a uma melhor compreensão do comportamento do aço quando sujeito a uma solicitação é apresentado o *Gráfico 4.1* e a respetiva legenda, onde expõem a curva tensão-deformação de um aço estrutural (Caetano;2012):

1. Tensão de rotura: f_u
2. Tensão de cedência: f_y
3. Rotura
4. Zona de endurecimento
5. "Necking"

A: Tensão aparente (F/A_0)
B: Tensão real (F/A)

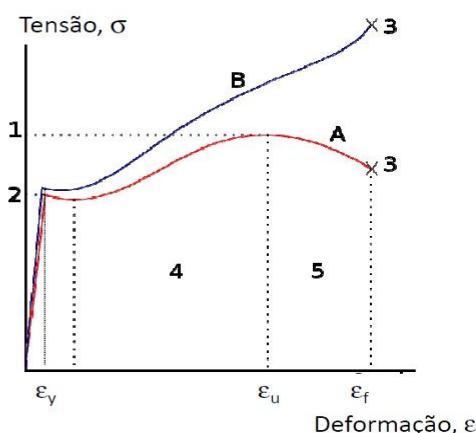


Gráfico 4.1 Curva tensão-deformação de um aço estrutural (Caetano;2012)

As seções metálicas, laminadas ou soldadas, que irão ser utilizadas no reforço de vigas de madeira consideradas neste trabalho apresentam, na sua generalidade, reduzida espessura, levando a que quando sujeitas a esforços de compressão, possam instabilizar localmente. Este fenómeno resulta numa redução da capacidade resistente da seção em compressão em flexão, sendo então necessário classifica-las no sentido de distinguir a suscetibilidade de ocorrência de este fenómeno. Assim, (Simões;2007) refere que a classificação de seções transversais dos elementos estruturais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma seção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local. O Eurocódigo 3 (CEN;2010a) define então quatro classes de seções, tendo por base a esbelteza dos elementos constituintes e distribuição de tensões. Esta classificação é realizada com base na relação entre o comprimento e a espessura dos elementos em questão suscetíveis de comprimir e na classe de resistência do aço em questão.

- *Classe 1:* Seções onde é possível formar-se uma rótula plástica, com uma capacidade de rotação superior à mínima exigida para a utilização de métodos plásticos de análise;
- *Classe 2:* Seções em que se pode atingir o momento plástico, mas que possuem uma capacidade limitada;
- *Classe 3:* Seções em que a tensão na fibra extrema mais comprimida pode atingir a tensão de cedência, mas a encurvadura local impede que se atinja o momento plástico;
- *Classe 4:* Seções em que a encurvadura local impede que se atinja a tensão de cedência nas fibras mais comprimidas.

Ainda relativamente ao efeito que os esforços de compressão, têm em seções metálicas, devido à alta resistência do aço e elevada esbelteza que estes elementos em geral apresentam, os fenómenos de encurvadura lateral merecem grande importância no dimensionamento de estruturas em que este material é empregue. (Simões;2007) refere que a encurvadura lateral consiste na deformação lateral da parte comprimida de uma seção de um elemento sujeito a flexão em torno do eixo de maior inércia, comportando-se a parte comprimida como um elemento linear comprimido, continuamente restringido pela parte tracionada, que à partida não tem qualquer tendência para se deslocar lateralmente. A resistência que a viga metálica oferece perante este fenómeno é função do momento crítico, definido como o momento máximo que pode apresentar, em condições ideais, sem encurvar lateralmente. A verificação de segurança desta situação é muitas vezes crítica no dimensionamento de elementos metálicos, sendo portanto obrigatório tê-la em consideração nesse processo.

De acordo com o que já foi enunciado, os perfis metálicos usados em construção podem ser laminados a quente ou enformados a frio. Os mais utilizados em elementos resistentes principais são formados

por laminagem a quente ou por soldadura de placas, quando se pretende obter seções não comerciais ou peças de seção variável. A forma da seção dos perfis depende do tipo de esforços atuantes, da facilidade de montagem, dos processos de ligação ou ainda de condicionantes estéticos e de durabilidade. Os perfis metálicos enformados a frio apresentam diferenças significativas em relação aos perfis laminados a quente. São fabricados a partir de chapas muito finas com espessura uniforme, permitindo obter seções com formas muito variadas, com boas propriedades mecânicas e reduzidos gastos de material (Simões;2007). Na *Figura 4.1 e 4.2* são apresentados exemplos destes dois tipos de perfis utilizados em construção metálica.

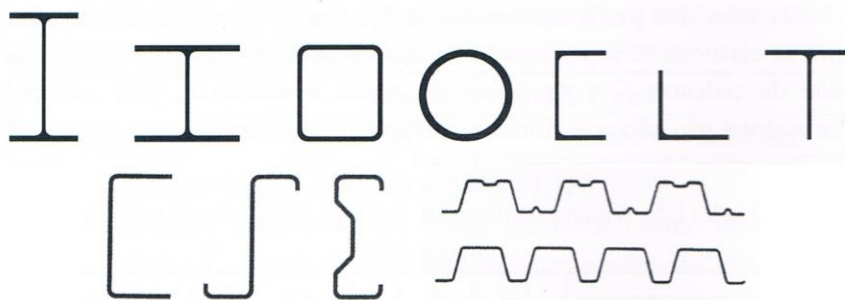


Figura 4.1 e 4.2 Em cima, perfis laminados a quente; Em baixo, seções enformadas a frio (Simões;2007)

Relativamente à durabilidade de estruturas metálicas, esta é dependente de três requisitos fundamentais: efeito da corrosão, desgaste mecânico e desgaste por fadiga. A corrosão é o elemento preponderante da durabilidade deste material, manifestando-se na presença de humidade, oxigénio e matérias poluentes existente no meio ambiente, desenvolvendo assim um processo químico de degradação. (Simões;2007) refere que independentemente do sistema de proteção adotado para minorar este fenómeno, tema que será debatido no final deste capítulo, na conceção de estruturas metálicas devem ser tomadas precauções para evitar a acumulação de água e detritos na imediação de elementos metálicos. O desgaste por fadiga dá-se quando uma estrutura é solicitada por ações cíclicas relevantes, tais como as provenientes de equipamentos de elevação, pontes rolantes, vibrações de máquinas, etc., sendo nestes casos necessário verificar a resistência à fadiga dos elementos metálicos existentes.

A reduzida resistência ao fogo das estruturas metálicas é uma das maiores desvantagens do uso deste material em estruturas, levando a que as suas propriedades resistentes sejam bastante reduzidas quando sujeitas a temperaturas elevadas. Quando o material se encontra sujeito a temperaturas superiores a 400°C a tensão de cedência desce rapidamente, sendo de aproximadamente 50% do valor correspondente a 20°C, para temperaturas de 600°C, como é possível verificar através do *Gráfico 4.2* extraído de (Piloto;2000).

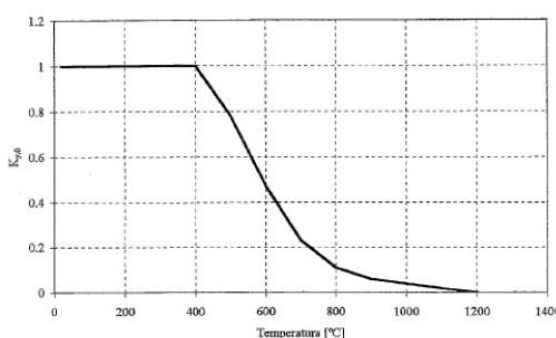


Gráfico 4.2 Fator de redução da tensão de cedência para aços sujeitos a temperaturas elevadas (Piloto;2000)

A resistência ao fogo de estruturas metálica deve ser verificada de acordo com a Parte 1-2 do Eurocódigo 3 (CEN;2010b). Porém, e de acordo com a complexidade inerente à metodologia de cálculo e por não se integrar na totalidade dentro dos objetivos deste trabalho, esta verificação não irá ser efetuada nesta dissertação, ficando apenas aqui mencionado a necessidade de ser realizado.

4.3.3. VANTAGENS E DESVANTAGENS DO USO DO AÇO

Devido às suas características e comportamento, o aço é dos materiais de construção com maior empregabilidade em obras de reabilitação. Assim, neste subcapítulo irão ser apresentadas e discutidas quatro vantagens e desvantagens da utilização do aço como material de construção, com principal ênfase para a sua utilização no reforço em estruturas.

Tabela 4.2 Principais vantagens e desvantagens da utilização do aço

Vantagens	Desvantagens
Condição estrutural	Mão-de-obra especializada
Compatibilidade com outros materiais	Proteção contra o fogo
Pré-fabricação + Racionalização do material	Corrosão
Reciclabilidade	Preço

Como já foi referido anteriormente, o aço apresenta uma elevada relação entre a sua resistência e peso específico, quando comparado com outros materiais, sendo então caracterizado por uma excelente condição estrutural. De acordo com (Teobaldo;2004), este facto resulta numa diminuição das dimensões das peças a utilizar, levando a uma maior riqueza técnica e plástica e diálogo com o conjunto edificado e com outros materiais, bem como um melhor aproveitamento do espaço interno. (Jiménez;s/d) acrescenta que estes fatores se devem essencialmente às elevadas tensões resistentes do material, mesmo quando empregue com dimensões reduzidas, resultando numa grande rentabilidade. Ainda relativamente à utilização de reduzidas dimensões deste material, (Barros;Martins;2006) refere que deste modo permite executar obras de reabilitação estrutural em edifícios com valor cultura, sem que se utilizem métodos muito intrusivos, obtendo-se assim um bom funcionamento estrutural dos edifícios, sem afetar o seu valor cultural e patrimonial.

Relativamente à compatibilidade da utilização do aço em conjunto com outros materiais, (Campos;2006) refere que este material é totalmente compatível com qualquer outro utilizado em construção, desde os mais convencionais (tijolos, lajes betonadas *in-situ*, etc.) até componentes pré-fabricadas. (Jiménez;s/d) justifica este comportamento pela sua constituição homogénea e isotrópica, apresentando idênticas propriedades em todas as direções, sendo por isso facilmente adaptável em qualquer situação.

O aço é produzido em série, através de técnicas industriais que lhe proporcionam dimensões bastante precisas. Garante ao material maior previsibilidade e rapidez às obras, bem como rapidez de montagem. Deste modo evita a necessidade da utilização de cofragens, moldes, tempos de cura, como no betão, escoramentos e a sua montagem não é influenciada pela chuva também. O conjunto destes fatores pode levar a uma redução de até 40% no tempo de execução, quando comparado com os processos convencionais (Campos;2006). Em obras de reabilitação, este é um dos condicionalismos

mais importantes na decisão da intervenção a tomar, visto que muitas vezes a estrutura original se mantém em funcionamento e como tal é necessário optar por uma solução que não envolva a evacuação da estrutura em causa para se poder implementar a medida, bem como a rapidez de colocação da medida no sentido de provocar os mínimos incómodos a quem a usufruiu. (Jiménez;s/d) acrescenta que o aço resolve igualmente o problema existente em construções em centros históricos, onde existem limitações físicas para o acesso de alguns materiais a obra, sendo muitas vezes necessário cortar o trânsito em determinadas ocasiões para se conseguir fazer chegar o betão vindo da central, devido às dimensões reduzidas das ruas.

Trata-se também de um material reversível, sendo possível utilizá-lo em mais do que uma situação, de acordo com as necessidades da estrutura em causa. Isto deve-se à facilidade de montagem e desmontagem, sem qualquer comprometimento das suas condições de utilização, bem como a leveza e facilidade de manuseamento do material.

Contudo, o manuseamento e trabalho com aço necessitam de mão-de-obra especializada, elevando assim o gasto com equipamentos. Trata-se também de um material com um comportamento muito instável perante a ação do fogo, apresentando elevadas deformações, não recuperáveis, a partir de determinada temperatura, apesar de não ser combustível. Este fator leva a necessidade de colocar produtos de revestimentos que atrasem ou diminuam o efeito do calor sobre o material, diminuindo a segurança que o material transmite e encarecendo os custos associados à sua utilização.

Outro problema associado à utilização do aço dá-se com a suscetibilidade de corrosão do material. É um processo natural que se desenvolve no material em função da natureza química deste, bem como devido à interação com o meio ambiente em que se encontra (Jiménez;s/d). Esta situação origina uma redução gradual da seção transversal da peça, comprometendo o seu desempenho estrutural (Teobaldo;2004). Deste modo, é necessário efetuar uma prevenção e mitigação deste fator, através da utilização de revestimentos protetores, que também originam a um aumento do preço de utilização do material. Outra possibilidade é a utilização de aços especiais que apresentam resistência à corrosão, devido à sua composição química, contudo o seu preço é mais elevado.

Por último, e como já foi possível verificar pelos factos descritos anteriormente, a utilização do aço está associada a gastos elevados, tanto de mão-de-obra como produtos protetores. Acrescenta-se o custo associado à matéria-prima aço, apresentando-se, na generalidade, mais caro do que o betão armado quando utilizado para o mesmo fim.

4.4. TIPIFICAÇÃO DE SOLUÇÕES DE REABILITAÇÃO MADEIRA-AÇO

4.4.1. INTRODUÇÃO

Como já foi referido anteriormente, a fase de reabilitação sucede à inspeção e diagnóstico. Em função da informação recolhida e do diagnóstico realizado, é possível concluir quais as patologias existentes no pavimento e em que locais se manifestam, sendo então realizado o estudo acerca da necessidade de intervir, essencialmente através da análise do Estado Limite de Serviço e Último a partir do Eurocódigo 5 (CEN;2004). Neste subcapítulo irão ser abordadas diversas soluções a aplicar na reabilitação/reforço de pavimentos de madeira, divididas em função do local onde são implementadas:

- Nível local - Reforço junto aos apoios;
- Nível local - Reforço dos nós de ligação entre vigas principais e secundárias;
- Nível local - Reforço a meio vão;

- Solução de intervenção nas faces laterais da viga;
 - Soluções de intervenção na face inferior da viga;
 - Soluções de intervenção na face superior da viga;
 - Solução de intervenção nas faces inferior e superior da viga;
- Nível global – Ao longo de toda a extensão do pavimento.

No capítulo 3 do presente trabalho foram expostos os diversos problemas que este tipo de estruturas apresenta, desde ataques sofridos por agentes bióticos e abióticos a patologias causadas por conceção deficiente ou mudanças de uso da estrutura. Foi possível distinguir que estes danos se distribuem essencialmente ao longo dos apoios das vigas e dos encontros com paredes de alvenaria, como ao longo do meio vão da viga ou em situação limite, ao longo de toda a estrutura, apresentando problemas distribuídos em todo o seu comprimento. No sentido de dar resposta a estes problemas, são aqui apresentadas possíveis soluções a implementar, distribuídas pelos locais descritos. É importante também ter em conta que muitas vezes uma intervenção apenas no apoio ou a meio vão não é suficiente, sendo necessário conjugar as duas para a estrutura apresentar resultados satisfatórios. (Appleton;2003) acrescenta que as soluções a implementar podem ser estabelecidas a montante ou a jusante dos problemas, referindo que as soluções preferíveis são as que visam a antecipação dos problemas ou a sua resolução ao nível das causas mais remotas das anomalias. Além destas possibilidades descritas, o reforço utilizado irá aumentar a resistência e rigidez global da estrutura, bem como uma eliminação ou redução de irregularidades e descontinuidades presentes na madeira, muito em parte devido ao seu carácter natural e heterogéneo.

Serão apenas expostas estratégias e soluções de reparação e/ou reforço, aliando a capacidade resistente da madeira com a do novo material inserido na estrutura, o aço, podendo assim os dois materiais funcionar em conjunto. De acordo com (Coiás;2007), o uso deste material em reabilitação não necessita de tempos de espera entre a colocação e a entrada em serviço, ocupa menos espaço, é mais leve e, portanto, requer fundações menos onerosas, economiza a cofragem (comparativamente com a utilização do betão armado) e permite um notável encurtamento do tempo de execução, o que compensa o maior custo unitário do material. É necessário acrescentar que a possibilidade de consolidação ou reforço de uma estrutura só poderá ser implantada caso esta ainda detenha a capacidade mínima de resistência para permitir o funcionamento dos dois materiais em conjunto (Mariani;2004).

Uma percentagem considerável dos trabalhos existentes que envolvem reforço de estruturas em madeira com soluções metálicas apresenta resinas, colas epoxídicas e outro tipo de materiais compósitos como objeto responsável por efetuar a ligação entre os dois materiais da seção. De acordo com (Arriaga et al;2002), apesar do conhecimento no uso destes materiais não se encontrar ainda completo, apresentam grandes vantagens devido à elevada trabalhabilidade e possibilidade de realizar uma boa aderência com grande parte dos materiais. (Dias;2008) acrescenta também que embora o estudo dos materiais compósitos se tenha acentuado nos últimos anos, originando um aumento da sua aplicação em diversos tipos de obras, as técnicas que envolvem o seu uso carecem da existência de casos práticos a partir dos quais se possam tirar conclusões sobre o seu comportamento a longo prazo.

A utilização de materiais compósitos na conexão entre a prótese metálica e a viga de madeira admite um comportamento perfeitamente rígido na ligação entre os dois materiais, levando a que ambos apresentem um comportamento idêntico quando solicitados em serviço. Este pressuposto origina resultados teóricos muito satisfatórios no comportamento misto da estrutura pois as características dos dois materiais são aproveitadas na sua totalidade; não havendo deslizamento entre eles, aumenta a rigidez efetiva, originando a deformação dos dois materiais na mesma proporção. Porém, e em função

do que foi apresentado no último parágrafo, a sua utilização na prática envolve ainda alguma incerteza e garantia de conservação deste comportamento em todo o tempo de vida da estrutura, podendo levar à ocorrência de danos graves a longo prazo. (Arriaga et al;2002) acrescenta que não há muita experiência sobre a durabilidade da adesão entre materiais compósitos e aço, sendo que a corrosão deste material pode influenciar negativamente a aderência.

Assim, neste trabalho, todas as soluções que irão ser apresentadas admitem que a ligação à viga de madeira existente será feita através de conectores mecânicos, como parafusos, parafusos de porca, pernos, cavilhas etc. Esta opção leva à existência de deslocamentos relativos entre os dois materiais quando solicitados, originando uma perda de rigidez da estrutura e maior deformação. Porém, e em comparação com o que foi enunciado nos últimos dois parágrafos, esta metodologia apresenta, além de um carácter reversível, um conhecimento mais sustentado do comportamento da ligação a longo prazo e garantia de que a ligação não irá romper, desde que dimensionada corretamente e com coeficiente de segurança adequado. Os problemas que a estrutura possa apresentar em serviço podem ser acautelados, admitindo desde o início a existência de uma ligação não-perfeitamente rígida. Deste modo, foi tomada a decisão mais conservadora e segura de optar por ligadores mecânicos tradicionais, em detrimento do uso de “novos” materiais cujas características e comportamento não se encontram na sua totalidade desenvolvidos.

Nos últimos parágrafos foi exposta, ainda que resumidamente, a importância que a ligação entre os dois materiais tem no comportamento da estrutura. Na prática, a colocação das chapas metálicas e respetivos conectores envolve alguma dificuldade quando as seções são circulares e como resultado da irregularidade das vigas de madeira, causadas pela deterioração da peça e defeitos provenientes do seu carácter natural. Deste modo, é muitas vezes necessário colocar um elemento intermédio adicional, de madeira ou também metálico, entre a viga de madeira e o reforço para melhorar a fixação da prótese e respetivos conectores.

Como já foi referido nos objetivos deste trabalho, no capítulo 6 irá ser exposta a metodologia de cálculo e dimensionamento para reforço à flexão de estruturas de madeira através de chapas ou perfis metálicos e respetiva ligação mecânica. No presente capítulo, irão ser apresentadas as soluções e metodologia de execução dessas duas soluções apresentadas.

Para terminar esta introdução é importante destacar que todos os elementos em aço propostos nas soluções seguintes, e de acordo com as características deste material descritas no subcapítulo anterior, devem ser devidamente protegidos contra ações de corrosão e fogo. Porém, este assunto irá ser debatido em pormenor no subcapítulo 4.5.

4.4.2. INTERVENÇÃO LOCAL – ZONA DOS APOIOS

4.4.2.1. Introdução

As zonas dos apoios das vigas apresentam-se como um local de elevado risco de patologias, muito em parte devido à suscetibilidade de retenção de humidade, causada pela fraca ventilação nesse local, ou mesmo devido a retenção de água na zona de entrega da viga nas paredes. Deste modo, e como foi possível concluir no capítulo anterior, são locais propícios ao ataque por agentes bióticos, levando a cabo uma degradação da viga e respetiva diminuição da seção resistente. Esta situação origina um funcionamento deficiente da viga, através de deformações excessivas e elevados níveis de vibração, podendo ocorrer no limite a rotura da viga devido a esforços de corte (Esparza;s/d). As soluções a serem apresentadas irão assim atuar no sentido de recuperar as condições de estabilidade da viga.

Uma possível solução deste problema, e muitas vezes encontrada em obras de reabilitação, é a remoção e substituição integral da peça degradada por uma nova. Apesar de se tratar de uma solução geralmente mais económica, esta possibilidade não irá ser debatida neste trabalho, sendo apenas discutidas soluções de reforço e/ou reparação do apoio. (Mariani;2004) acrescenta que a reconstrução parcial de um apoio deve ser realizada no caso de não ser possível substituir a totalidade da viga, quando o elemento construtivo faz parte de um património histórico-arquitetónico. Na obra deste autor é possível encontrar diversas soluções que envolvem a reconstrução do apoio através de próteses e chapas em aço, mas que não irão ser enunciadas neste trabalho, por não se enquadrarem nos seus objetivos.

Relativamente à aplicação prática das propostas que irão ser apresentadas, é necessário ter em conta as contrapartidas a que sujeitam a estrutura. Por exemplo, as soluções que provoquem o abaixamento da cota do tecto inferior, não são aplicáveis no caso de edifícios antigos que exibam tetos com valor histórico-arquitetónico que interessa manter (Dias;2008).

4.4.2.2. Colocação de cantoneira entre a viga e parede

A primeira solução a ser apresentada é uma das mais utilizadas em estruturas antigas que sofreram danos nas extremidades das vigas devido ao ataque de fungos, tratando-se de uma intervenção de fácil execução e rápida, pouco intrusiva e eficaz. Consiste na colocação de uma cantoneira metálica ou um perfil em “L” entre a viga de madeira e a parede, fixada mecanicamente através de parafusos, dispondo uma nova linha de apoio adjacente à parede (Arriaga et al.;2002). Note-se que a carga transmitida à parede passa a ser descentrada em relação ao eixo da peça de madeira, carga excêntrica, transmitindo esforços de flexão que poderão causar problemas de estabilidade à parede. Porém, e por normalmente se tratarem de paredes resistentes, este esforço transmitido não deverá criar problemas de segurança na ligação.

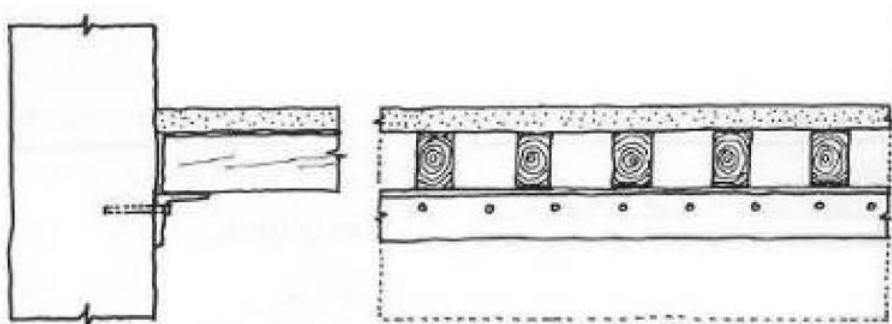


Figura 4.3 Exemplo de fixação de cantoneira metálica entre viga de madeira e parede (Arriaga et al.;2002)

No entanto, a implementação da cantoneira apresenta a desvantagem de ficar à vista, caso não seja colocado um novo revestimento inferior, não sendo por isso possível implementável em todas as situações. Também provoca um aumento da espessura do pavimento, equivalente à altura da cantoneira aplicada, e respetivo desaproveitamento do pé direito da estrutura. Apresenta limitações quando se trata de tetos com elementos decorativos ou de valor patrimonial, sendo nestes casos necessário removê-los para proceder à aplicação da cantoneira, ou então optar por outra solução de reforço que não envolva esta prática.

Na reabilitação do Palácio de Valadares, em Lisboa, (Ilharco et al;2010 a), os autores apresentam uma solução através da aplicação de uma cantoneira L150*15 fixada na parede de alvenaria através de parafusos de porca M25, atravessando toda a espessura da parede, e fixada na viga por um parafuso de

diâmetro 6,0mm (Figura 4.4). Deste modo, foi possível aumentar a capacidade de resistência do apoio e também a rigidez da parede, particularmente em relação a ações fora do plano, orientado assim para a proteção sísmica do edifício. Nesta situação, a extremidade da viga de madeira apoiada estava bastante degradada por ataque de agentes bióticos, o que levou a uma diminuição considerável da seção útil. Foi então necessário remover esta parcela e colocar uma nova peça de madeira da mesma espécie, criando o novo suporte, e ligada à madeira existente através de um parafuso de diâmetro 6,0 mm. (Appleton;2003) acrescenta que a seção de madeira a ser substituída deve ser, de preferência, uma madeira velha, bem seca e de boa qualidade.

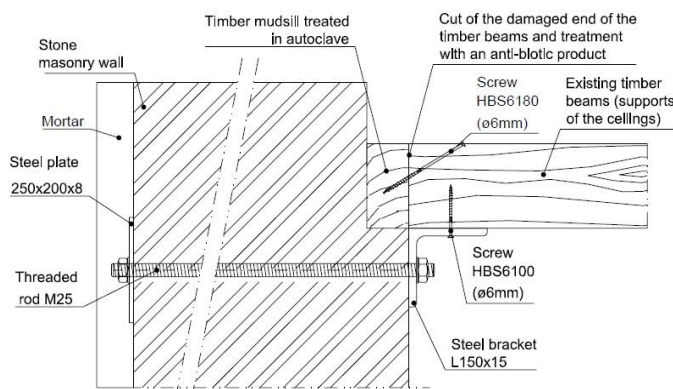


Figura 4.4 Aplicação de cantoneira e ligação mecânica (Ilharco et al;2010 a)

A madeira que não foi removida foi tratada com produtos contra o ataque de agentes bióticos, bem como a nova peça através de produtos autoclave. Também a cantoneira metálica foi submetida a um tratamento para aumentar a resistência ao fogo e à corrosão.

4.4.2.3. Colocação de perfis sob as vigas

Trata-se de outra solução apresentada por (Arriaga et al.;2002) na qual são colocados perfis metálicos nas zonas de apoio da viga, perpendicularmente às vigas degradadas. Assim, os perfis são colocados paralelamente à parede e distribuídos ao longo dos apoios degradados, apoiando-se nas paredes transversais da estrutura ou sobre outros perfis paralelos às vigas de madeira e que por sua vez apoiam nas paredes. De acordo com o autor, esta solução apresenta um carácter pouco elaborado ou de emergência utilizado em obras de reparação de estruturas antigas.

Apesar de se tratar de uma solução pouco intrusiva e de apresentar bons resultados pois a colocação de uma nova viga irá aumentar consideravelmente a rigidez e a resistência na zona do apoio, a sua implementação tem a grande desvantagem de aumentar consideravelmente a altura do pavimento. Esta altura irá ser função da altura do perfil a ser adicionado, normalmente um perfil tipo “I”, e do revestimento que se irá colocar na parte inferior deste. Do mesmo modo que a solução anterior, este tipo de intervenção deve ser ponderado caso existam pormenores de valor patrimonial no teto pois esta operação irá ser realizada pela face inferior da viga e como tal irá ser necessário removê-los.

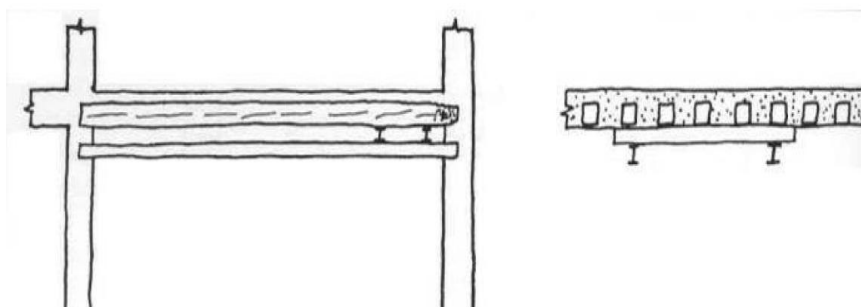


Figura 4.5 Exemplo de colocação de um perfil metálico sob a viga (Arriaga et al.;2002)

Apresenta-se também como uma solução que se estende ao longo de uma grande largura de apoio do pavimento, o que pode levar a um desaproveitamento de material no caso de existirem vigas consecutivas que não necessitem de reforço. Isto é, na situação de existirem duas zonas de apoio da viga degradadas, por exemplo, intercaladas por uma ou mais vigas que se encontrem em bom estado de conservação e sem necessidade de reforço, a implementação desta solução irá cair em desperdício de material pois irá reforçar também um local desnecessário, na situação de não ser possível apoiar o perfil de reforço no local de melhor aproveitamento do material. Assim, esta solução pode também ser considerada como uma intervenção a nível global, ou seja, ao longo de toda a extensão do pavimento e poderá incluir-se no grupo de soluções a descrever no subcapítulo 4.4.5.

4.4.2.4. Colocação de perfis nas faces laterais da viga

Esta solução baseia-se na colocação de dois perfis ou chapas metálicas nas faces laterais da viga, conectados mecanicamente através de parafusos de porca ou pernos ao longo de toda a espessura da seção de madeira. A espessura das chapas a colocar varia em função do esforço de corte solicitado pela estrutura e pela capacidade de resistência da peça de madeira que se encontra em serviço. É aconselhável a aplicação de dois conectores separados por distâncias idênticas ao longo da altura da chapa metálica, de maneira a conferir uma maior rigidez à ligação para se obter um comportamento eficaz da seção mista. Este tipo de intervenção pode ser igualmente aplicado no reforço a meio vão, de modo a melhorar o comportamento da viga segundo solicitações de flexão. Neste sentido, esta solução irá ser igualmente referida e explicada no subcapítulo seguinte, onde se irão também fazer algumas referências à metodologia de dimensionamento aplicável, sendo este tema pormenorizado no capítulo 5 do presente trabalho.



Figura 4.6 e 4.7 Pormenores do encontro da viga de madeira reforçada com a parede de alvenaria (Ilharco et al.:2010)

Do mesmo modo que as soluções já apresentadas, este tipo de intervenção é igualmente pouco intrusiva e onde é possível manter a viga de madeira original. Por outro lado, a fixação de chapas metálicas apresenta outras vantagens. Assim, e em primeiro lugar, não requer a remoção de partes degradadas da extremidade da viga pois, no limite, as chapas irão substituir a função resistente dessas porções. Também no caso de existirem elementos de valor patrimonial no teto, não é necessário removê-los para poder fixar as chapas pois este procedimento pode ser realizado pela parte superior do pavimento, sendo apenas necessário remover o soalho e outros revestimentos existentes. Por outro lado, caso seja de interesse manter o soalho ou qualquer outro tipo de elementos existente no pavimento, esta intervenção pode também ser realizada pela parte inferior da viga, sendo então necessário remover o teto do piso inferior. Por outro lado, apresenta a desvantagem de ser uma solução com impacto visual, o que na maior parte dos pavimentos não é problema já que não se encontram à vista (Dias;2008).

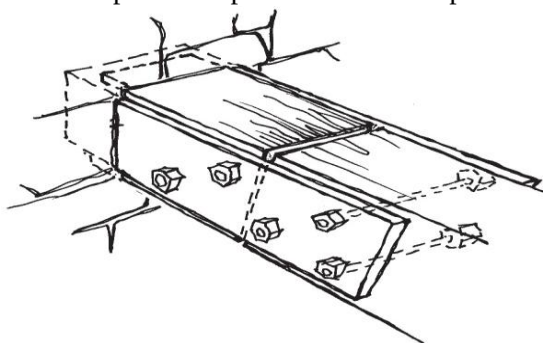


Figura 4.8 Esquismo de reforço da zona do apoio através da colocação de chapas laterais, ligadas mecanicamente com parafusos de porca a atravessar toda a largura da viga (Gómez;s/d)

(Coiás;2007) apresenta uma solução idêntica à aqui descrita, com a diferença de que o autor refere ser necessário remover a zona degradada da viga e substituí-la por uma nova peça de madeira. Contudo, e como já foi referido, esta operação não é obrigatória para a realização desta solução, visto que as chapas de aço podem realizar a função resistente da peça de madeira degradada. Para isto ser possível, é necessário que o perfil metálico seja prolongado até à parte sã da viga, sendo aparafusado neste local, efetuando igualmente um tratamento protetor na madeira contra o ataque a agente bióticos. O autor acrescenta que as peças metálicas a introduzir devem ser de aço inoxidável ou de aço corrente adequadamente protegido contra a corrosão.

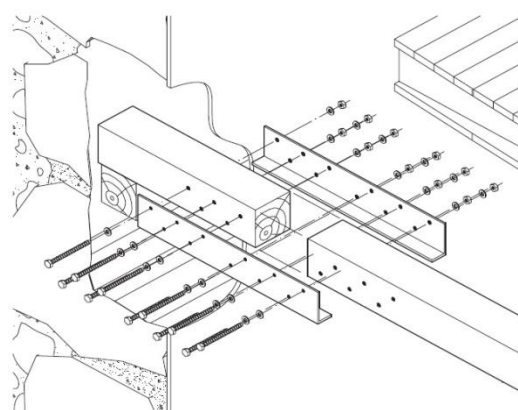
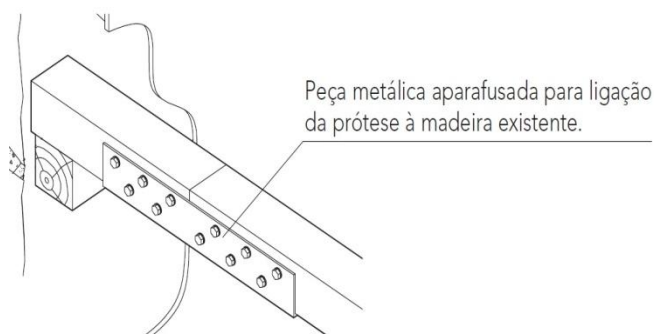


Figura 4.9 e Figura 4.10 Pormenores do encontro da viga na parede de alvenaria e da ligação por parafusos de porca (Coiás;2007)

Na reabilitação da Igreja de Valongo, de acordo com (Ilharco et al;2010 b), esta solução foi utilizada no reforço dos apoios das linhas das asnas nas paredes. Foram fixadas nas faces laterais chapas

metálicas de 10 mm, conectadas por varões roscados de 8 mm de diâmetro, com um comprimento de 1,0m desde a parede (*Figura 4.11 e 4.12*). Os autores acrescentam que as chapas metálicas foram chumbadas em aberturas existentes nas paredes de alvenaria; as zonas danificadas da madeira foram removidas e a zona sã tratada contra agentes bióticos.

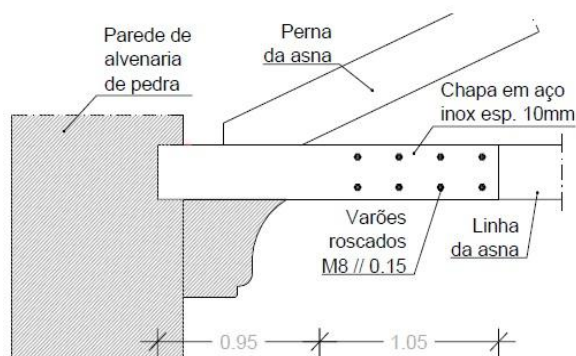


Figura 4.11 e 4.12 À esquerda, esquema da reabilitação realizada; À direita, pormenor da execução da introdução dos varões roscados e das chapas metálicas (Ilharco et al;2010 b)

Em (Arriaga et al.;2002) é proposta uma solução uma solução muito idêntica à aqui apresentada, com a diferença de serem aplicados perfis do tipo UPN, em vez de chapas retangulares. Os autores defendem que esta solução deve ter uma longitude da ordem dos 50 a 80cm e que os perfis devem ser conectados mediante pernos (*Figura 4.13*). Acrescentam que este tipo de intervenção apresenta um custo superior à substituição da zona degradada e que pela ligação ser realizada com elementos mecânicos, esta requer uma deformação aquando da sua entrada em carga. Assim, finaliza defendendo que esta solução pode ser excessivamente deformável quando comparada com a estrutural original.

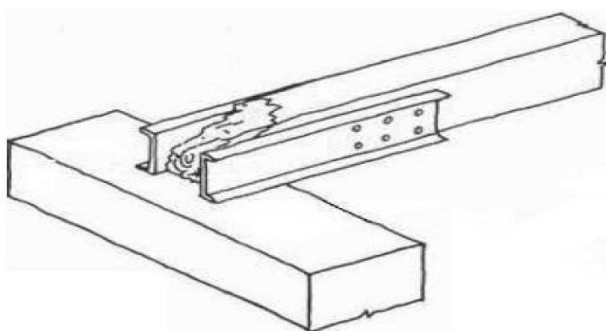


Figura 4.13 Exemplo de aplicação de perfis comerciais UPN nas faces laterais de viga degradada (Arriaga et al.;2002)

(Mariani;2004) apresenta também uma variante desta solução, através da colocação de um perfil metálico em forma de “U” a envolver a viga junto do apoio, estendendo-se até à parte sã da madeira. A ligação deste perfil à viga é realizada da mesma forma que as soluções apresentadas anteriormente, através de conectores mecânicos dispostos ao longo do comprimento da “caixa” de aço. Como já foi referido na introdução deste capítulo, Massimo Mariani defende que as soluções a implementar na reabilitação de um apoio devem sempre passar pela substituição da zona degradada por um novo troço de madeira, sendo nesta solução defendido o mesmo. Contudo, e neste caso em específico, para esta solução apresentar um comportamento satisfatório não é necessário remover a parte danificada da seção visto que o perfil em aço poderá substituir a sua função mecânica, desde que este seja conectado

a uma parte da madeira que não se encontre degradada. No entanto, é sempre imprescindível efetuar um tratamento contra o ataque de agentes bióticos na zona degradada da madeira, bem como um tratamento contra a corrosão e retardador da ação do fogo no perfil metálico.

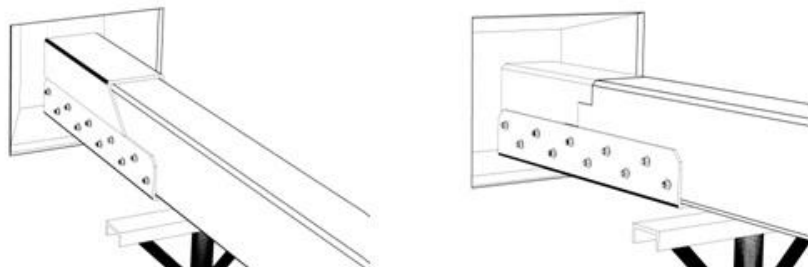


Figura 4.14 e 4.15 Exemplos de aplicação de perfil metálico em forma de “U” (Mariani;2004)

Outra possível aplicação de perfis metálicos dispostos verticalmente na seção de madeira para reforço no apoio a solicitações de esforço transversal dá-se com a colocação de uma ou duas chapas metálicas no interior da seção. São igualmente ligados à viga de madeira através de conectores metálicos, parafusos de porca ou cavilhas, e apresenta como maior vantagem a inexistência de qualquer impacto visual e a proteção perante o fogo, pois a chapa encontra-se inserida no interior da seção de madeira, ficando assim protegida em relação ao aumento de temperatura que a viga pode estar sujeita. Esta solução é exposta e discutida em (Arriaga et al.;2002) e (Mariani;2004) e é de possível aplicação também a meio-vão da viga, no sentido de permitir um aumento de resistência da seção mista ao momento fletor aplicado. Neste sentido, irá ser discutida em pormenor no próximo subcapítulo, ficando apenas aqui presente uma referência à sua possível aplicação nesta situação.

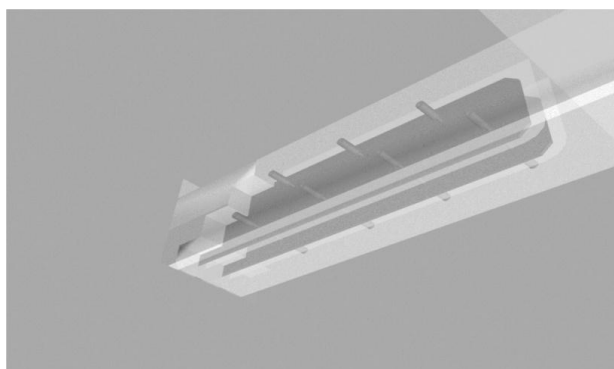


Figura 4.16 Exemplo de aplicação de chapas metálicas no interior da seção para reforço a solicitações de corte junto ao apoio (Mariani;2004)

4.4.2.5. Colocação de perfil metálico a envolver o apoio

A última solução aqui apresentada é exposta em (Mariani;2004) e baseia-se na colocação de um perfil metálico quadrado a envolver a extremidade da viga no encontro com a parede, dividindo-se o implante em duas partes simétricas. A placa metálica retangular é assente na parede através de conectores mecânicos e apresenta umas ligeiras saliências, em forma de “consola”, que circundam a seção (Figura 4.17). A forma do perfil pode ser realizada e moldada em estaleiro de obra, através da soldadura de placas de aço.

Segundo o autor, é aconselhável deixar uma folga entre o limite da “consola” de metal e a face da viga de madeira, no sentido de haver circulação de ar para que seja ventilada, aumentando assim a preservação da madeira. Este pormenor construtivo está explícito na *Figura 4.17*.

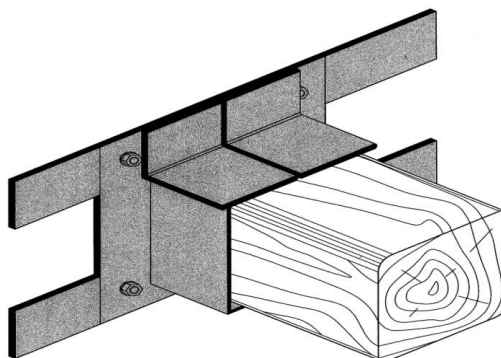


Figura 4.17 Exemplo de aplicação de perfil metálico a envolver a seção no apoio (Mariani;2004)

É importante salientar que nesta solução, o perfil de aço irá substituir a ação resistente da madeira na seção, pois estes dois materiais não vão estar ligados mecanicamente. Deste modo, o carregamento que irá ser imposto naquele local irá ser absorvido na totalidade pelo perfil metálico, devendo ser dimensionado de acordo com esta condição.

Esta solução pode ser facilmente adaptada na situação de ser necessário efetuar o reforço de dois ou mais apoios consecutivos num pavimento de madeira. A montagem do perfil tem de ser adaptada a esta intervenção, prolongando as chapas de aço horizontais até ao encontro do novo apoio (*Figura 4.18*). Comparativamente com outras soluções, e no caso específico de haver apoios consecutivos com necessidade de intervenção, esta intervenção apresenta-se com a vantagem de necessitar de menos mão-de-obra e, conseqüentemente, menor custo.

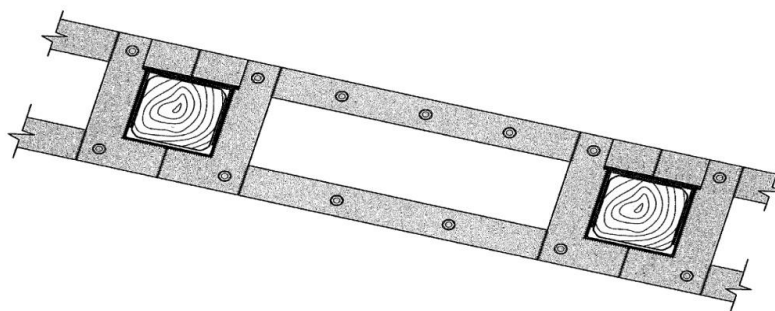


Figura 4.18 Exemplo de aplicação de dois perfis metálicos a envolver as seções consecutivas (Mariani;2004)

4.4.3. INTERVENÇÃO LOCAL – NÓ DE LIGAÇÃO ENTRE VIGAS PRINCIPAIS E SECUNDÁRIAS

4.4.3.1. Introdução

Como já foi referido no capítulo 2, em pavimentos antigos em que existam vigamentos muito compridos e no sentido de proteger a estrutura a ações de instabilidade lateral-torsional, eram colocadas vigas secundárias perpendicularmente ao vigamento principal ao longo do espaçamento entre estas. Assim, os nós de encontro entre as vigas principais e secundárias apresentam-se como um ponto sensível da estrutura. Esta situação é devida não só ao ataque de agentes bióticos, provocando uma diminuição da seção, diminuindo assim a superfície de contato entre as duas vigas, como

também, e em função da disposição construtiva dos vigamentos, por ser um local onde existe uma concentração de esforços consideráveis. Na situação de uma viga secundária se apoiar numa principal, este ponto de contato sofre tanto esforços de corte, como de momento fletor, podendo assim tratar-se de um local suscetível de apresentar problemas de estabilidade, muito em parte devido à realização de um mau dimensionamento da zona de ligação entre estas vigas. É importante também salientar que é possível encontrar problemas nestes locais devido a uma entrega insuficiente no contacto entre as duas peças, originando igualmente situações de instabilidade.

Neste sentido, (Mariani;2004) propõem algumas soluções de reforço destes pontos através da colocação de próteses metálicas nos nós de ligação e que irão ser apresentadas de seguida.

4.4.3.2. Colocação de cantoneira e cinta metálica na ligação entre vigas

A primeira solução proposta por este (Mariani;2004) é considerada como de rápida aplicação, bastante eficaz e de possível remoção (*Figura 4.19*). Apresenta o inconveniente de permanecer visível, sendo por isso aplicável em situações em que seja necessária uma intervenção rápida ou provisória, ou então em estruturas que não detenham um carácter histórico-arquitetónico importante. Segundo o autor, a solução apresentada não requer uma maestria especial para a sua implementação e o perfil metálico utilizado pode ser facilmente encontrado no mercado.

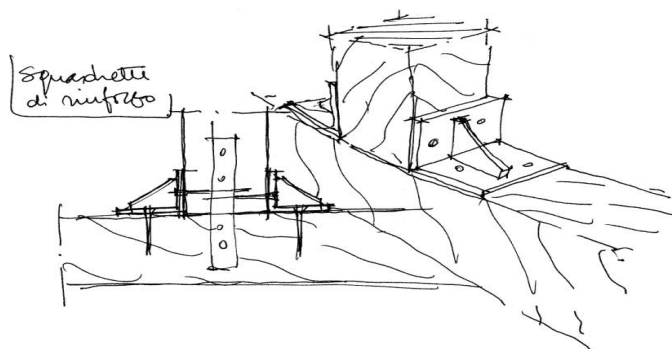


Figura 4.19 Esquismo de solução proposta por (Mariani;2004) para reforço da ligação entre vigas

Além do perfil metálico, com uma forma aproximada a uma cantoneira, a efetuar o reforço da ligação entre as duas vigas, o autor aconselha também a colocação de uma cinta metálica de reduzida espessura ao longo do encontro destas, como é possível verificar através da *Figura 4.19*. Para terminar, salienta-se que a ligação entre as chapas metálicas e as vigas de madeira deve ser realizada identicamente às soluções atrás efetuadas, através de parafusos de porca ou cavilhas.

4.4.3.3. Outras soluções

São apresentadas outras duas soluções por (Mariani;2004), que as caracteriza como de fácil execução. Procura resolver problemas presentes nas ligações, devido a deterioração por agentes bióticos, possíveis escorregamentos para fora do apoio da viga secundária ou simplesmente para aumentar a rigidez dos elementos estruturais. Do mesmo modo que a solução anterior, esta apresenta-se com um carácter temporário no caso de intervenção sobre uma estrutura de valor histórico-artístico devido a permanecer visível, podendo igualmente ser facilmente removida na sua totalidade.

A primeira tipologia de intervenção exposta pode ser realizada através da prática de cortes, dobras e furos em folhas de aço galvanizado ou aço inoxidável de reduzida espessura, realizado em estaleiro da obra (Figura 4.20). Trata-se de dois perfis metálicos que formam um “H” ao envolver a viga principal, estando fixados através de conectores mecânicos inferiormente na viga secundária.

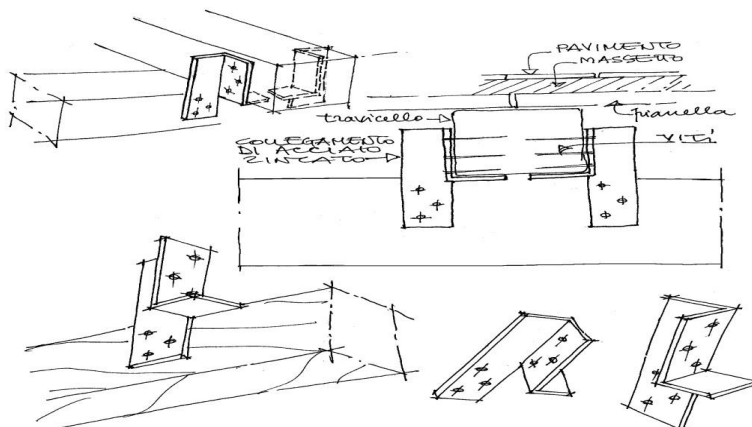


Figura 4.20 Esquisso de solução proposta por (Mariani;2004) para reforço da ligação entre vigas, através de dois perfis metálicos em forma de “H”

A segunda solução proposta é uma variação da anteriormente descrita e é implementada em condições estruturais mais exigentes. O perfil pode também ser montado em estaleiro, a partir de chapas de aço de pequena espessura soldadas entre si de modo a formar uma “prateleira” para a extensão da viga (Figura 4.21). A fixação do perfil é feita igualmente através de parafusos de porca, de preferência de aço inoxidável.

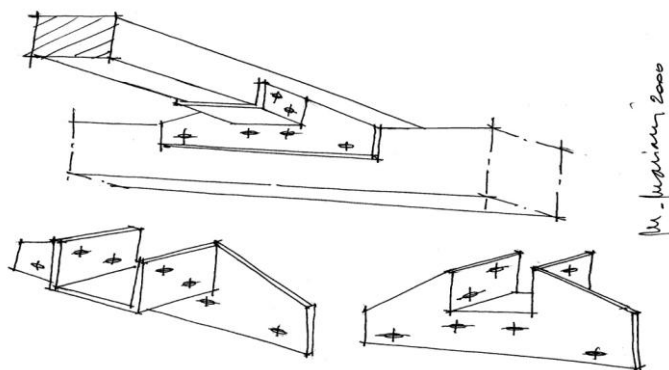


Figura 4.21 Esquisso de solução proposta por (Mariani;2004) para reforço da ligação entre vigas, através de perfil metálico em forma de “prateleira”

4.4.4. INTERVENÇÃO LOCAL – MEIO VÃO

4.4.4.1. Introdução

A intervenção a meio vão de uma viga encontra-se em certa parte relacionada com o subcapítulo anterior, relativamente à necessidade de execução de um reforço a nível do apoio. Isto deve-se ao nível de degradação em que os apoios da viga se podem encontrar e a respetiva necessidade de intervenção, podendo levar à ocorrência de um dos problemas mais recorrentes – deformação excessiva. Ou seja, a elevada flecha encontrada em pavimento antigos de madeira é geralmente resultado de problemas nos apoios da viga, sendo necessário intervir tanto a nível dos apoios, como a meio vão. Segundo (Arriaga et al.;2002), esta situação está relacionada com a seção insuficiente nos apoios para suportar as cargas

com uma tensão ou deformação admissível, sendo que as causas que podem ter levado a esta situação já foram descritas no capítulo anterior.

Ainda relativamente às causas que podem ter levado a uma deformabilidade excessiva de um pavimento em madeira, (Appleton;2003) refere que esta situação se pode dever ao facto de no projeto não ter sido considerada a questão de segurança em relação à deformação ou também por efeito da fluência associada ao envelhecimento da madeira. Por último, acrescenta que este problema pode ainda dever-se à aplicação de cargas de tipo ou magnitude não previstas, nomeadamente em processos de alteração funcional de edifícios ou das suas partes.

Este ponto da viga é também o local de concentração de esforços de flexão mais elevados, sendo que em conjunto com a presença de ataques bióticos, defeitos naturais, entre outros, leva também à ocorrência de deformações e vibração excessivas, havendo assim condições desadequadas à utilização da estrutura em segurança. Outra situação possível ocorre com o incremento de cargas presentes no pavimento e a incapacidade das vigas presentes de absorver a totalidade dos esforços. Deste modo, será necessário aumentar a capacidade resistente das vigas, apresentando-se a colocação de próteses metálicas como uma opção bastante adequada para solucionar este problema.

De acordo com o que foi exposto no capítulo anterior, os defeitos naturais da madeira, como fendas devidas à retração, empenos e nós, são pontos sensíveis da estrutura devido à irregularidade da seção nesse local e respetiva perda de resistência. Assim, a colocação de próteses metálicas a cobrir essas zonas dá-se como uma boa solução para prevenir uma possível rotura da peça nesses locais (Lopes;2007).

Do mesmo modo que no subcapítulo anterior, irão aqui ser expostas soluções que envolvam a adição de elementos em aço à viga de madeira existente em serviço, no sentido de incrementar a resistência e rigidez da estrutura através do funcionamento misto dos dois materiais, sendo apresentadas em função do local de implantação: faces laterais; face inferior; face superior e faces inferior e superior.

(Appleton;2003) refere que as soluções de reforço a ser encaradas têm de ser ponderadas, caso a caso, atendendo às características específicas das obras e à causa da deformação. O mesmo autor acrescenta que caso a anomalia se deva a cargas excessivas, em primeiro lugar deve-se proceder a um rearranjo das cargas, transferindo a parcela em excesso para outra zona do edifício, ou deslocá-las no próprio pavimento. Também deve ser ponderado deslocar as cargas existentes a meio vão para junto dos apoios, desde que seja realizada uma verificação da segurança ao corte neste local.

Irá ser expostas oito soluções distintas, divididas em função do local onde são implantadas. Podem também ser distinguidas em função do local na estrutura por onde são instaladas, ou seja, através da face superior da viga, acedendo a esta pelo pavimento, ou através da face inferior, acedendo desta vez pelo teto. A justificação pela opção entre estas duas hipóteses irá ser descrita à frente, sendo que, resumidamente se pode referir a intenção ou não de manter o soalho ou o teto, respetivamente. É importante referir que todas as soluções apresentadas têm como objetivo aumentar a rigidez e resistência da estrutura, levando a que seja possível incrementar as cargas instaladas no pavimento, reduzindo ao mesmo tempo a deformação e vibração da estrutura em serviço.

De acordo com os objetivos já traçados anteriormente para este trabalho, foi desenvolvida uma metodologia de cálculo para reforçar à flexão vigas de madeira através de elementos em aço. Deste modo, no presente subcapítulo irão ser abordadas duas soluções distintas cujo dimensionamento irá ser pormenorizado no próximo capítulo.

Para terminar, e no sentido do que já foi exposto nos subcapítulos anteriores, todas as intervenções que vão ser apresentadas implicam proceder ao tratamento dos perfis metálicos através de produtos anti-corrosão e retardadores da ação do fogo, tema a ser debatido em 4.5.

4.4.4.2. Intervenção nas faces laterais

Esta proposta já foi apresentada anteriormente como solução para fazer face a um aumento de esforço transversal na zona de apoio da viga, sendo neste subcapítulo exposta também mas no sentido de incrementar a rigidez da viga perante solicitações de flexão. A colocação de perfis laterais ao longo das faces laterais da viga, podendo ou não, e em função dos objetivos pretendidos e disponibilidade física de implementação, ser ao longo de toda a altura da viga, apresenta-se como uma intervenção corrente e enunciada em diversos trabalhos. Isto deve-se à facilidade de colocação e montagem em obra das próteses, à liberdade de aplicação (possível aplicar através da face superior como pela inferior da viga), à possibilidade de conservação do pé direito existente e aos resultados satisfatórios que apresenta a nível de rigidez e resistência mecânica. Relativamente a este ponto, ganhos que a estrutura de madeira tem com a implementação deste reforço, não são abordados em pormenor no próximo capítulo. É importante referir que a colocação das chapas lateralmente, centradas em relação ao eixo de gravidade da seção de madeira, fará com que estas irão trabalhar tanto em compressão, na parte superior da viga, como em tração, na metade inferior. Devido à possibilidade do aço instabilizar localmente quando sujeito a esforços de compressão, é necessário ter especial atenção e verificar a segurança desta parcela da chapa, pois trata-se de um ponto sensível da estrutura e que pode ser imperativo no dimensionamento da espessura das chapas.

A ligação destes perfis à viga de madeira deve ser realizada através de parafusos de porca juntamente com uma anilha, estendendo-se ao longo de toda a largura da viga. (Appleton;2003) acrescenta que se deve atender à relação entre os módulos de elasticidade do aço e da madeira para homogeneizar a seção composta, escolhendo assim a altura e a espessura das chapas. O mesmo autor aconselha a utilização de um coeficiente de homogeneização de 20:1, no sentido de otimizar a compatibilização dos dois materiais em termos de rigidez.



Figura 4.22 Exemplo de colocação de chapas metálicas lateralmente, a toda a altura da viga existente

Nesta solução, a ligação mecânica tem também um papel preponderante no sentido de contrariar uma possível instabilização das chapas quando sujeitas a esforços de compressão. Entende-se que o comprimento da chapa suscetível de instabilizar dispõem-se a partir do último parafuso colocado verticalmente, ficando assim livre de deformar para o lado contrário da viga de madeira. Portanto, quanto maior o número de parafusos colocados verticalmente (dentro dos limites construtivos e regulamentares), ou quanto maior o espaçamento dado segundo a direção vertical, igualmente dentro das limitações impostas, menor será a altura do perfil disponível para poder instabilizar. É também possível evitar o problema de instabilidade local colocando chapas com largura maior mas altura mais reduzida, de preferência desde a face inferior da viga até metade da altura, ficando assim a trabalhar apenas a tração. Deste modo, o perfil irá estar sujeito a esforços de compressão muito reduzidos,

diminuindo significativamente a possibilidade de se darem fenómenos de instabilidade. Por outro lado, a viga de madeira irá ter que suportar grande parte dos esforços de compressão a que a seção irá estar solicitada, necessitando portanto de se encontrar em condições mecânicas para desempenhar tal função sem comprometer a segurança da solução adaptada. É importante acrescentar que esta segunda hipótese abordada, colocação de perfis metálicos nas faces laterais até metade da altura da viga, irá ser abordada em pormenor e dimensionada no próximo capítulo (*Figura 4.23*).



Figura 4.23 Exemplo de colocação de chapas metálicas lateralmente, até metade da altura da viga existente

(Mariani;2004) apresenta uma solução semelhante à que irá ser dimensionada neste trabalho, caracterizando-a como um pouco arcaica mas bastante eficaz dado a simplicidade de execução, quando é necessário impor limites de segurança a uma viga de madeira deteriorada. Esta operação consiste na colocação de placas de aço perfilado em contacto com as duas faces laterais da viga, ligadas por meio de barras roscadas ou parafusos (*Figuras 4.24 e 4.25*).

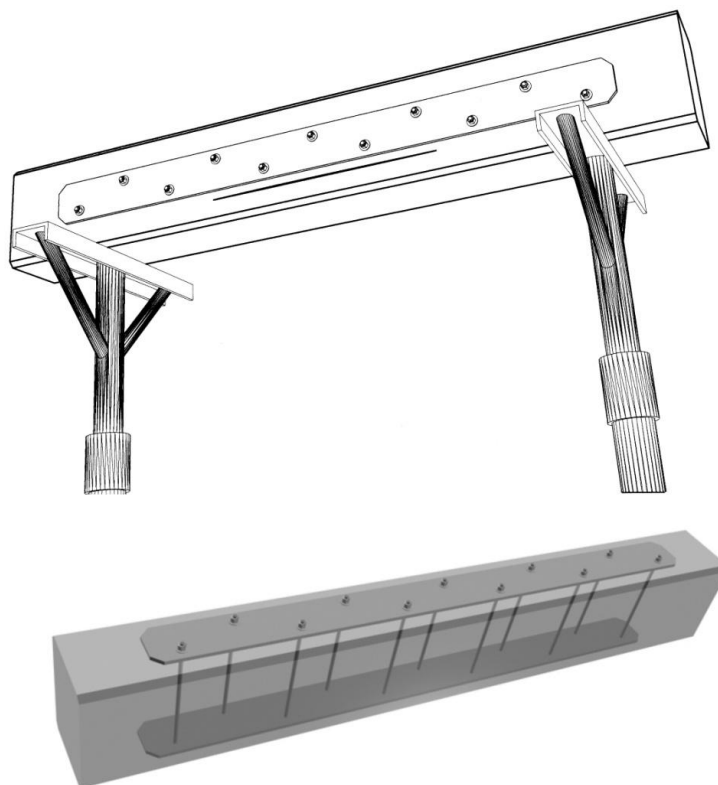


Figura 4.24 e 4.25 Exemplo de reforço através de colocação de chapas laterais (Mariani;2004)

Como alternativa à colocação de chapas metálicas retangulares, é também possível colocar perfis metálicos comerciais, como UPN e IPE, ligados por um ou mais conetores. Através da colocação de dois perfis UPN lateralmente, (Arriaga et al.;2002) defende que é possível incrementar a resistência à flexão da peça, bem como recuperar uma parte considerável da continuidade da viga degradada (*Figura 4.26*). A ligação destes elementos é realizada do mesmo modo que os exemplos anteriores, através de dois conetores mecânicos (parafusos ou pernos) dispostos verticalmente.

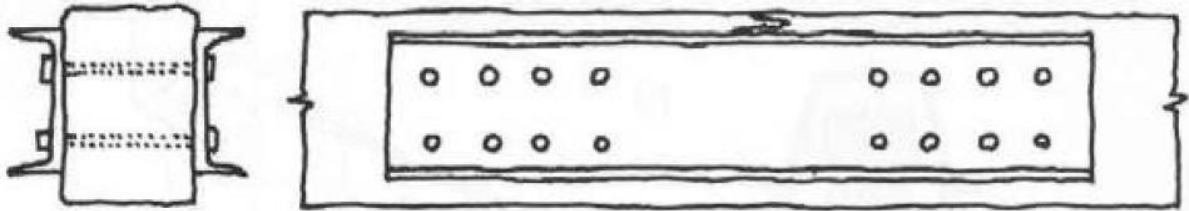


Figura 4.26 Exemplo de colocação de perfis UPN lateralmente (Arriaga et al.;2002)

Em (Mazzolani;1991) são também expostas duas soluções semelhantes à apresentada anteriormente, referentes a perfis metálicos laminados a quente. Na primeira o autor coloca igualmente dois perfis UPN nas faces laterais da viga, mas apenas dispõem um conetor, centrado, na direção vertical do perfil (*Figura 4.27*). Na segunda solução, os perfis são ligados por dois ligadores metálicos e também por duas chapas metálicas colocadas na parte superior dos banzos, ligadas mecanicamente ao pavimento e ao perfil. (*Figura 4.28*). É importante referir que no caso de se utilizar perfis iguais nas duas soluções, a segunda apresentará um comportamento mecânico e rigidez maior do que a primeira. Esta situação é resultado da influência que os ligadores mecânicos têm nos parâmetros resistentes, apresentando a segunda solução um deslizamento entre os perfis e a viga bastante inferior, devido a maior rigidez que esta ligação apresenta, otimizando o comportamento dos dois materiais em conjunto. A solução exposta na *Figura 4.27* poderá apresentar também problemas de instabilidade na parte superior dos perfis e no banzo, quando solicitada a esforços de compressão naquele local, sendo que na segunda solução esta situação está prevenida pela colocação das chapas metálicas a ligar o pavimento ao perfil, impedindo assim que o perfil metálico instabilize localmente.

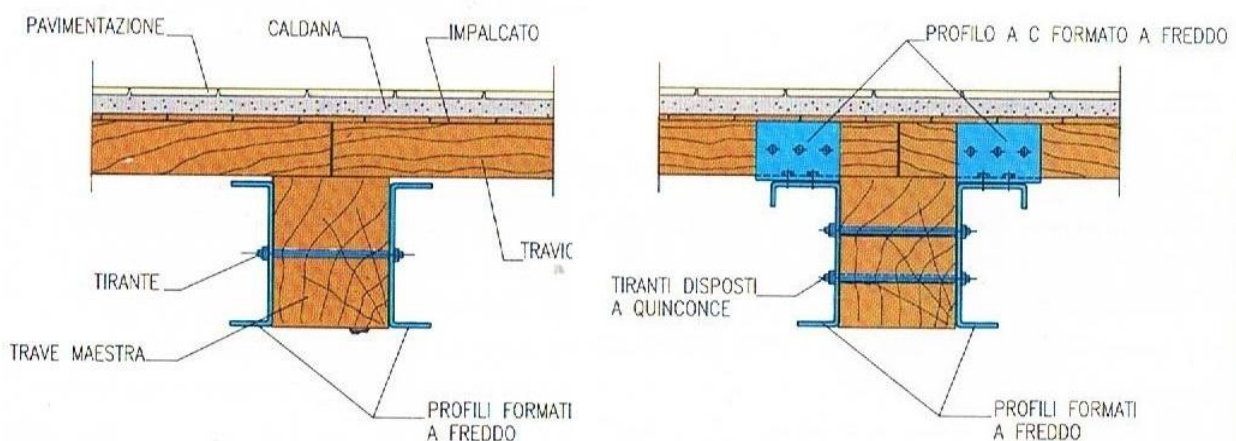


Figura 4.27 e 4.28 À esquerda, perfis UPN ligados por um tirante metálico à viga de madeira existente; À direita, perfis UPN ligados por dois tirantes metálicos e duas chapas (Mazzolani;1991)

(Mariani;2004) expõe uma intervenção análoga (*Figura 4.29*), acrescentando ser necessário realizar uma contra flecha na viga de madeira antes de a perfurar e instalar os perfis e ligadores. Esta ação pretende que, após a instalação dos perfis e colocação em serviço da estrutura, grande parte das cargas presentes sejam absorvidas pelo aço, recuperando assim a viga as deformações presentes até à altura.

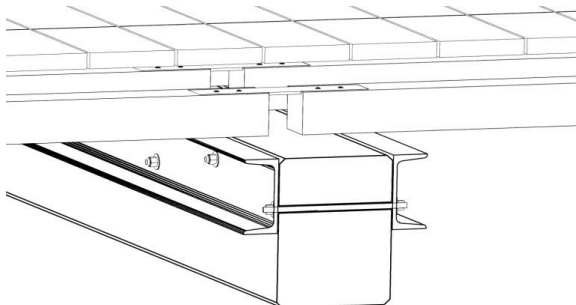


Figura 4.29 Solução realizada através da colocação de perfis UPN proposta em (Mariani;2004)

A hipótese de aplicação de perfis IPE nas faces laterais da viga é abordada nos trabalhos de (Mazzolani;1991) e (Mariani;2004) e irá também ser aqui exposta. Relativamente ao primeiro trabalho, o autor propõe a colocação dos perfis juntamente com empalmes de madeira para preencher os vazios existente entre a alma do perfil e a face da viga (*Figura 4.30*). O ligador mecânico irá assim dispor-se ao longo do perfil, empalme de madeira e viga, criando uma ligação de grande rigidez entre as seções. É importante referir, e de acordo com (Dias;2008), que os novos elementos de madeira a introduzir sejam da mesma espécie e possuam características como resistência, módulo de elasticidade semelhantes à madeira existente.

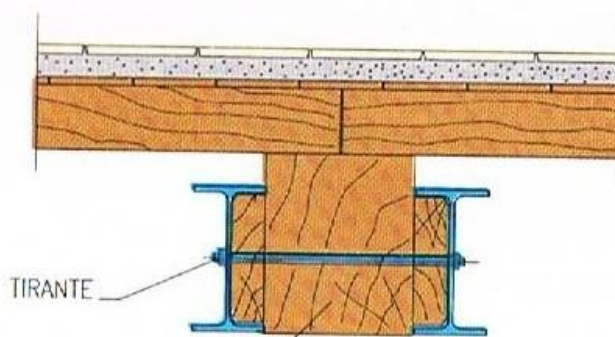


Figura 4.30 Colocação lateral de perfis IPE e empalmes em madeira (Mazzolani;1991)

A solução exposta por (Mariani;2004) distingue-se por não utilizar empalmes de madeira entre os perfis e a viga, existindo assim um vazio, que poderá tornar-se um ponto sensível e de instabilidade da estrutura (*Figura 4.31*). A alma do perfil apresenta-se assim como um ponto de possível instabilidade local, quando sujeita a compressão, sendo por isso necessário verificar a segurança nesses termos e é aconselhável dispor mais ligadores verticalmente, diminuindo a altura suscetível de instabilizar, ou mesmo colocar algo a preencher o vazio existente.

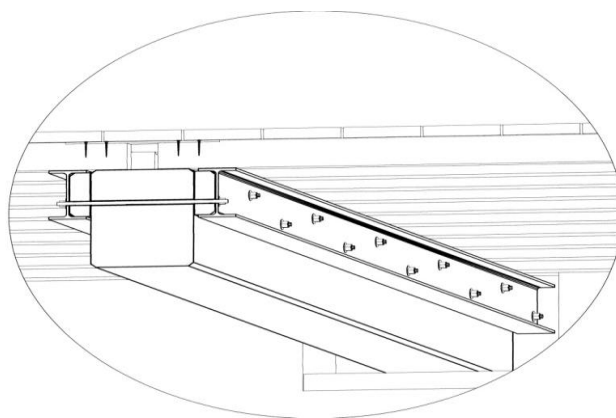


Figura 4.31 Colocação lateral de perfis IPE segundo (Mariani;2004)

Para terminar é importante referir a solução abordada neste subcapítulo tem a mais-valia de apresentar uma boa flexibilidade de implantação em obra. Isto é, a colocação destas próteses poderá ser realizada tanto através da parte superior da viga, levantando o soalho e outros revestimentos existentes, como a partir da face inferior, sendo assim necessário remover o teto existente.

4.4.4.3. Intervenção na face inferior da viga

4.4.4.3.1. Introdução

Neste subcapítulo irão ser apresentadas duas soluções distintas de adição de novos elementos em aço à viga existente, realizadas através da face inferior da viga. Ou seja, estas intervenções deverão ser realizadas removendo o teto do piso inferior às vigas para as próteses poderem ser instaladas. A implementação deste tipo de solução deve ser então ponderada em função da presença de elementos com valor histórico-arquitetónico presentes na face superior da viga, como soalho ou outros pormenores com interesse em conservar, em detrimento do teto existente.

4.4.4.3.2. Colocação de perfil na face inferior

A colocação de um perfil ou chapa metálica na face inferior é também uma possível solução de incrementar a resistência mecânica da viga de madeira. Neste caso a prótese colocada irá reforçar a resistência à flexão da seção, tendo como função absorver grande parte dos esforços de tração a que será solicitada. Assim, a implantação da chapa na face inferior irá resultar num abaixamento do eixo neutro da seção, submetendo a seção de madeira a trabalhar essencialmente à compressão. Esta situação obriga a que a viga existente não se encontre muito deteriorada e com uma redução considerável da sua resistência, visto que terá uma importante função mecânica aquando o funcionamento misto da seção. Caso se dê a situação contrária, a viga de madeira apresentar-se muito deteriorada e com uma resistência à flexão bastante reduzida, esta solução não obtém resultados muito satisfatório pois é necessário introduzir uma espessura considerável de chapa para a seção apresentar o comportamento pretendido, tornando-se assim numa solução bastante intrusiva e com elevado custo.

A ligação entre a prótese metálica e a viga de madeira deve ser realizada do mesmo modo que as soluções anteriores, mediante a introdução de um conector metálico, perpendicularmente à face inferior da viga. Em função da altura da chapa colocada e da viga, e também da disponibilidade do fabricante, este conector deve dispor-se ao longo de toda a altura da viga, sendo apertado com uma anilha e porca na face superior da viga de madeira (*Figura 4.32*). Esta situação leva a um comportamento mais rígido da ligação, originando menores deslizamentos entre a chapa e a viga e a um melhor funcionamento da seção mista. Por outro lado, caso não seja possível colocar um parafuso

ao longo de toda a altura da viga, devido às razões já enunciadas, o seu comprimento deve cumprir as disposições mínimas apresentadas na regulamentação, (CEN;2004). Este tema irá ser abordado com mais pormenor no capítulo seguinte.



Figura 4.32 Colocação de chapa metálica na face inferior da seção, ligada por parafusos de porcas a toda a altura

Esta solução apresenta uma desvantagem comparativamente com abordada no subcapítulo anterior, visto que origina a redução do pé direito existente na estrutura para a poder implementar. Ao colocar uma chapa metálica na face inferior da viga, o teto irá ser rebaixado numa proporção equivalente à espessura da chapa colocada.

Em (Mazzolani;1991) e (França;2007), os autores apresentam uma solução bastante semelhante, através da colocação de uma chapa metálica na face inferior da viga (*Figura 4.33 e 4.34*). No entanto, nesta situação a ligação do perfil à viga de madeira é efetuada por um ligador mecânico introduzido com um ângulo de 45°, medido desde o plano horizontal do perfil. Apesar de a colocação dos conetores com esta inclinação originar uma resistência ao esmagamento localizado de cada elemento menor, este procedimento aumenta a aderência entre fibras da madeira, melhorando também o comportamento da seção segundo solicitações de esforço transversal.

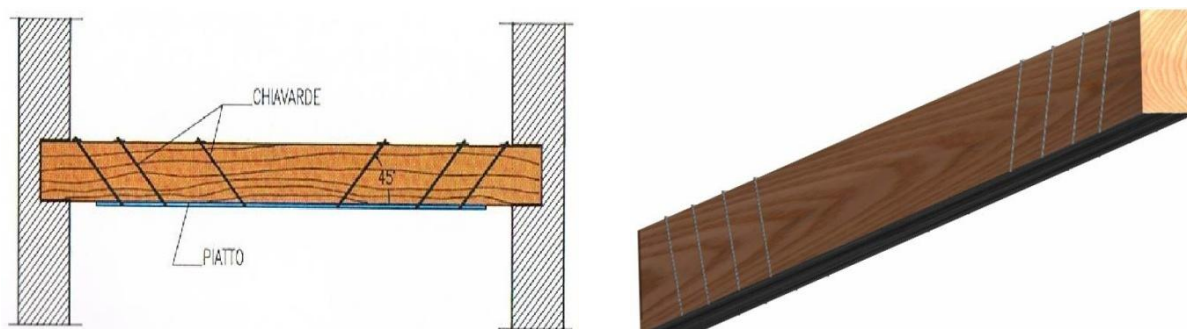


Figura 4.33 e 4.34 Exemplos de colocação de chapa metálica na face inferior, conectada mecanicamente por parafusos a 45° (Mazzolani;1991) e (França;2007)

(Mariani;2004) expõe também uma proposta de intervenção pela face inferior da viga, através da colocação de dois perfis em forma “L” nos vértices da seção. A viga de madeira assenta assim sobre as chapas metálicas, que se encontram ligadas através de barras roscadas ou parafusos de porca à viga, garantindo a continuidade e compatibilização da seção. Esta solução diferencia-se ligeiramente das apresentadas até aqui neste subcapítulo, visto que a aba superior do perfil poderá também suportar esforços de compressão existentes na seção, além da ligação não ser realizada pela face inferior da viga (*Figura 4.35*).

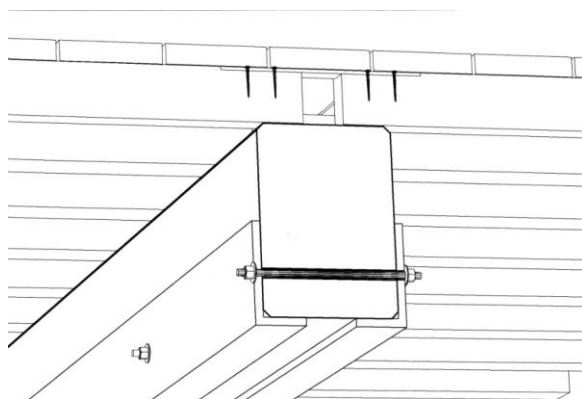


Figura 4.35 Colocação de perfis em forma de “L” na face inferior da viga (Mariani;2004)

Outra possibilidade de aplicação de perfis comerciais na face inferior da viga de madeira baseia-se na colocação de um perfil tipo *UPN*, dispondo os banzos em direção à parte superior da viga. Porém, o inconveniente do uso desta solução dá-se com a quantidade de conetores mecânicos que é necessário colocar no perfil para seção mista obter bons resultados. Ou seja, caso não se introduzam no mínimo 3 ligadores (dois lateralmente e um na face inferior), este perfil tende a apresentar deslizamentos consideráveis em relação à viga, diminuindo a rigidez da estrutura. Esta hipótese de intervenção apresenta também dificuldades na montagem e um custo elevado, devido à quantidade de conetores que necessita, quando comparada com as enunciadas anteriormente.

4.4.4.3.3. Colocação de perfil em forma de “T” invertido

Este tipo de intervenção, apresentada em (Mariani;2004) e (França;2007), propõe a colocação de um perfil metálico em forma de “T” invertido, formado por uma chapa metálica vertical soldada a meio de outra horizontal, através da realização de uma abertura no centro da seção de madeira (*Figura 4.36*). O primeiro autor refere que o corte longitudinal a meio da seção deve ser realizado através de uma “moto-serra” ou equipamento semelhante, com uma espessura aproximadamente dois centímetros superior à da alma do perfil metálico. É aconselhável a colocação de uma resina epoxídica a preencher os vazios existentes dentro da viga de madeira, sendo colocada antes de inserir o perfil na seção. Deverá encher-se na totalidade o vazio existente com esta solução compósita, cujas características irão ser enunciadas em 4.4.6., removendo após a colocação do perfil os excessos que são libertados através da abertura. É importante acrescentar que nesta solução em específico, e em função dos objetivos já traçados para este trabalho, apesar da resina epoxídica utilizada ter características físicas e mecânicas que melhoram a resistência mecânica da seção e promovem ao mesmo tempo uma aderência perfeita, ou quase, entre os dois materiais, estas condições não irão ser tidas em conta durante o dimensionamento da viga mista, admitindo que o aumento de resistência da seção irá ser função apenas do perfil metálico acrescentado e pela conexão entre os dois materiais através de parafusos de porcas, ou outro tipo de conetores mecânicos. Assim, a formulação introduzida apenas terá a função de preencher os vazios entre a abertura realizada e os limites da chapa, promovendo uma melhor adesão entre os conetores mecânicos com a chapa metálica e a viga de madeira.



Figura 4.36 Pormenor de reforço através de "T" invertido na face inferior (França;2007)

A ligação do perfil metálico à viga é realizada também por meio de conetores mecânicos, dispostos longitudinalmente ao longo do comprimento do reforço, atravessando toda a sua largura e a alma do perfil, e por conetores colocados na face inferior da chapa também (*Figura 4.37*). Estes ligadores devem ser colocados nos extremos da chapa inferior, dispondo-se a chapa vertical no seu meio, desde que se mantenham os espaçamentos mínimos requeridos pela regulamentação. É necessário ter em conta também o comprimento destes ligadores, no sentido de não interferir com o comportamento dos ligadores dispostos na direção perpendicular. Uma solução alternativa possível para esta situação pode dar-se com a colocação de um material compósito para colar a chapa inferior à viga, impedindo assim que haja um deslocamento desta em relação à seção. Contudo, e de acordo com o que já foi enunciado na Introdução deste subcapítulo, a temática referente à utilização de ligadores com materiais compósitos não será abordada neste trabalho, ficando apenas presente a possibilidade de os utilizar nesta situação.

Esta solução apresenta um comportamento satisfatório a solicitações de flexão, sendo que estes esforços são absorvidos em grande parte pela prótese horizontal, com um funcionamento semelhante ao discutido em 4.4.4.3.2., mas também pela chapa vertical. É importante acrescentar que esta última chapa promove também uma boa resistência a esforços de corte, sendo por isso uma solução que alia uma boa resistência mecânica em relação aos dois tipos de solicitações. Apresenta também como grande vantagem o reduzido impacto visual, proporcionalmente ao comportamento mecânico que oferece, visto que uma parcela considerável do perfil se encontra embutida na viga.

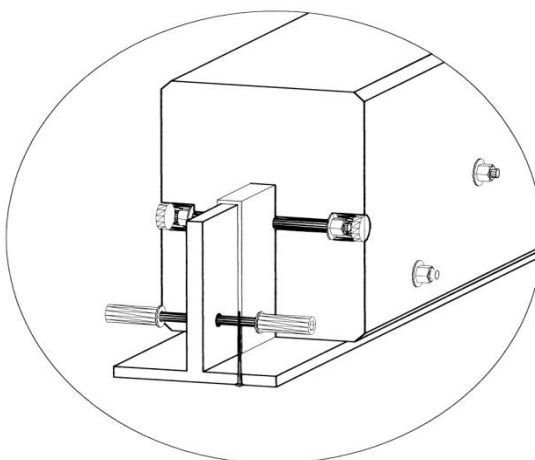


Figura 4.37 Pormenor da ligação mecânica entre perfil metálico e viga de madeira (Mariani;2004)

(França;2007) apresenta outra solução bastante semelhante, com a diferença de serem realizadas duas aberturas na viga mas de menor espessura, sendo colocado um perfil metálico em forma de “U” (Figura 4.38 e 4.39). O comportamento mecânico da solução é em tudo idêntico à anterior, apresentando a desvantagem relacionada com a dificuldade de realizar uma abertura de espessura tão reduzida para a colocação do perfil, levando assim a um desperdício de seção da madeira que será retirada.



Figura 4.38 e 4.39 Exemplo de colocação de perfil “U” na face inferior da viga (França;2007)

4.4.4.4. Intervenção na face superior da viga

4.4.4.4.1. Introdução

Neste subcapítulo irão ser descritas quatro soluções possíveis de reforço de vigas de madeira à flexão a meio vão através da colocação de perfis metálicos, realizando-se a montagem e execução da intervenção pela face superior da viga. Esta operação requer que seja removido o soalho e outros elementos presentes no piso superior à viga, de maneira a ser possível implementar a solução. Apresenta-se como uma solução bastante viável quando existem elementos histórico-arquitetónicos no teto inferior à viga em questão, como estuques e outros elementos decorativos, e a sua manutenção na estrutura é fundamental. A intervenção a partir do piso superior da estrutura não leva também à interferência na altura útil do piso, ou seja, é possível conservar o pé direito existente.

(González-Bravo;2007) refere na sua tese de doutoramento que é possível recuperar os sistemas construtivos de edifícios antigos, concretamente pavimentos de madeira, através de intervenções pouco incisivas, sem recurso a meios auxiliares de demolição e escoramento, melhorando assim a capacidade mecânica das peças submetidas a flexão

Apesar de se admitir que a intervenção irá ser realizada apenas pela face superior, de modo a evitar grande parte das desvantagens inerentes aos trabalhos pelo piso inferior, (González-Bravo et al.;2011) defende que em alguns casos, e por razões de segurança, se deve intervir a partir da face inferior para a colocação do escoramento mínimo necessário.

4.4.4.4.2. Colocação de chapas no interior da viga

A solução a ser apresentada neste subcapítulo é abordada em diversos trabalhos científicos e dá-se com a colocação de chapas metálicas de reforço no interior da seção. (Arriaga et al;2002) defende que se trata de uma das soluções mais cómodas de execução e que apresenta uma grande rigidez na ligação. Neste trabalho, baseado em (Arriaga;1986), a ligação entre os dois materiais é realizada através da introdução de uma formulação epoxy no interior das aberturas realizadas na viga,

promovendo assim um comportamento perfeitamente rígido e sem deslizamentos entre a madeira e a chapa de reforço. Porém, e de acordo com o que já foi enunciado, este tipo de ligações não irá ser abordada neste trabalho, optando-se por ligadores mecânicos para efetuar a conexão entre os materiais existentes na seção. (Mariani;2004) propõe então uma solução adaptada de (Tampone;1996), que se prende do mesmo modo com a colocação de chapas metálicas no interior da seção, mas conectadas à viga de madeira através de ligadores mecânicos, enquadrando-se assim na sua totalidade nos objetivos deste trabalho. Contudo, dada a excelência dos trabalhos realizados e experiência de Francisco Arriaga Martitegui, irão também ser referidos neste subcapítulo indicações encontradas que se entenderam como fundamentais para uma melhor compreensão do comportamento desta solução.

(Dias;2008) defende que este método é particularmente adequado na recuperação da resistência mecânica em zonas debilitadas por apodrecimento, rotura ou para tratar elementos com grandes seções transversais em que aparecem fendas de secagem. (Mariani;2004) acrescenta que esta solução é de grande utilidade em vigas onde seja possível identificar localmente roturas ou fendas consideráveis, procedendo à colocação das chapas no interior desses locais. Através deste procedimento é possível recuperar grande parte da rigidez e resistência mecânica da seção e, no caso de se efetuar um dimensionamento cuidado, possibilita também um aumento da capacidade de flexão e corte da viga.

As chapas de reforço irão ser colocadas centradas a meio da viga de madeira, através de aberturas realizadas previamente, não alterando a localização do eixo neutro da seção. Assim, irão estar sujeitas a esforços de compressão e tração, sendo responsáveis pela absorção de grande parte destas solicitações. Como foi referido em 4.4.2.4., esta proposta apresenta também um comportamento muito satisfatório quando solicitada a esforços de corte, devido à sua disposição vertical. Não apresenta também problemas de instabilidade local quando solicitada a esforços de compressão, pois encontra-se travada lateralmente pela viga de madeira e também pelos conetores mecânicos dispostos nas faces laterais. Esta situação é de bastante relevância, visto que em outras soluções se apresentava como um ponto sensível de dimensionamento e comportamento da seção mista.

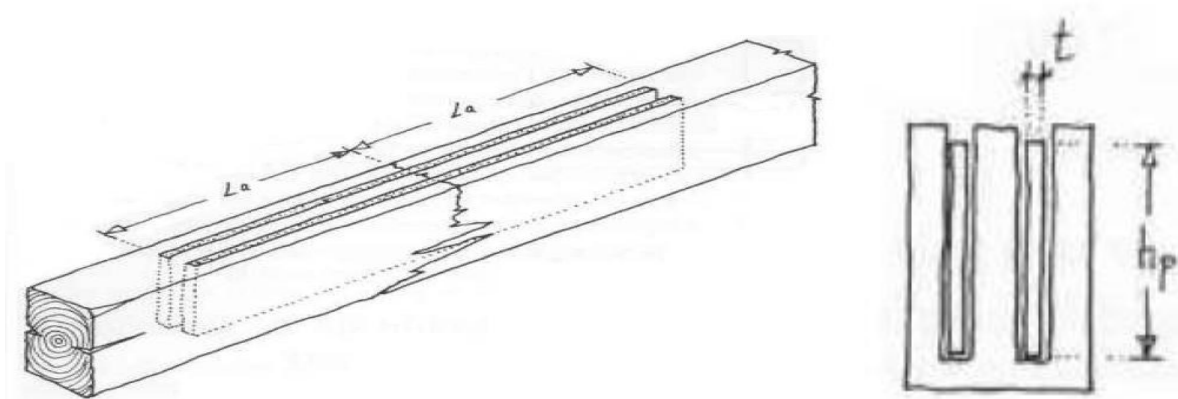


Figura 4.40 e 4.41 À esquerda, exemplo de aplicação de chapas metálicas no interior da seção, sem ligação mecânica; À direita, corte transversal da seção (Arriaga et al;2002)

Relativamente à ligação entre os dois materiais, e como foi referido anteriormente, irá ser realizada de acordo com (Mariani;2004), através da colocação de ligadores mecânicos espaçados transversal e longitudinalmente (Figura 4.42). A disposição destes deve ser corretamente dimensionada e ponderada em função dos espaçamentos mínimos requeridos tanto pela madeira, como pelo aço, no sentido de desempenharem corretamente a sua função.

Em 4.4.4.3.3. já foi apresentada a hipótese de colocação de uma formulação compósita, como resina epoxídica, a preencher os vazios existentes na seção de madeira após a realização de uma abertura para

a posterior colocação de um perfil. Nesta solução aconselha-se a efetuar o mesmo procedimento, preenchendo os vazios existentes na seção através da colocação de resina epoxídica, realizando as exatamente as mesmas funções que na solução anterior. Ou seja, apesar da solução em (Arriaga et al.;2002) apresentar a resina epoxídica como único elemento de ligação entre a viga de madeira e as chapas de reforço, aqui a sua função de ligação irá ser desprezada. Assim, e mais uma vez, a formulação colocada irá apenas ser colocada com o intuito de preencher os vazios entre as chapas de reforço e a viga, sendo seguidamente a ligação realizada através da colocação de conectores metálicos.

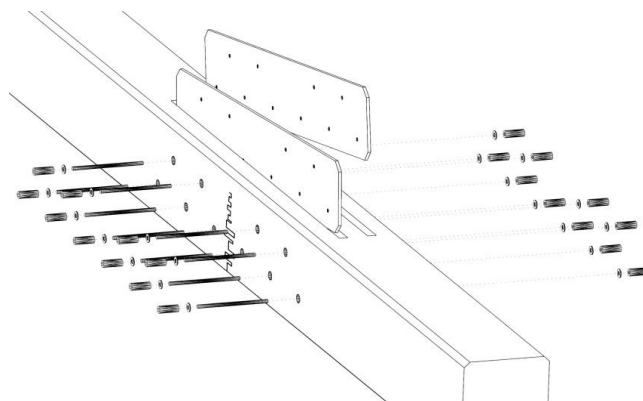


Figura 4.42 Pormenor da conexão entre a viga de madeira e as chapas metálicas, através de parafusos de porcas (Mariani;2004)

Relativamente à dimensão da abertura necessária para colocar o perfil metálico e a formulação epoxy, (Arriaga et al.;2002) apenas refere que deverá ser suficiente para verter a solução. Outros autores especificam a dimensão desta abertura, sendo função da chapa de reforço que se pretende introduzir. Assim, (Dias;2008) refere que no sentido de assegurar uma largura suficiente para que a formulação epoxídica penetre com facilidade, a abertura deve realizar com uma largura equivalente à espessura da placa de reforço mais oito milímetros. (Brites;2011) apresenta uma proposta que consta no trabalho (Apolo;Martinez-Luengas;1995), referindo a realização de uma abertura com dez milímetros superior à espessura da placa.

4.4.4.4.3. Colocação de perfil “I” na face superior

Esta solução apresenta um perfil comercial *IPE* ou *HEA* colocado na face superior da viga de madeira. Obriga a desmontar em grande parte o pavimento superior para a colocação do perfil, seguindo-se a remontagem do mesmo. Segundo (Mariani;2004), esta solução deve ser posta em prática quando a viga de madeira se encontra em bom estado de conservação, merecendo ser deixada à vista, optando-se então pela intervenção pela face superior desta.

A ligação deste perfil à viga de madeira pode ser feita de dois modos diferentes, de acordo com (Mariani;2004) e (Mazzolani;1991). A primeira hipótese dá-se com a utilização de ligadores mecânicos, por exemplo parafuso de porcas, dispostos a partir do banzo inferior do perfil, perfurando a face superior da viga de madeira (Figura 4.43, 4.44, 4.45). No caso desta ligação se encontrar mal dimensionada ou conectada à face de madeira, o perfil metálico passará a atuar como carga aplicada na viga de madeira, tratando-se de uma situação bastante gravosa que poderá levar à rotura da estrutura.

Na *Figura 4.44* é apresentada uma hipótese em que o ligador mecânico percorre toda a altura da seção de madeira, sendo fixo por uma porca na face inferior, apresentado assim a necessidade de intervir também pela face inferior da viga. Na terceira imagem, *Figura 4.45*, é utilizada uma chapa metálica entre o banzo inferior do perfil e a face da viga, para auxiliar a ligação entre as duas seções.

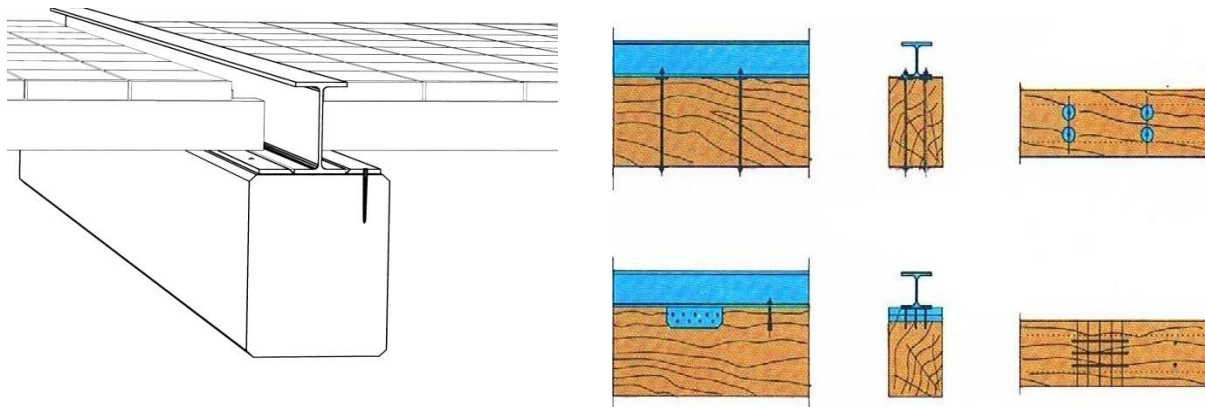


Figura 4.43, 4.44 e 4.45 Exemplos de conexão entre perfil "I" e viga de madeira. (Mariani;2004) e (Mazzolani;1991)

O segundo modo de ligação do perfil à viga de madeira é exposto em (Mariani;2004) e (Goméz;s/d) e apresenta mais dificuldades em implementá-lo. Os autores sugerem que se circunde o perfil e a viga de madeira com uma cinta metálica, conectada por parafusos aos dois materiais (*Figura 4.46 e 4.47*). A cinta metálica seria moldada no local de acordo com a geometria da viga, cuja estrutura geralmente não apresenta formas regulares, recorrendo assim numa operação delicada. O mesmo autor propõe ainda outra solução, alternativa à enunciada anteriormente: soldar a cinto metálica ao banzo superior do perfil metálico. Naturalmente, este procedimento envolve maiores cuidados de execução e pode pôr em perigo a estrutura, caso esta operação seja realizada na imediação de elementos em madeira, podendo provocar a combustão destes.

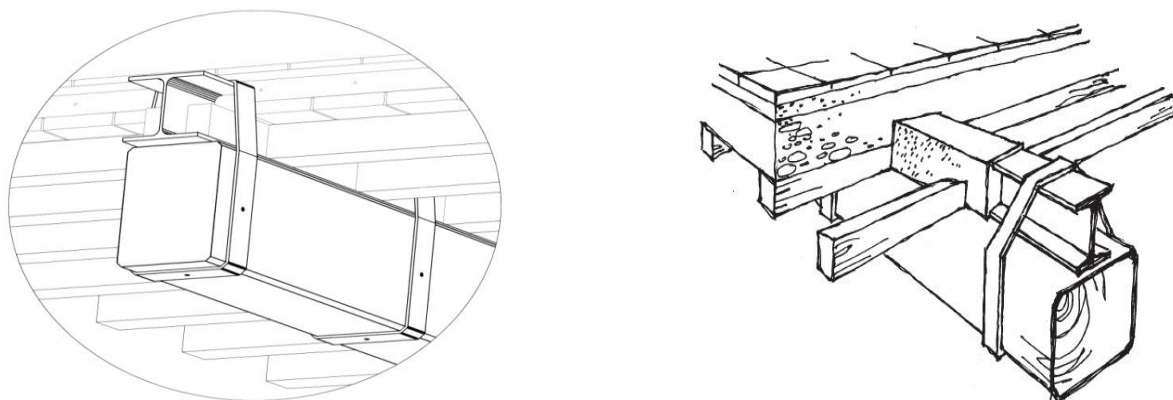


Figura 4.46 e 4.47 Propostas de ligação de perfil "I" a viga de madeira através de cinta metálica (Mariani;2004) (Goméz;s/d)

Um fator importante que é necessário ter em consideração no dimensionamento destas soluções resulta na possibilidade de instabilidade local a que o perfil está sujeito, por se encontrar na sua totalidade a trabalhar em compressão. Geralmente o banzo superior encontra-se salvaguardado da ocorrência deste

fenômeno visto que se encontra travado pelo soalho e por revestimentos existentes no pavimento. Do mesmo modo o banzo inferior não é suscetível de sofrer encurvadura local pois encontra-se conectado à viga de madeira através de ligadores que impedem a ocorrência deste fenômeno. Estas duas situações são facilmente interpretadas na *Figura 4.43*, onde é possível verificar que ambos os banzos se encontram travados, de acordo com o que foi mencionado, no sentido de não ocorrerem fenômenos de encurvadura.

Devido à sua maior dimensão e exposição, a alma do perfil apresenta-se como o local mais suscetível de demonstrar problemas desta ordem, podendo ser acautelado de variadas maneiras. Na solução exposta na *Figura 4.43* é possível verificar que a alma encontra-se travada do mesmo modo que o banzo superior, através da entrada do perfil no pavimento, sendo que o soalho e outros revestimentos desempenham essa função. Na *Figura 4.46* o mesmo não se passa devido à solução de conexão entre materiais ser diferentes, tendo-se salvaguardado essa situação através da colocação de empalmes de madeira comprimidos entre a cinta metálica e a alma do perfil, impedindo que este instabilize lateralmente.

Em (Jurina;2004) e (Jurina;2011), o autor apresenta um exemplo prático da implementação desta solução na reabilitação de um pavimento antigo em madeira na Casa Bossi, em Novara, Itália. O autor refere que o piso tinha uma deformação considerável que se encontrava oculta devido a um teto rebocado, tendo sido já realizada uma solução anterior através da colocação de tijolos cerâmicos entre as camadas de revestimento já existentes mas que não era suficiente para solucionar o problema (*Figura 4.48*). Deste modo, o autor optou por uma solução que aproveitasse o espaço existente abaixo do pavimento, através da colocação de dois perfis HEA 120 ligados por uma chapa metálica entre banzos inferiores. A partir desta chapa foram colocados dois conetores metálicos de 16mm de diâmetro a perfurar as camadas de pavimentos existentes até o encontro da viga de madeira existente (*Figura 4.49*)

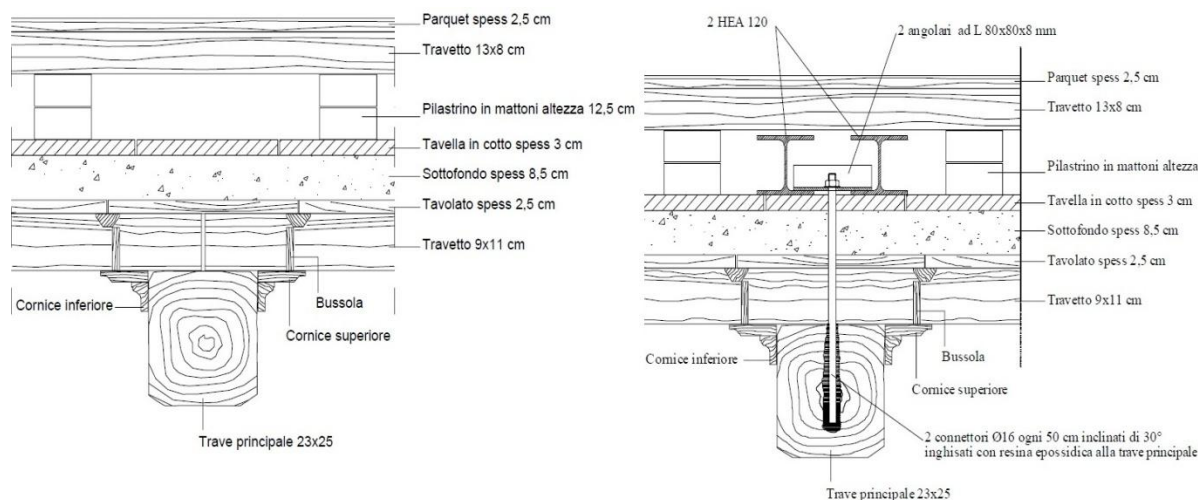


Figura 4.48 e 4.49 À esquerda, corte transversal da estrutura do pavimento antes da intervenção; À direita, corte transversal após intervenção com colocação de dois perfis HEA (Jurina;2004) e (Jurina;2011)

(Mariani;2006) apresenta ainda outra variante desta solução, através da colocação de uma chapa vertical soldada ao banzo inferior do perfil “I” (*Figura 4.50*). A chapa vertical vai alojar-se dentro da seção de madeira, onde irá ser realizada previamente uma abertura e irão ser dispostos conetores mecânicos longitudinalmente para ligar estes dois elementos. Esta intervenção justifica-se na situação da viga de madeira se encontrar demasiadamente degradada e não ter capacidade mecânica para sustentar

os esforços de tração a que iria estar sujeita, inserindo-se assim a chapa metálica vertical no interior da seção para, em conjunto com a madeira, realizarem essa função.

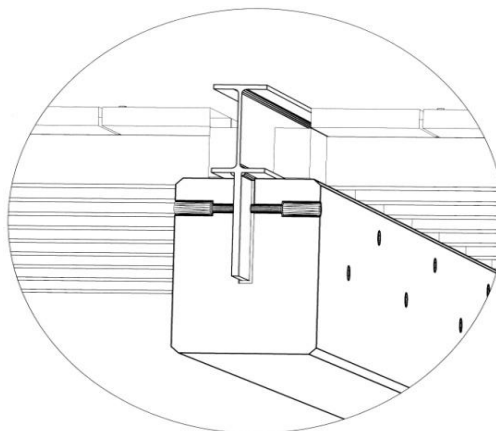


Figura 4.50 Exemplo de colocação de chapa vertical soldada a perfil "I", no interior de viga de madeira (Mariani;2004)

4.4.4.4.4. Colocação de chapa na face superior

A colocação de uma chapa metálica ligada através de conetores metálicas já foi abordada neste trabalho em 4.4.4.3.2., apresentando-se como uma intervenção pela face inferior da viga e com o objetivo de absorver esforços de tração presentes na estrutura. Neste subcapítulo a solução diferencia-se pelo local e respetivos esforços que irá sustentar, visto que irá ser colocada na face superior da viga e irá trabalhar apenas em compressão (*Figura 4.51*). Deste modo, a viga de madeira continuará a ter um papel importante no trabalho em flexão, visto que irá absorver uma parte de esforços de compressão e a totalidade de tração presente.

Para esta solução apresentar um comportamento satisfatório, a viga de madeira não se pode então encontrar em más condições, nem apresenta uma perda significativa da capacidade resistente em flexão.

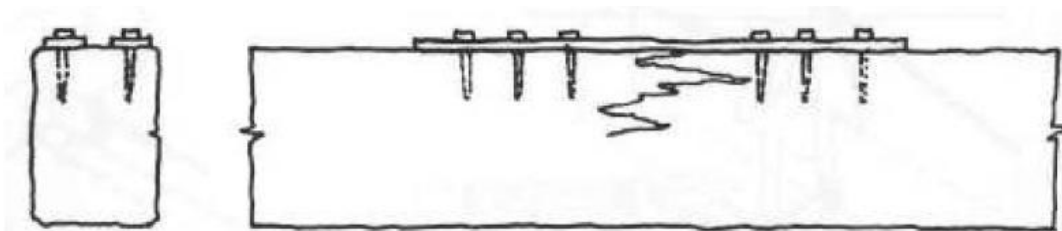


Figura 4.51 Exemplo de aplicação de chapa metálica na face superior (Arriaga et al.;2002)

Na *Figura 4.52* é apresentada uma solução proposta em (Mazzolani;1991) que o autor aplicou numa intervenção numa habitação em Milão, em Itália. Sobre uma viga de madeira com 370mm de altura, foi aplicada uma chapa de aço com 40mm de espessura, conectada por um parafuso de porcas com 20mm de diâmetro.

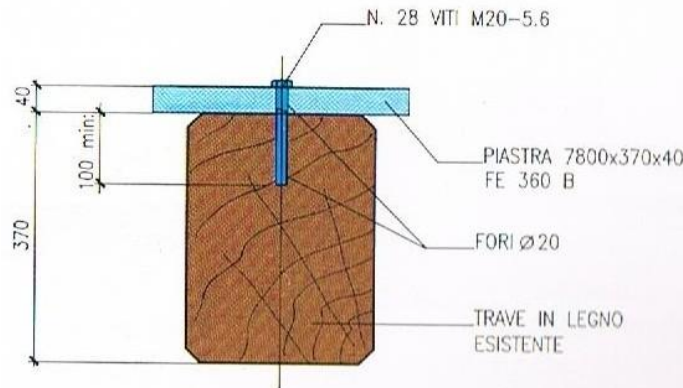


Figura 4.52 Pormenor de chapa metálica e conetor mecânico na face superior de viga de madeira (Mazzolani;1991)

(Pinto;2008) apresenta também esta solução no seu trabalho, (Gattesco;Macorini;2006), referindo que aumenta tanto a rigidez da seção de madeira, como a rigidez do pavimento segundo o seu plano horizontal, melhorando o comportamento da estrutura quando solicitada segundo esta direção (*Figura 4.53 e 4.54*). O mesmo autor acrescenta que esta técnica apresenta a clara vantagem da sua implementação ser completamente seca e totalmente reversível, ao contrário de uma solução com laje mista madeira-betão, frequentemente usada neste tipo de situações.

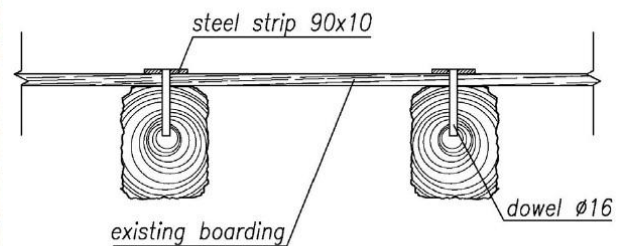


Figura 4.53 e 4.54 À esquerda, exemplo prático de aplicação desta solução num pavimento em madeira; À direita, corte transversal de viga de madeira com chapa metálica na face superior, ligada por parafuso de porcas (Pinto;2008)

Em (Mariani;2004) o autor apresenta uma solução com um funcionamento e disposição semelhantes, com a diferença de introduzir uma chapa metálica vertical soldada à chapa horizontal no interior da seção, formando um perfil em “T” (*Figura 4.55*). Trata-se de uma solução simétrica à apresentada em 4.4.4.3.3., sendo que neste caso a chapa horizontal irá trabalhar essencialmente à compressão, enquanto a vertical irá absorver tanto esforços de compressão como de tração. A ligação é efetuada também por ligadores mecânicos dispostos ao longo do comprimento do reforço, atravessando a viga e a chapa metálica, e por conetores colocados na face superior a perfurar a chapa horizontal. Do mesmo modo, aconselha-se a colocação de uma formulação epoxídica a preencher os vazios existentes na abertura.

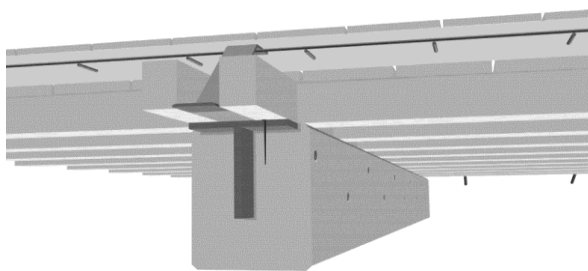


Figura 4.55 Introdução de “T” na face inferior da viga de madeira (Mariani;2004)

4.4.4.4.5.Colocação de perfil em “U” na face superior

A última solução a ser apresentada neste subcapítulo foi desenvolvida e exposta em diversos trabalhos por um conjunto de investigadores em Madrid, Espanha, tendo sido realizadas várias modelações numéricas e ensaios experimentais para comprovar o seu comportamento. De acordo com (González-Bravo et al.;2010), o objetivo dos diversos trabalhos realizados era analisar o comportamento do reforço de vigas de madeira mediante a utilização de perfis metálicos conectados à madeira por parafusos desde a face superior, sem necessidade de intervir a partir do piso inferior. Segundo o mesmo autor, esta solução adequa-se na recuperação de vigas de madeira que apresentam a face superior bastante deterioradas.

Esta solução baseia-se na colocação de uma chapa metálica vertical soldada a meio de um perfil em “U”, que irá ser inserida na face superior da viga de madeira (Figura 4.56). Para seções com uma largura superior, é apresentado uma variante do perfil acima descrito, através da colocação de duas chapas metálicas verticais soldadas a um perfil em “U” (Figura 4.57). Na primeira solução, a ligação do perfil à viga de madeira é realizada por dois parafusos de porca dispostos longitudinalmente, enquanto na segunda se colocam três conetores, devido à dimensão de perfil a ligar, como é possível verificar pelas *Figuras 4.56 e 4.57*.

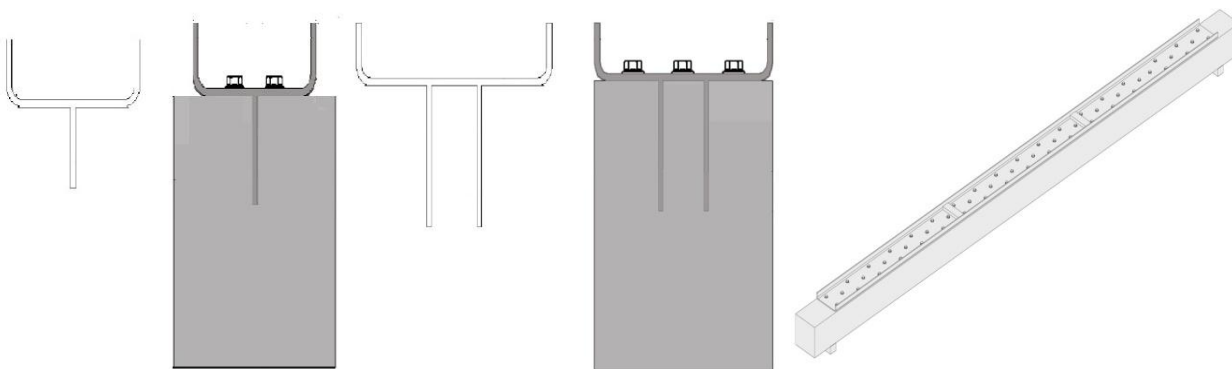


Figura 4.56, 4.57 e 4.58 À esquerda e centro, perfis metálicos em forma de “U” e seções de madeira (González-Bravo et al.;2011); À direita, exemplo de aplicação do perfil metálico e disposição dos conetores (González-Bravo;2007)

Foram realizados ensaios à flexão sobre três grupos de dez peças de madeira, cinco reforçadas e cinco sem reforço, com dimensões correntes, entre 180*200mm e 130*150mm (*Figura 4.59*), apresentando um comprimento de 3,0m. Foram utilizados três tipos de madeira distintos: madeira laminada colada, madeira maciça e madeira antiga, com classes de resistência C24, C14 e C14, respetivamente, de acordo com EN 338. Os perfis metálicos utilizados pertenciam à classe de resistência S275, com uma espessura entre 4 e 5mm. Foram também usados parafusos de porca com 7mm e 8mm de diâmetro, com um comprimento de 70mm e 90mm, respetivamente.



Figura 4.59, 4.60 e 4.61 À esquerda, exemplo de viga de madeira ensaiada (González-Bravo et al.;s/d); Ao centro, exemplo de viga de madeira com perfil metálico na face superior (González-Bravo;2007); À direita, ensaio de flexão da viga de madeira reforçada (González-Bravo;2007)

Os ensaios apresentaram resultados satisfatórios, como é possível verificar através da análise dos *Gráficos 4.3, 4.4 e 4.5*, relativos à rigidez de flexão que cada provete apresentou. Assim, o reforço das vigas com perfis metálicos permitiu aumentar a rigidez em um fator de 1.45 para as peças de madeira lamelada colada, 1.98 para os provetes de madeira maciça e 1.87 para a madeira antiga. Relativamente à capacidade resistente das seções reforçadas, medida a partir do momento de rotura apresentado, os ensaios nos provetes apresentaram para a madeira lamelada colada um fator de 1.36, 1.58 para a madeira maciça e 1.27 para as peças de madeira antiga. Por outro lado, a conexão entre os perfis metálicos em “U” e a madeira, através de parafusos de porca, alcançou uma rigidez relativamente baixa quando comparada com a rigidez máxima que poderia atingir em teoria. (González-Bravo et al.;2010) acrescenta que caso se tivessem instalado os parafusos sem pré-furação, os resultados relativos à rigidez da ligação aumentariam. Porém, na prática, esta solução apresenta elevada dificuldade de execução, levando a que os autores apresentem como outra solução para incrementar a rigidez o uso de resinas epoxy, colando o perfil metálico à viga de madeira.

Para terminar, os autores referem que este sistema de reforço é viável a aplicar em obra devido à facilidade de montagem e resultados obtidos. Permite resolver problemas de rigidez e resistência à flexão da viga numa longitude de reforço equivalente entre 10% e 20% do comprimento total desta.

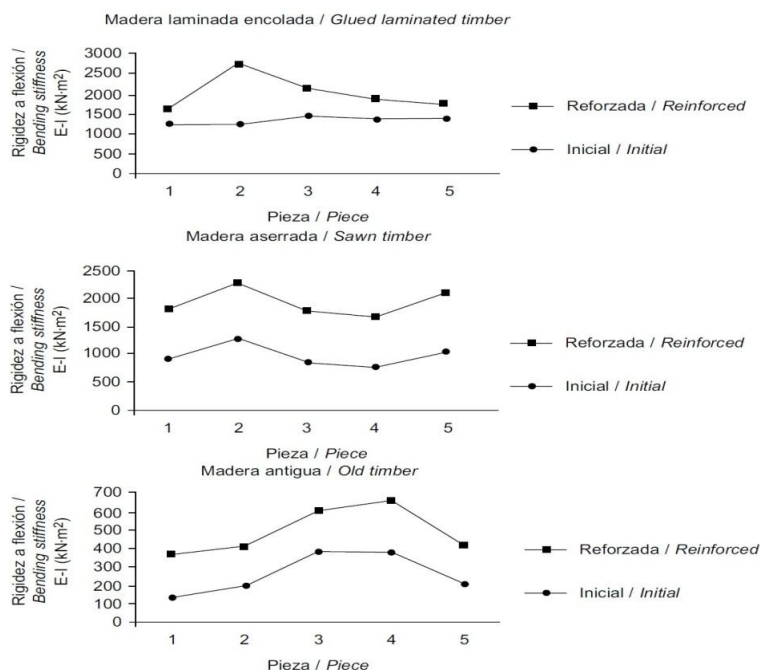


Gráfico 4.3, 4.4 e 4.5 Resultados obtidos nos ensaios relativos ao aumento de rigidez à flexão de cada provete (González-Bravo et al.;2011)



Figura 4.62 e 4.63 À esquerda, exemplo de colocação em obra de ligadores metálicos (González-Bravo;2007); À direita, resultado final de colocação em obra de perfil metálico na face superior de vigas de madeira (González-Bravo;2007)

4.4.4.5. Intervenção nas faces inferior e superior da viga

A última solução de intervenção local no meio vão a ser apresentada neste subcapítulo é proposta em (Mariani;2004) e baseia-se na colocação de duas chapas metálicas horizontais, nas faces superior e inferior, ligadas à viga por conectores espaçados longitudinalmente e por cintas metálicas com aperto regulável (Figura 4.64). As duas seções de aços colocadas estão conectadas por braçadeiras de aço nas extremidades, podendo-se regular o aperto que exercem na seção por meio de barras roscadas (Figura 4.65).

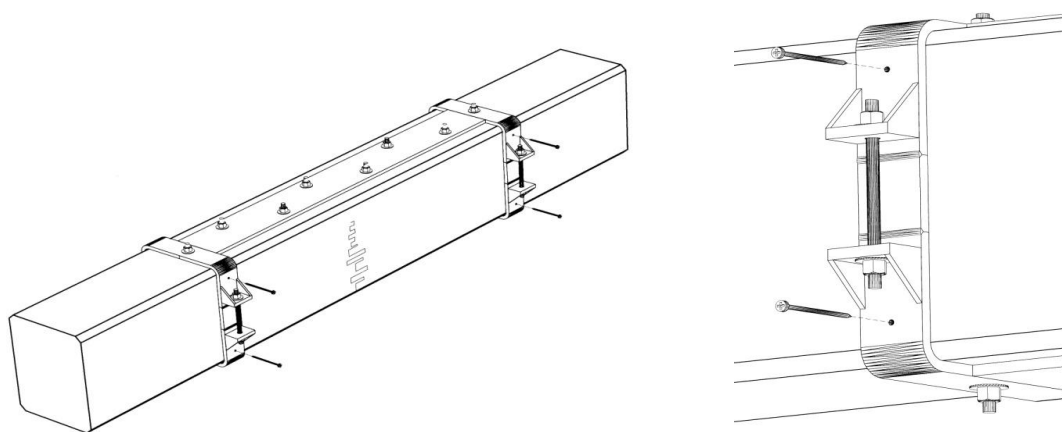


Figura 4.64 e 4.65 À esquerda, proposta de colocação de chapas metálicas nas faces superior e inferior; À direita, pormenor da ligação mecânica efetuada por cintas com aperto regulável (Mariani;2004)

Esta proposta apresenta bons resultados de resistência mecânica e rigidez efetiva da seção, visto que as chapas introduzidas irão trabalhar tanto à compressão, como à tração. Assim, quando a viga se encontrar sujeita a esforços de flexão, a chapa superior irá absorver grande parte das compressões presentes, e a inferior irá trabalhar à tração. É importante acrescentar que, caso as ligações a partir das cintas e dos parafusos de porcas estejam bem dimensionadas e realizadas, não haverá problemas de instabilidade local na placa superior quando sujeita a esforços de compressão por se encontrar travada em todas as direções possíveis de ocorrer instabilidade.

Segundo o autor, esta solução necessita de técnicas de instalação e execução de fácil realização, utilizando elementos de fabricação e montagem simples. Porém, para instalá-la em vigas de pavimento é inevitável o acesso pelas faces superior e inferior, o que obriga à destruição do teto e do soalho presente na estrutura, sendo assim uma solução não aplicável em edifícios com elementos decorativos que se pretendem manter.

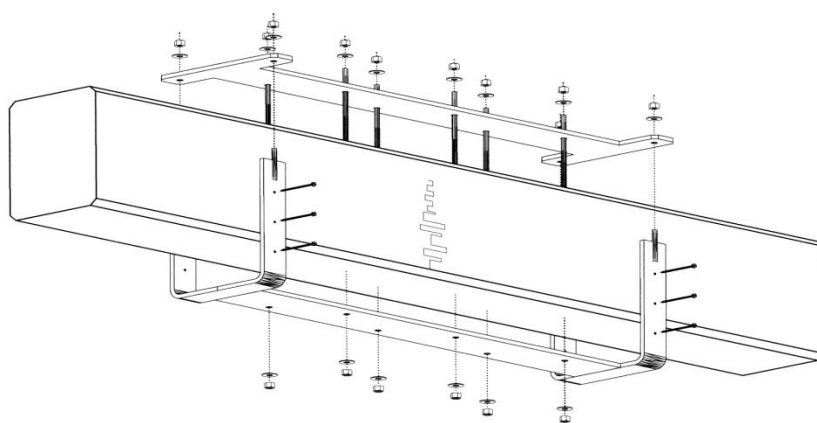


Figura 4.66 Esquema de montagem das chapas metálicas, parafusos de porca e cintas reguláveis (Mariani;2004)

4.4.5. INTERVENÇÃO A NÍVEL GLOBAL

4.4.5.1. Introdução

Nos capítulos anteriores foram apresentadas propostas de intervenção como resposta a problemas que a estrutura apresentava localmente, tanto a nível dos apoios como a meio vão. Muitas vezes, a aplicação de um reforço apenas no local onde se dá a patologia apresenta-se insuficiente para dotar o pavimento de condições adequadas ao seu uso e que ao mesmo tempo cumpram o estipulado pela

regulamentação. Deste modo torna-se muitas vezes necessário conjugar esta solução com outra intervenção que difunda a sua influência ao longo de todo o comprimento do pavimento, efetuando assim uma melhoria do seu comportamento a nível global, essencialmente perante a deformação, vibração e desempenho à ação sísmica.

Em grande parte das construções antigas, os pavimentos em madeira encontram-se apoiados nas suas extremidades em paredes de alvenaria, que por sua vez assentam em fundações realizadas no mesmo material. A interação entre os diferentes sistemas construtivos é então essencial para a estabilidade do complexo total e, como tal, do pavimento de madeira em questão. Portanto, qualquer intervenção que se realize a nível global do pavimento deve ter sempre em linha de conta as repercussões que poderá exercer sobre os elementos adjacentes da estrutura, bem como a influência que estes terão no pavimento de acordo com a solução escolhida. A existência de uma ligação eficaz entre os diversos elementos estruturais ou mesmo uma intervenção para promover o seu reforço, deve então ser sempre garantida no sentido de promover a continuidade entre os elementos estruturais, tentando homogeneizar o comportamento entre os diversos elementos estruturais.

Perante solicitações horizontais, como vento ou ações sísmicas, o comportamento global dos pavimentos apresenta-se como um dos pontos mais importantes da estrutura. Neste sentido, é importante que quer os pavimentos quer as coberturas do edifício funcionem como um diafragma, distribuindo eficientemente as ações horizontais para as paredes resistentes. Estes elementos estruturais são naturalmente muito flexíveis, não desempenhando a função desejada caso não se recorra a uma intervenção no sentido de promover a rigidez destes, inevitável para a estabilidade global do edifício (Brignola;Podestà et al.;2008).

Como já foi referido no primeiro parágrafo desta Introdução, efetuar um reforço apenas a nível local não é muitas vezes suficiente para resolver os problemas que o pavimento apresenta, essencialmente deformação excessiva e vibração aquando a sua utilização. Neste capítulo irão então ser propostas três soluções que promovam uma melhoria destes comportamentos, tendo sempre em conta que em função do seu carácter global, são naturalmente intervenções mais intrusivas e que obrigam a operações de montagem mais complexas.

Para terminar é importante referir que algumas propostas já apresentadas como solução a problemas locais, promovem também uma melhoria do comportamento do pavimento a nível global, essencialmente em função da longitude em que são instaladas e também do local. Por exemplo, as soluções apresentadas em 4.4.2 promovem uma melhoria da ligação parede-pavimento, melhorando assim o comportamento global do edifício. Do mesmo modo as soluções apresentadas em 4.4.3, ao aumentar a rigidez nos nós de ligação das vigas do pavimento, provocam uma melhoria do comportamento em diafragma deste.

4.4.5.2. Colocação de chapas sobre o pavimento

Em 4.4.4.4.4. foi apresentada uma solução semelhante através da intervenção sob a face superior do pavimento para melhorar o desempenho deste à flexão, intervenção que promovia também o comportamento deste segundo ações horizontais. A solução a ser aqui apresentada assemelha-se à apresentada, com a diferença que a será acrescentada uma treliça horizontal através de cintas metálicas, com o objetivo de fornecer ao pavimento uma maior rigidez no plano (Dias;2008).

Segundo (Brignola;Podestà et al.;2008), esta operação consiste na aplicação de tiras de aço leve diagonalmente ao pavimento, de preferência a 45°, conectadas por parafusos sobre o soalho existente ao longo do pavimento e também nos encontros com as paredes (*Figura 4.67*). (Baldessari;2010)

acrescenta que através desta solução não são acrescentadas sobrecargas ao pavimento devido ao reduzido peso do aço aplicado, sendo também uma intervenção reversível e com reduzida invasão estética, apresentando também um aumento da ductilidade da estrutura.

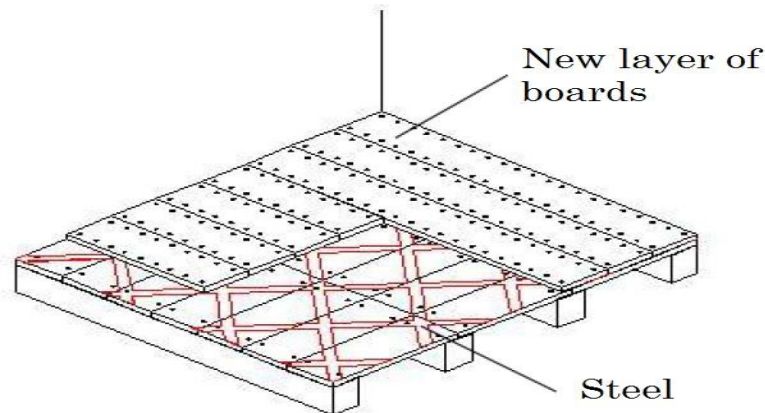


Figura 4.67 Exemplo de aplicação de chapas metálicas diagonalmente ao soalho existente (Pinto;2008)

Christian Baldessari realizou na sua Tese de Doutorado, (Baldessari;2010), diversos ensaios experimentais em pavimentos de madeira reforçados com esta solução, apresentando resultados bastante satisfatórios no que diz respeito à capacidade de dissipação de carga que oferece. O autor refere também que o ponto fraco desta técnica dá-se com a instabilidade das placas de aço quando sujeitas a tensões de compressão, podendo ser acautelado com a aplicação de outra camada de soalho superiormente.

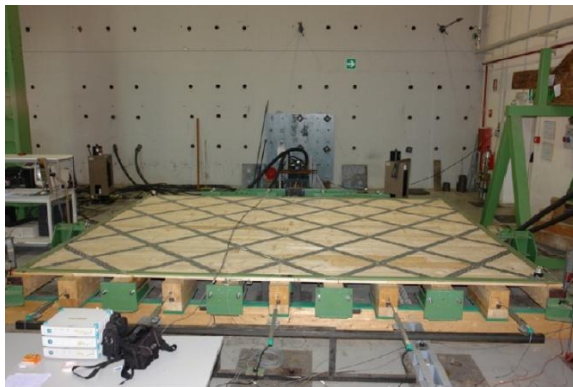


Figura 4.68 e 4.69 À esquerda, esquema de ensaio de pavimento reforçado com chapas de aço na face superior; À direita, pormenor da ligação entre chapas de aço através de parafusos de porca (Baldessari;2010)

(Brignola;Podestà et al.;2008) propõe outra solução através da colocação de chapas metálicas sobre o pavimento, neste caso para aumentar a rigidez da ligação entre a parede de apoio e o pavimento. Trata-se de uma técnica não invasiva e reversível, efetuando a conexão entre os dois elementos construtivos por chapas de aço em forma de “L”, ligadas ao piso através de parafusos (Figura 4.71).

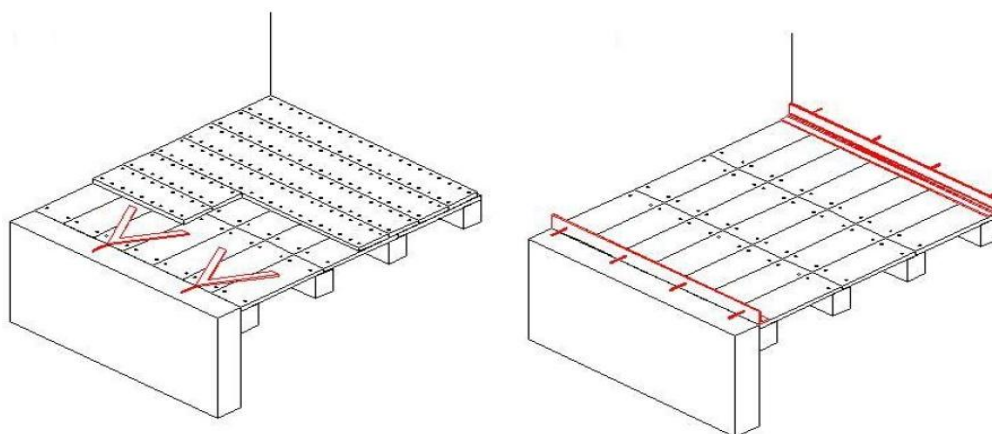


Figura 4.70 e 4.71 À esquerda, colocação de chapas de aço perpendicularmente ao sentido das vigas de madeira; À direita, colocação de perfil metálico em "L" na ligação entre pavimento e parede (Brignola;Podestà et al.;2008)

4.4.5.3. Colocação de viga metálica

Trata-se de uma solução frequentemente usada em obras de reabilitação, colocando uma viga metálica paralelamente ao vigamento já existente (Figura 4.72), com o intuito de diminuir as cargas exercidas sobre estas, contribuindo assim para a diminuição do nível de esforços presentes na estrutura. Deste modo, permite aumentar a rigidez do pavimento, e, conseqüentemente, reduzir a deformação presente e as vibrações. Por outro lado, (Appleton;2003) refere que esta solução apresenta algumas limitações e dificuldades, relacionadas com aspetos arquitetónicos, construtivos e estruturais, sendo no entanto uma forma fácil de resolver problemas de deformação excessiva sem diminuir o pé direito existente.

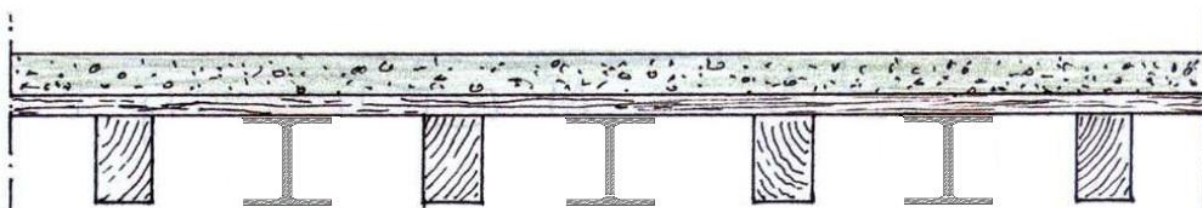


Figura 4.72 Exemplo de aplicação de viga metálica paralela a vigamento já existente

A primeira dificuldade estrutural que a sua implementação apresentada relaciona-se com a necessidade de garantir elementos de apoio para a viga intermédia, o que geralmente significa sobrecarregar pontualmente as paredes resistentes do edifício, as quais podem ter que ser igualmente reforçadas. A realização de ancoragens nas paredes, através de chapas metálicas e ligações aparafusadas, para apoiar as vigas apresenta dificuldades de execução em obra. O autor aponta a falta de disponibilidade de pé direito livre sem interferir com a organização normal das janelas e das aberturas existentes para portas e janelas como outra dificuldade de implementação desta solução. Esta situação pode levar a que a viga se oriente de modo a que os apoios sejam realizados sobre lintéis de portas e janelas, sobrecarregando-os e obrigando assim do mesmo modo a efetuar um reforço local. Por último, e já decorrente de outras soluções enunciadas anteriormente, é referido que esta intervenção apresenta problemas de execução em locais que existam elementos decorativos essenciais e de grande valor, visto ser necessário removê-los para implementar esta solução.

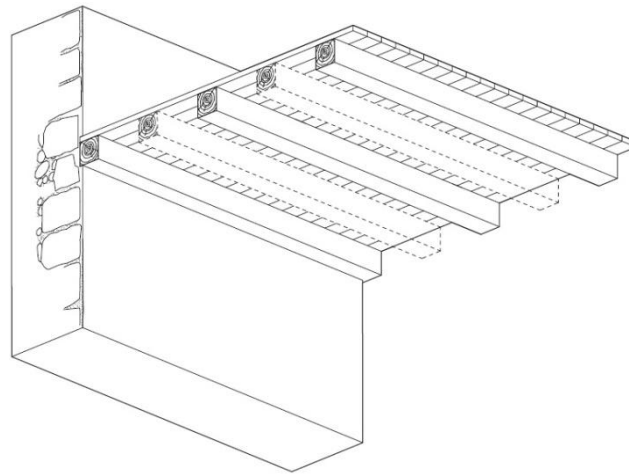


Figura 4.73 Perspetiva de aplicação de viga adicional (Coiás;2007)

(Dias;2008) apresenta outra dificuldade intrínseca a esta solução, referente a problemas de compatibilização de distribuição de cargas com as vigas de madeira presentes. Esta situação justifica-se pela diferença entre módulos de elasticidade entre os dois elementos (aço apresenta um módulo de elasticidade cerca de 20 vezes superior à madeira), originando comportamentos diferentes entre os dois elementos, levando a que muitas vezes a viga metálica receba a totalidade do carregamento. No sentido de acautelar esta situação, o autor refere que é aconselhável que os perfis metálicos sejam dimensionados para uma rigidez à flexão idêntica à das vigas de madeira.



Figura 4.74 e 4.75 Exemplo de aplicação de vigas metálicas paralelas ao vigamento existente (Ilharco et al.;2010a)

Num dos pavimentos em madeira presentes no Mosteiro de Pombeiro, em Felgueiras, foi realizada uma intervenção de reforço pelo NCREP através da colocação de um perfil metálico paralelo ao vigamento existente (Ilharco et al.;2010a). Esta intervenção teve como objetivo aumentar a capacidade resistente do pavimento, visto que existiam as vigas existentes se apresentavam consideravelmente degradadas e a utilização do mesmo iria ser alterada, aumentando a sobrecarga de utilização. Devido ao vão existente elevado, cerca de 8,0m, a introdução de duas vigas metálicas *HEB 260* paralelas às existentes foi então a solução admitida (Figura 4.76). Os autores acrescentam que devido ao estado precário das vigas existentes, introduziram-se chapas metálicas soldadas ao banzo superior dos perfis, onde assentaram as vigas transversais do pavimento, para que a carga do pavimento fosse exclusivamente transmitida aos novos perfis metálicos (Figura 4.77).

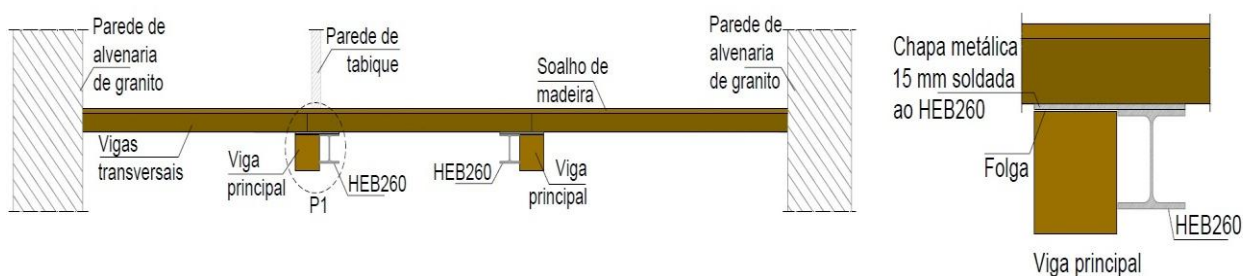


Figura 4.76 e 4.77 À esquerda, exemplo de aplicação de viga metálica paralela ao vigamento existente; À direita, pormenor da ligação entre perfil metálico e viga de madeira (Ilharco et al.;2010a)

4.4.5.4. Colocação de tirantes metálicos

A última solução a ser exposta é geralmente usada em pavimentos com vãos bastantes extensos e que denotem uma deformação considerável, sendo utilizado este sistema de tirantes metálicos para criar uma contra flecha igual ao valor da deformação do pavimento, anulando a flecha inicial presente (Reis;Branco et al.;s/d). De acordo com (Barros;Martins;2006), a aplicação deste sistema já acontece há bastantes anos em Portugal, sendo que antigamente eram apenas aplicados em edifícios cujos proprietários tinham posses económicas ou como solução para melhoramento do comportamento sob a ação sísmica em edifícios que exigiam uma elevada segurança segundo esta solicitação, como o caso dos hospitais.

Esta intervenção consiste na aplicação de um sistema de pré-esforço através de tirantes em aço, colocados exteriormente à viga de madeira, na sua face inferior (*Figura 4.78*). Através da aplicação de tensão nos tirantes, é possível contrariar as cargas aplicadas ao pavimento que provocaram uma deformação na viga, normalmente devido à redução da seção resistente e à fluência da madeira. Após colocado o tirante em tensão, este fica a trabalhar à tração, passando a viga de madeira a trabalhar à flexão composta, mas com valores de momento flectores menores (Dias;2008). O mesmo autor acrescenta que é necessário acompanhar a contra flecha realizada pelo pré-esforço no sentido de não provocar uma rotura na viga. Deste modo a intensidade da tensão do cabo deve ser regulada através de um esticador presente nas extremidades, em função da tensão necessária para contrariar a flecha existente.

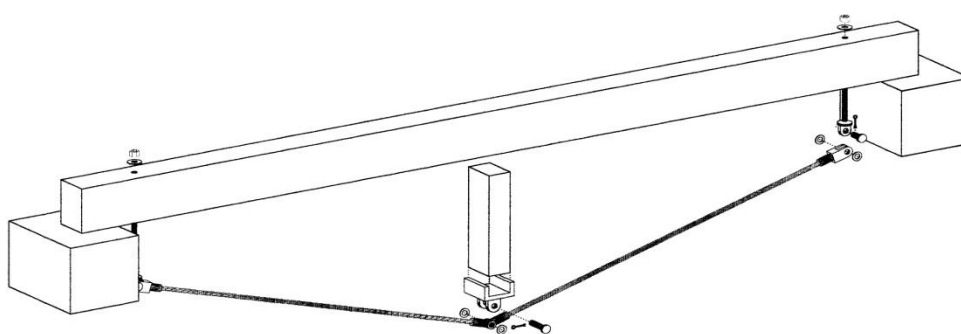


Figura 4.78 Exemplo de aplicação de pré-esforço com tirantes metálicos em viga de madeira (Mariani;2004)

Esta solução apresenta também um comportamento satisfatório quando usada no reforço perante a estabilidade sísmica de edifícios antigos. Segundo (Barros;Martins;2006), no reforço anti-sismo esta

solução apresenta um comportamento passivo, passando a funcionar à tração durante a ocorrência de um fenómeno sísmico.

Relativamente à execução desta solução em obra, (Arriaga et al.;2002) refere ser necessário escorar a viga para efetuar a montagem do sistema de pré-esforço, sendo que esta operação se apresenta bastante difícil, podendo ser necessário desmontá-la. (Coiás;2004a) acrescenta que para instalar no tirante o esforço de tração previsto deve utilizar-se um macaco hidráulico apropriado ao sistema de pré-esforço utilizado, sendo o controlo dessa tensão feito através da leitura da pressão no circuito hidráulico. Deste modo, também se conclui que esta intervenção acarreta custo elevados, além da complexidade que envolve a sua intervenção e comportamento, bem como a necessidade de efetuar uma manutenção regular para verificar e ajustar os níveis de tensão aplicados no tirante.

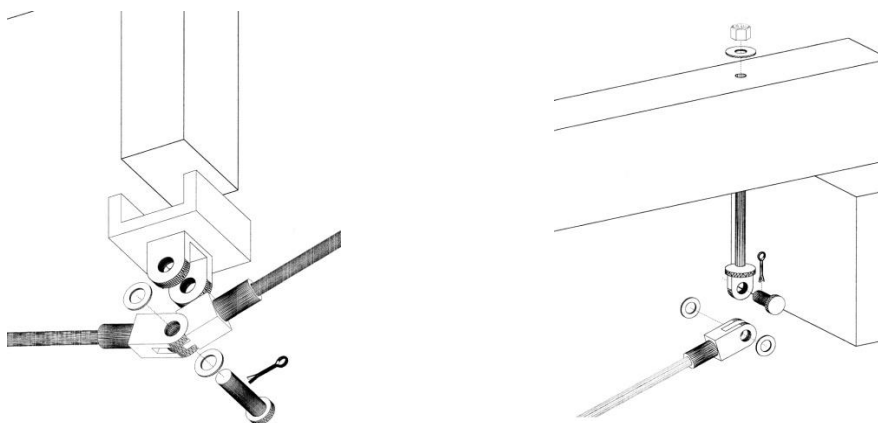


Figura 4.79 e 4.80 À esquerda, pormenor da ligação do tirante a meio vão; À direita, pormenor da ligação do tirante na extremidade (Mariani;2004)

4.4.6. CONSIDERAÇÕES RELATIVAS À EXECUÇÃO EM OBRA DAS SOLUÇÕES DE REFORÇO

Pontualmente, ao longo deste subcapítulo foram expostas metodologias de execução e pontos importantes a seguir na montagem de algumas soluções. Neste capítulo este tema irá ser abordado com maior profundidade, baseando-se nas indicações dadas em (Coiás;2004b), sendo aqui apresentadas metodologias de execução aplicáveis a grande parte das soluções, bem como equipamentos e ferramentas necessárias para a sua correta realização.

Relativamente ao equipamento e ferramentas necessários para efetuar o corte da madeira, requerido tanto para realizar aberturas na viga como para remover partes deterioradas, é aconselhável utilizar uma serra elétrica, do tipo “moto-serra” ou equivalente. O equipamento deverá ter uma potência suficiente para que seja possível realizar o trabalho sem danificar a madeira, a lâmina encontrar-se em boas condições de forma a garantir a regularidade e retidão do corte e deve evitar-se temperaturas excessivas produzidas pelo equipamento elétrico no sentido de provocar uma combustão na madeira. A abertura de furos na viga de madeira, necessária para a colocação dos ligadores metálicos, deverá ser realizada através de um equipamento elétrico, como um “berbequim” ou equivalente.

Em algumas soluções propostas ao longos deste capítulo, foram apresentadas soluções que fazem recurso ao uso de resinas epoxídicas para preencher vazios existentes na seção após a realização de aberturas para a colocação de perfis metálicos. Assim, (Brites;2011), baseado em (Dias;Barros;2004), propõe a utilização desta resina termoendurecida devido às excelentes propriedades de aderência aos mais diversos materiais, à sua elevada resistência mecânica e à agressividade do meio, e ainda por não

absorverem água. Na *Tabela 4.3* são expostas as propriedades mecânicas das resinas mais utilizadas, segundo (Brites;2011) e (Dias;Barros;2004).

Tabela 4.3 Propriedades de resinas mais utilizadas no reforço de estruturas (Brites;2011) e (Dias;Barros;2004)

Resina	Módulo de Elasticidade (GPa)	Tensão de rotura (MPa)	Extensão de rotura (%)
Polyester	2.1 – 4.1	20 – 100	1.0 – 6.5
Epoxi	2.5 – 4.1	55 – 130	1.5 – 9.0

(Coiás;2004b) acrescenta que este produto deve ser utilizado em madeira com um teor em água inferior a 20%, de preferência entre 14% a 16%, sendo que a sua cura depende essencialmente da temperatura do ambiente e material e do volume do material a ser aplicado, sendo especificado para cada produto pela empresa que o fornece.

Seguidamente irá ser exposta uma metodologia geral de execução com os passos mais importantes, adaptáveis a grande parte das soluções expostas. Assim,

- *Trabalhos preparatórios:* Os trabalhos referentes à execução do reforço devem começar pela instalação de um sistema adequado de suporte provisório, escoramento, no sentido de garantir a segurança durante as operações e a ocorrência de deslocamentos. (Mariani;2004) acrescenta que para realizar o escoramento se devem utilizar escoras tubulares regulares ou então através de cunhas de madeira, no sentido de obter uma ligeira contra-flecha. Caso a intervenção se realize pela face inferior da viga, é necessário efetuar a montagem de andaimes;
- *Remoção da seção deteriorada:* Em elementos de madeira onde a deterioração esteja localizada apenas no interior da seção, deverá ser efetuada uma abertura na face da seção correspondente através da qual será removida toda a madeira degradada, sem afetar a madeira sã. No caso de a degradação presente ter sido causada por agentes biótico, deve efetuar-se um tratamento preservador da madeira remanescente.
- *Realização de aberturas e colocação de resina epoxídica:* As aberturas devem ser realizadas através do equipamento já referido, serra elétrica (*Figura 4.81*), sendo necessário realizar posteriormente a limpeza destes espaços através de um aspirador industrial para promover uma melhor aderência entre a resina e a madeira, introduzindo-se seguidamente a resina pretendida. (Dias;2008) refere que a realização de aberturas deve ser realizada com cuidado para evitar desvios.
- *Realização de furos e entalhes e limpeza das superfícies:* A abertura de furos e entalhes deve ser realizada de através do equipamento já referido anteriormente, berbequim elétrico e serra elétrica. Após a abertura dos furos na seção, deve ser efetuada a limpeza destes orifícios através de um aspirador industrial ou ar comprimido, de maneira a remover as partículas soltas.
- *Fabrico e preparação das próteses em oficina:* A prótese metálica a ser colocada na viga deve ser elaborada em oficina, de acordo com as dimensões definidas em projeto. Caso tenha sido aplicado um tratamento preservador à madeira, a colocação da prótese só deverá ocorrer após secagem deste. Do mesmo modo para tratamentos superficiais sobre a chapa metálica, só devem ser efetuados após secagem dos tratamentos enunciados anteriormente. Por último, caso também os ligadores metálicos a ser colocados na viga sejam submetidos a tratamentos

superficiais, só deverão ser colocados após a secagem destes. (Aguiar;Cabrita et al.;2001) acrescenta que a colocação dos ligadores com posterior aparafusamento às chapas metálicas deve ser feita de maneira a que a folga entre a chapa e o diâmetro do parafuso seja o menor possível, pois de outro modo irão verificar-se situações muito diferenciadas quanto ao valor do esforço transmitido a cada conetor.



Figura 4.81 Realização de abertura através de moto-serra na face superior de viga de madeira (González-Bravo;2007)

4.5. TRATAMENTOS DE PROTEÇÃO

4.5.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo e ao longo dos dois anteriores foram abordados diversos problemas que os materiais madeira e aço apresentam em construção. Relativamente à madeira, é importante destacar o comportamento deste material ao fogo, sendo por isso apresentados neste subcapítulo tratamentos existentes no mercado para fazer face a estes problemas. Quanto ao aço, apresenta como maiores fragilidades a corrosão e a fraca resistência ao fogo, sendo do mesmo modo expostos tratamentos possíveis para melhorar estas situações. É importante acrescentar que a debilidade das ligações metálicas segundo a ação do fogo irá ser abordada juntamente com o comportamento do aço perante este fenómeno.

Como foi possível verificar ao longo do capítulo anterior, a madeira é um material extremamente sensível ao ataque por agentes bióticos, ataque este causador de patologias graves e às quais foram apresentadas neste capítulo soluções possíveis de reabilitação perante essa situação. Porém, além da implementação de uma solução estrutural que reestabeleça as condições ideais ao funcionamento do pavimento, é necessário recorrer a um tratamento com carácter curativo para eliminar na totalidade a presença desses agentes e impedir que voltem a atacar as peças de madeira existentes. Este tratamento baseia-se na introdução de produtos químicos e também produtos preventivos, sendo este um tema extensíssimo e bastante complexo, que varia em função do tipo de degradação presente e pelo agente biótico que a causou. Deste modo, este assunto não irá ser exposto no presente trabalho, sendo no entanto possível encontrar uma abordagem pormenorizada e metodologias de tratamento em função do agente causador em (Arriaga et al.;2002).

Para terminar é importante destacar que apenas irão ser destacadas algumas das soluções mais correntes e de fácil aplicação e entendimento, visto que este tema apresenta uma infinidade de alternativas e requer um conhecimento técnico muito profundo dos elementos estruturais utilizados e da composição química das soluções de tratamento, não sendo por isso possível aprofundar neste trabalho.

4.5.2. PROTEÇÃO DA MADEIRA CONTRA A AÇÃO DO FOGO

O comportamento da madeira perante o fogo já foi abordado em 2.3.4, tendo sido apresentado como um material combustível devido à presença de elementos como o carbono, oxigénio e o hidrogénio, fornecidos pela celulose e lenhina. De acordo com (Negrão,Faria,2009), a madeira apresenta-se como um material cuja reação ao fogo não é muito boa, ainda que a resistência perante este elemento seja bastante melhor. O mesmo autor acrescenta que a degradação que a ação do fogo impõe à madeira dá-se essencialmente com a perda de seção que esta sofre, levando a uma diminuição da resistência da estrutura.

Uma solução usada em construção para proteção de estruturas perante a ação do fogo é a adoção de maiores seções transversais, não sendo possível transpor esta ação para intervenções de reabilitação. Deste modo, é então necessário recorrer a sistemas de proteção que permitam que os elementos de madeira, para além de se adequarem às normas vigentes, fiquem dotados de características resistentes que lhe permitam resistir mais tempo à ação do fogo (Dias;2008).

No sentido do apresentado no último parágrafo, irão ser abordadas neste subcapítulo duas técnicas possíveis de proteção da madeira perante a ação do fogo: **utilização de produtos ignífugos e imposição de barreiras protetoras físicas.**

Relativamente à primeira opção, e segundo a norma EN 13943:2000 (CEN;2000), os **produtos ignífugos ou retardantes de fogo** podem ser designados pela sigla FR (*Fire Retardante*) e são definidos como uma substância adicionada a um tratamento aplicado a um material com o intuito de atrasar a ignição ou reduzir o grau de desenvolvimento da combustão. Segundo (Arriaga et al.;2002), os produtos ignífugos podem classificar-se segundo o seu método de aplicação e composição de acordo com as seguintes classes:

- *Produtos aplicados em autoclave:* Consiste em impregnar o produto sob pressão autoclave ou por imersão por um tempo determinado. Os produtos podem ser divididos em três grupos, que se diferenciam pelas propriedades que limitam e que recomendam a respetiva aplicação em circunstâncias específicas:
 - ✓ 1º Tipo: Baseado em sais simples, adequado para ambientes interiores com humidades relativas inferiores a 75%;
 - ✓ 2º Tipo: Baseado em sistemas semi-complexos resistentes à humidade, podendo ser utilizados em ambientes interiores e exteriores caso estejam protegidos das inclemências atmosféricas;
 - ✓ 3º Tipo: Baseado em sistemas de resinas poliméricas resistentes à “lavagem”, podendo ser utilizados tanto em ambientes interiores como exteriores (Arriaga et al;2002).
- *Produtos de aplicação superficial:* Aplicam-se diretamente sobre a superfície das peças de madeira e têm como objetivo evitar a formação de chamas. Segundo (Freitas,2012), estes produtos retardadores da combustão e/ou inibidores de chama (tintas e vernizes) podem ser aplicados por pincelagem, pulverização ou injeção. O mesmo autor refere ainda que através de pinturas intumescentes é realizada uma estanquidade aos fumos, isolamento térmico e proteção por barreira não combustível através do aumento de volume por efeito do calor. (Dias;2008) acrescenta que em obras de reabilitação, este produto é usado em forma de vernizes transparentes e o sistema baseia-se na colocação de um primário, numa base e num acabamento através de uma trincha ou rolo.

- *Produto incorporado durante o fabrico de elementos de madeira compostos*

Em (Faria;2004) são descritos alguns inconvenientes inerentes ao uso de produtos de ignifugação, destacando-se os seguintes com o intuito de controlar os efeitos que causam:

- Se forem solúveis, podem cristalizar à superfície e provocar desgaste de vernizes/pinturas de acabamento, apresentando também uma duração reduzida;
- Podem mudar de cor com o tempo ou afetar a cor da madeira;
- Possibilitam a corrosão dos ligadores metálicos;
- Podem levar a uma diminuição da resistência mecânica das peças;
- Caso sejam à base de fósforo ou azoto podem facilitar o crescimento de fungos.

A segunda técnica de proteção da madeira perante a ação do fogo baseia-se na **imposição de barreiras protetoras físicas**, baseando-se essencialmente em revestimentos através de painéis de material isolante ou através da aplicação de argamassas fibrosas (Almeida;2009). O mesmo autor acrescenta que estes sistemas, para além de revestirem os elementos a proteger de materiais incombustíveis, são isolantes térmicos que atrasam o processo de ignição da madeira.

4.5.3. PROTEÇÃO DOS ELEMENTOS METÁLICOS CONTRA A AÇÃO DO FOGO

Como já foi referido neste trabalho, uma das maiores desvantagens inerentes à utilização do aço como material estrutural dá-se com a redução drástica das características resistentes que este material apresenta quando sujeito a temperaturas elevadas, pondo em causa o desempenho da sua função na estrutura em que está inserido. O mesmo se passa com ligações metálicas existentes na estrutura mista madeira-aço, apresentando-se como um dos pontos mais sensíveis da estrutura.

Com o intuito de acautelar esta situação e retardar a ação do fogo, (Pannoni;2004) refere que os componentes do aço devem ser protegidos com produtos que diminuam a velocidade com que são aquecidos e devem também ser resistentes à abrasão causada pelos gases quentes e ação direta da chama. A importância que esta proteção tem no comportamento de uma estrutura metálica perante o aumento de temperatura e respetivo incêndio está explícita no *Gráfico 4.6*, em comparação com a curva de incêndio normalizada segundo ISO 384 (CEN;2002).

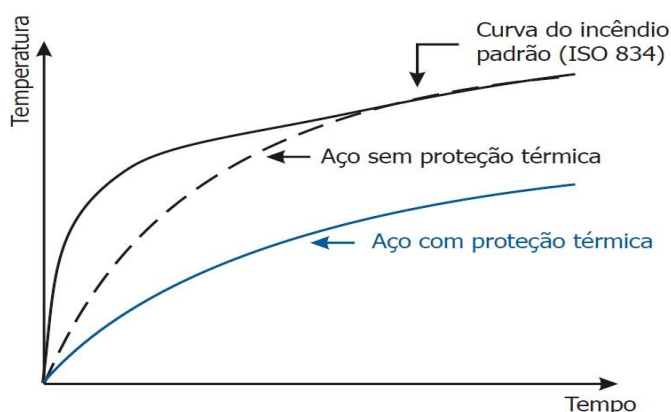


Gráfico 4. 6 Comportamento de aço com e sem proteção térmica (Pannoni;2004)

Deste modo, e em função do aplicável no contexto deste trabalho, irão ser abordados três processos correntes de proteção de estruturas metálicas perante a ação do fogo: **materiais projetados, materiais rígidos e tintas intumescentes.**

Os **materiais projetados** são produtos de baixo custo que apresentam bom isolamento térmico a altas temperaturas, mantendo a integridade da estrutura durante a evolução do incêndio (Pannoni;2004). Têm como aglutinantes básicos o gesso ou cimento portland, sendo aplicados por projeção a baixa pressão. Após serem aplicados e secarem, trabalham monoliticamente com a estrutura, acompanhando os movimentos desta, sem a ocorrência de fissuras ou desprendimento, absorvendo a energia do fogo, permitindo manter o aço a uma temperatura relativamente baixa. Os materiais projetados mais correntes são: *argamassa projetada, fibra projetada e argamassa projetada à base de vermiculita.*

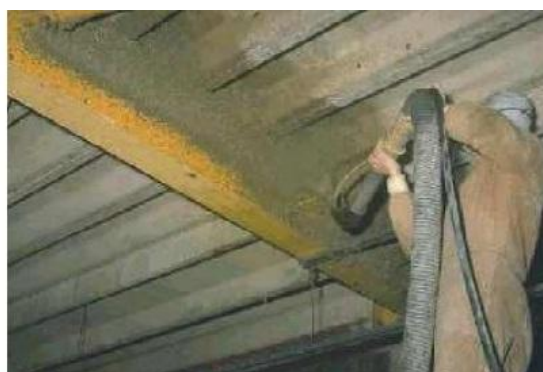


Figura 4. 82 e 4. 83 À esquerda, exemplo de aplicação de argamassa projetada; À direita, exemplo de aplicação de fibras projetadas (Pannoni;2001)

Relativamente aos **materiais rígidos**, (Andrade;2010) define-os como elementos pré-fabricados fixos na estrutura por meio de pinos ou perfis leves de aço, proporcionando diversas possibilidades de acabamento, apresentando no geral uma boa aparência. O seu funcionamento de proteção estrutural perante a ação do fogo é semelhante ao ocorrido com materiais projetados. As principais desvantagens do seu uso deparam-se com o custo elevado que apresentam em comparação com os materiais projetados e na dificuldade de aplicação em detalhes complexos presentes nas peças, bem como a reduzida velocidade de aplicação. Os materiais rígidos mais correntes na construção metálica são os seguintes: *placas de gesso cartonado, placas de lã de rocha e mantas cerâmicas.*



Figura 4. 84 e Figura 4. 85 Figura 5.85 e 5.86 À esquerda, exemplo de aplicação de placa de gesso cartonado (Pannoni;2001); À direita, aplicação de placa de lã de rocha

Por último, as **tintas intumescentes** são um método de utilização relativamente recente que consiste na aplicação de uma tinta, com características especiais, sobre a superfície a proteger. Manifestam a sua proteção perante a ação do fogo através de componentes ativas que as constituem que, sob a influência do calor, expandem-se formando uma camada de proteção que pode atingir até 60 vezes a sua espessura inicial. Segundo (Pannoni;2004), antes de esta tinta ser aplicada a superfície deve ser preparada conforme as recomendações do fabricante, devendo ser posteriormente recoberta por uma tinta de proteção de acabamento de base acrílica ou poliuretânica, devido a não apresentar grande resistência química e física. Apresentam como principal vantagem o apelo estético, permitindo que a estrutura seja exposta em toda a sua plenitude, mostrando um acabamento atraente. Por outro lado, a sua utilização resente um custo elevado quando comparado a outras formas de proteção.



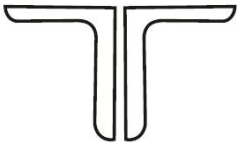
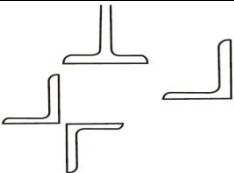
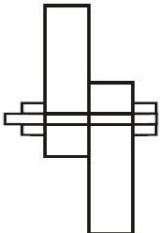
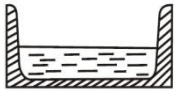
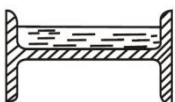
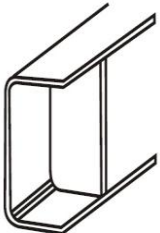
Figura 4. 86 Exemplo de aplicação de tintas intumescentes

4.5.4. PROTEÇÃO DOS ELEMENTOS METÁLICOS CONTRA A AÇÃO DA CORROSÃO

A corrosão é um processo químico através do qual as propriedades do aço se deterioram quando interage com o ambiente, através da presença de humidade, oxigénio e matérias poluentes existentes no meio ambiente. O processamento da corrosão baseia-se num mecanismo eletroquímico, envolvendo diversos fatores envolventes à estrutura, levando a diferentes tipos de corrosão. Cada tipo de corrosão necessita de um tratamento específico em função do ambiente em que se encontra e que causou este fenómeno, sendo por isso um tema bastante complexo e que envolve diversas variáveis que não se enquadram no contexto deste trabalho. Deste modo, irão apenas ser apresentadas simplificada e medidas de prevenção e tratamentos de proteção aplicáveis em estruturas metálicas para minorar este fenómeno.

(Pannoni;2004) defende que na execução de estruturas metálicas devem ser promovidas formas simples e disposições construtivas que não permitam a existência de vazios entre elementos metálicos, cujo acesso e manutenção sejam difíceis de executar, no sentido de não ocorrerem depósitos de água e compostos que possam acelerar o processo de corrosão do aço. Na *Tabela 4.4* são expostas disposições construtivas recomendadas e aplicáveis no enquadramento deste trabalho para evitar este fenómeno. É importante acrescentar que algumas soluções apresentadas poderão não ser aplicadas em estruturas mistas madeira-aço, essencialmente as que envolvam a soldadura de perfis metálicos na imediação de peças de madeira devido à suscetibilidade de combustão deste material.

Tabela 4.4 Descrição de pormenores construtivos propícios ao fenómeno de corrosão e respetivas soluções (Pannoni;2004)

Descrição do problema	Esquema representativo	Descrição da solução	Esquema representativo
Acumulação de humidade e sujidade no vazio entre os dois perfis		Utilização de perfis com outra geometria	
Penetração de humidade no espaço entre os dois perfis		Utilização de cordões de soldadura na ligação entre os dois perfis	
Acumulação de água e sujidade	 	Adotar disposições construtivas e perfis que evitem a acumulação de água e sujidade	 
Retenção de água na concavidade do perfil		Adotar disposições construtivas que evitem a retenção de água	
Chapa metálica transversal impede a drenagem		Adotar chapa metálica com entradas que possibilitem a drenagem	

Naturalmente a simples adoção destes pormenores construtivos em obra não previne na totalidade o desenvolvimento da corrosão nos elementos metálicos, sendo portanto recomendável recorrer a outro tipo de soluções como complemento. É importante ter em conta que os elementos metálicos existentes nas estruturas mistas madeira-aço contempladas neste trabalho encontram-se numa situação de risco elevado à ocorrência de fenómenos de corrosão, devido ao contacto direto com a madeira e humidade que este material retém. No sentido de acautelar este fenómeno, a adoção de metais inoxidáveis, tanto para perfis como para ligadores, é uma solução que apresenta resultados satisfatórios porém acarreta custos bastante elevados. A resistência destes aços à corrosão está relacionada com a sua capacidade

de desenvolver uma película de óxido passiva na presença de oxigénio ou outras substâncias oxidantes.

Outra solução possível é a aplicação de tintas superficiais no perfil de aço corrente, realizando previamente uma preparação e limpeza da superfície. A necessidade do grau mínimo de limpeza superficial varia de acordo com o tipo de tinta a ser aplicada e com as condições a que estas ficarão expostas. (Pannoni;2004) refere que as tintas são compostas, de um modo geral, por pigmentos dispersos em resina, solubilizada numa mistura de solventes. Os pigmentos existentes têm características químicas que neutralizam os compostos ácidos, conferem proteção catódica ao substrato do aço, protegem localmente a superfície pela precipitação de cromatos de ferro e atuam como barreira à difusão de espécies agressivas, como água e oxigénio. A classificação destas tintas varia em função do tipo de resina empregada ou pigmento utilizado, destacando-se as seguintes:

- *Alquídicas*: Conhecidas como esmaltes sintéticos; Não resistem ao molhamento constante ou à imersão em água;
- *Epoxídicas*: Tintas bicomponentes de secagem ao ar; Não são indicadas para a exposição a intempéries;
- *Poliuretânicas*: Bastante resistentes a intempéries, sendo indicadas para acabamento em estruturas exteriores;
- *Acrílicas*: Tinta monocomponentes à base de solventes orgânicos ou de água; Indicadas para pintura de acabamento e bastante resistentes à ação do sol.

5

Modelo de Cálculo para Estruturas Mistas Madeira-Aço

5.1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento de estruturas mistas madeira-aço através de um modelo de cálculo analítico já foi abordado por diversos autores ao longo dos últimos anos, tendo na sua generalidade divergido sobre a vertente em que foi aprofundado. Existem poucos trabalhos científicos e ensaios experimentais que verifiquem a capacidade deste sistema estrutural e o comportamento da ligação mecânica que promove o funcionamento em conjunto. Se por um lado é possível calcular a capacidade resistente de um ligador mecânico a efetuar a conexão entre uma peça madeira e um elemento (ou mais) de aço com segurança, essencialmente através da Teoria de Johansen, em contraponto a influência que este parâmetro tem na rigidez da estrutura composta, tanto em E.L.U. como E.L.S., apresenta ainda bastantes incertezas.

Esta situação é totalmente distinta da existente com as estruturas mistas madeira-betão, essencialmente lajes madeira-betão, onde o seu estudo, aplicabilidade e comportamento, se encontra bastante desenvolvido e em posição de ser aplicada em prática com um grau de segurança e certeza bastante elevado.

O uso de resinas a efetuar a ligação entre estes dois materiais, essencialmente epoxy, tem sido também alvo de diversas investigações ao longo dos últimos anos. O uso desta técnica promove, em teoria, um comportamento rígido da ligação colada, não ocorrendo deslizamentos entre os dois materiais. Esta ligação e situação apresenta-se assim como “perfeita”, evitando a necessidade de quantificar os deslocamentos relativos existentes que ocorrem na estrutura quando solicitada, bem como originando o aproveitamento máximo das capacidades dos dois materiais em conjunto. O dimensionamento destes sistemas perante estas condições torna-se extremamente simples (Branco;Cruz;2002), sendo possível aplicar a hipótese de Bernoulli, homogeneizando a seção num material e obtendo diretamente os esforços e deformações da seção, sendo suficiente a aplicação de equações básicas da resistência dos materiais.

Como já foi enunciado ao longo deste trabalho, este procedimento incorre ainda em algumas incertezas relativamente à permanência deste comportamento ao longo do tempo de vida da estrutura. A influência que a ação do fogo tem nos materiais compósitos, bem como a garantia de inalterabilidade das mesmas condições em E.L.S., somando o desconhecimento que o efeito da corrosão do aço tem na aderência entre os materiais, levam a que o emprego desta técnica não tenha sido ainda aceite na sua totalidade por todos os intervenientes envolventes na construção. Deste modo,

e como já foi também enunciado ao longo desta dissertação, neste trabalho será tido em conta o dimensionamento destes sistemas mistos apenas através de ligadores mecânicos.

No trabalho de Francisco Martitegui Arriaga (Arriaga et al.;2002) é apresentado um modelo de cálculo para reforço de estruturas de madeira através da colocação de reforços no interior da seção, conectados através de resinas ou colas. Deste modo, é admitida a existência de uma ligação perfeita entre os dois materiais devido à ação destes ligadores, não sendo então necessário quantificar a parcela relativa ao deslizamento relativo entre os elementos. O modelo de cálculo proposto por este autor baseia-se no dimensionamento do número de placas de um material de reforço, aço ou materiais compósitos, necessárias a colocar no interior da seção de modo a oferecer uma resistência igual à da seção de madeira original, substituindo assim a sua função mecânica. Deste modo, a parcela de madeira existente encontra-se desaproveitada, recaindo também numa solução mais dispendiosa.

O uso dos “tradicionais” ligadores mecânicos (parafusos, parafusos de porca, cavilhas, etc.) a efetuar a ligação entre as duas peças promove, pelo contrário, uma ligação semi-rígida entre os materiais. O comportamento misto da seção é então assegurado por estes elementos, garantindo que as duas peças funcionam em conjunto, apesar da ocorrência de deslizamentos entre os materiais, tanto verticais como horizontais, em função da disposição das placas de reforço e respetivos conetores. A seção composta deixa então de ser plana devido ao aparecimento de pequenos deslizamentos entre os dois materiais, sendo então necessário quantificar o escorregamento, através de um coeficiente função entre o escorregamento e a força que o origina, aproximando o modelo ao comportamento real da estrutura. O dimensionamento da ligação passará a ter em conta esta situação, sendo assim a carga aplicada em cada conector função deste deslocamento, devendo ser dispostos de maneira a diminuir os efeitos destes deslocamentos relativos, proporcionando um comportamento mais eficaz da estrutura mista.

Massimo Mariani propõem outra metodologia de cálculo para este tipo de reforço através de elementos em aço, admitindo a ligação entre os dois materiais por ligadores mecânicos e também pela colocação de resinas epoxy (Mariani;2004). O dimensionamento da placa de reforço é realizado de uma forma semelhante à apresentada em (Arriaga et. al;2002), não tendo também em conta a capacidade resistente da seção de madeira, dimensionando os perfis metálicos unicamente através do seu momento plástico resistente. Trata-se então de uma metodologia que admite a substituição da capacidade resistente da madeira pela do elemento de reforço, originando mais uma vez um desaproveitamento da capacidade resistente deste material. Relativamente ao dimensionamento dos elementos de ligação da seção, e devido à presença em simultâneo de resinas e conetores mecânicos, este autor não admite a existência de deslocamentos relativos entre os dois materiais. Deste modo, simplifica o modelo de cálculo admitindo um dimensionamento da ligação apenas em função das cargas aplicadas nos conetores, assemelhando-se a um modelo de estruturas metálicas. Apesar de se tratar de um processo de cálculo seguro, acautelando os deslizamentos possíveis através da colocação de resinas, simplificando ao mesmo tempo o modelo de cálculo, acaba por ser uma metodologia que não explora na totalidade as capacidades mecânicas dos dois tipos de ligações presentes na estrutura mista, originando o desaproveitamento destes materiais.

Em função do que foi exposto nos últimos parágrafos é possível concluir que nenhum dos dois modelos de cálculo enunciados apresenta soluções que se enquadrem na totalidade numa operação de reabilitação. Apesar de não se tratar de soluções que impliquem uma substituição física dos elementos degradados, a função mecânica destes irá ser desprezada, originando uma substituição mecânica. Esta situação leva à colocação de soluções com uma capacidade resistente maior, logo de maior porte, realizando assim operações mais intrusivas. Neste sentido, (ICOMOS;2004) defende que as operações de reabilitação se devem limitar a uma intervenção mínima que garanta a segurança e a durabilidade, com a menor intrusividade possível, concluindo que a reparação é sempre preferível à substituição.

5.2. APRESENTAÇÃO GERAL DO MODELO

No sentido contrário aos modelos de cálculo enunciados no subcapítulo anterior, resumidamente apresentados por (Arriaga et al.;2002) e (Mariani;2004), neste trabalho é realizada uma proposta de adaptação do modelo de cálculo presente no Eurocódigo 5 – “*Mechanically jointed beams*” (CEN;2004a) para reforço local de vigas de madeira à flexão com elementos em aço ligados mecanicamente.

O objetivo da metodologia de cálculo proposta é de aliar a capacidade resistente e rigidez que a peça de madeira contém, às capacidades mecânicas do novo material acrescentado à seção, o aço. Os dois materiais estarão conectados por meio de ligadores mecânicos que irão promover o seu comportamento conjunto, permitindo conhecer a influência que têm na rigidez da estrutura em E.L.U. e E.L.S., e dimensioná-los em função da solicitação a que a estrutura estará sujeita.

O modelo de cálculo realizado é exposto, simplificado, numa folha de cálculo realizada em *Microsoft Excel*, com extensão *.xlsx*, passível de ser interpretada por qualquer interveniente de projeto. Neste documento é contemplada uma sequência de cálculos que, após serem inseridas as dimensões, classes de resistência, serviço e duração de ações da madeira constituinte da viga, bem como as características das cargas a que está sujeita, é possível determinar a capacidade de resistência da seção, além da verificação de segurança em E.L.U. e E.L.S.

Em função do resultado desta verificação, é possível concluir acerca da necessidade de intervir num pavimento de madeira. Segundo (ICOMOS;2004), a avaliação de segurança é um passo essencial no processo de reabilitação pois é nesta fase que são tomadas as decisões sobre a necessidade e extensão das medidas de intervenção. Assim, e em função da necessidade de intervenção, é dada a hipótese ao utilizador de decidir pela extensão do reforço que pretende colocar na viga: no caso em que não é garantida a segurança de E.L.U. em flexão, é exposto o comprimento mínimo necessário para que esta verificação seja cumprida; no caso contrário, é dada a hipótese de escolher pela distância de reforço pretendida.

Seguidamente são expostas duas soluções distintas de reforço com elementos em aço (*Figura 5.1 e 5.2*), já apresentadas no capítulo anterior. O utilizador poderá optar pela espessura da chapas que pretende colocar, bem como a classe de resistência do aço e dos ligadores mecânicos, e o respetivo diâmetro. É também calculada a resistência da ligação mecânica, através da Teoria de Johansen, no sentido de responder à solicitação que lhe é imposta, promovendo ao mesmo tempo a conexão entre os dois materiais. À medida que estes parâmetros de resistência do reforço são alterados, é exposto o fator de segurança correspondente da estrutura mista, sendo assim possível controlar o ganho de segurança com que se dota a seção transversal.



Figura 5.1 e 5.2 À esquerda, reforço através de chapa metálica na face inferior; À direita, reforço através de chapas metálicas colocadas lateralmente até metade da altura da viga

É importante ter em conta que o modelo de cálculo proposto apenas contempla um reforço da viga à flexão, sendo esta simplesmente apoiada e submetida a carga uniformemente distribuída. Deste modo, não irá precaver outras verificações em E.L.U. que não tenham sido cumpridas: esforço transversal, bambeamento e compressão perpendicular ao fio, sendo necessário, caso se verifique, recorrer a outra intervenção para acautelar estas situações de insegurança.

O pressuposto descrito no parágrafo anterior é uma das limitações do modelo que irá ser apresentado. Este modelo de cálculo para reforço local de vigas de madeira só apresenta resultados satisfatórios no caso de apenas a verificação da segurança à flexão não ser cumprida, procedendo assim ao seu reforço, com a garantia da segurança em E.L.U. relativamente aos outros esforços. A adaptação deste modelo para reforço da estrutura para fazer face a solicitações de esforço transversal é também passível de ser realizada, dimensionando igualmente a espessura de aço e ligadores necessários. Porém, este processo não irá ser contemplado no presente trabalho, remetendo-se este tema para possíveis trabalhos futuros.

Do mesmo modo, é também importante que a viga de madeira não se encontre demasiadamente degradada, pois em ambas as soluções de reforço propostas este elemento irá ter uma importante função resistente, essencialmente de compressão. Caso contrário, a espessura de reforço necessária para que a estrutura mista apresente um comportamento satisfatório atingirá valores muito elevados, tornando-se uma solução mais intrusiva e desaproprada.

Para terminar, é também importante referir o contributo que os documentos científicos realizados sobre estruturas mistas madeira-betão deram para a realização deste trabalho, tendo servido como ponto de partida para o modelo de cálculo e para um melhor entendimento do exposto no EC5. Destaca-se os trabalhos de Ario Ceccotti, tanto no livro *Timber Engineering* (Thelandersson;Larse;2003) como em (Ceccotti;2002), e a nível nacional o de Jorge Branco e Paulo Cruz (Branco;Cruz;2002), bem como a dissertação de Mestrado realizada na FEUP por Luís Cardoso (Cardoso;2010), que realizou igualmente uma folha de cálculo para dimensionamento desta solução.

5.3. REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL

5.3.1. INTRODUÇÃO

Como foi descrito no subcapítulo anterior, vai ser realizada uma folha de cálculo onde irá ser verificada a segurança de um pavimento em madeira em relação ao E.L.U e E.L.S., bem como o dimensionamento de um reforço metálico para acautelar estas condições no caso de não serem cumpridas.

No sentido de concluir sobre a necessidade de intervenção num pavimento em madeira, irá ser realizada neste capítulo uma abordagem à verificação dos Estados Limite Últimos (ELU) e de Utilização (ELS) preconizados pelo Eurocódigo 5 (CEN;2004a).

Em função da opção pela intervenção na estrutura, é também indispensável conhecer as especificações relativas às estruturas metálicas inerentes ao seu dimensionamento abordadas no Eurocódigo 3 (CEN;2010).

Por último refere-se que as combinações de ações e respetivas cargas a que a estrutura estará sujeita, de acordo com a regulamentação aplicável – Eurocódigo 0 (CEN;2009a) e Eurocódigo 1 (CEN;2009b), encontram-se definidas no *Anexo A* e *Anexo B*, respetivamente, deste trabalho.

5.3.2. EUROCÓDIGO 5

5.3.2.1. Introdução

A verificação de segurança de estruturas de madeira segundo o EC 5 recorre à verificação aos estadoslimite últimos de segurança e utilização, em função das combinações de ações e respetivas cargas já definidas anteriormente, permitindo assim concluir acerca da necessidade de intervenção. A *Figura 5.3* ilustra a metodologia correntemente seguida no cálculo de estruturas de madeira (Negrão;Faria;2009) que irá ser seguida ao longo das verificações que se irão fazer.

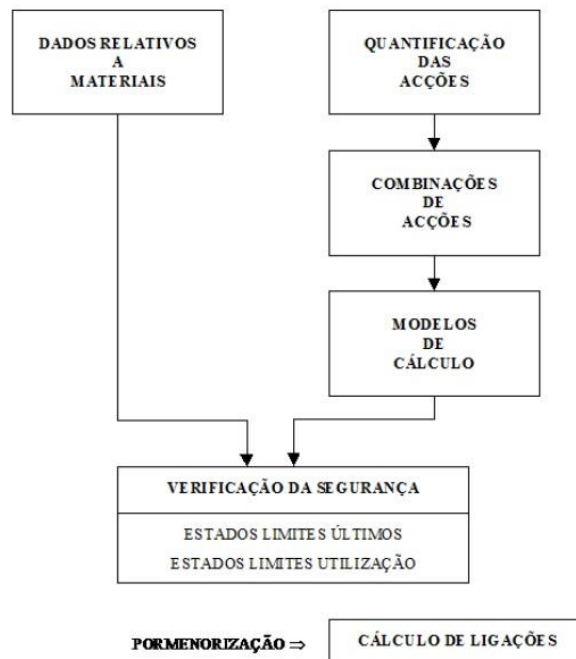


Figura 5. 3 Metodologia de cálculo de estruturas de madeira (Negrão;Faria;2009)

(Dias;2008) refere que a verificação de segurança ao E.L.U. de pavimentos de madeira deve ser realizada, na maioria dos casos, para as situações a ser descritas seguidamente, efetuando as verificações necessárias para comprovar a validade da condição $S_d < R_d$, em que S_d é o valor de cálculo de um esforço ou conjunto de esforços combinados atuantes e R_d o valor de cálculo do esforço resistente correspondente. Assim, as verificações de segurança ao E.L.U. devem-se realizar para:

- Flexão simples;
- Risco de instabilidade lateral-torsional ou bambeamento;
- Corte;
- Compressão perpendicular ao fio;
- Torção.

Quanto às verificações em E.L.S., é necessário fazer as verificações para as seguintes situações:

- Deformação
- Vibração

5.3.2.2. Classes de serviço

A variabilidade da resistência e rigidez da madeira com o teor em água e humidade relativa do ar a que está submetida no tempo de vida útil da estrutura é definida pelas classes de serviço. As propriedades resistentes da madeira apresentam os valores máximos quando o teor em humidade é bastante reduzido. Em contrapartida, à medida que o teor em humidade aumenta, a resistência é reduzida até atingir o mínimo quando se alcança o Ponto de Saturação das fibras (PSF), já definido no Capítulo 2 (Porteous;Kermani;2007). No sentido de ter em conta este efeito no dimensionamento, são definidas no EC5 três classes de serviço (EC5 2.3.1.3):

- *Classe de serviço 1:* Caracterizada por um teor em água dos materiais corresponde ao teor em água de equilíbrio para um ambiente caracterizado por uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa do ar ambiente excedendo 65% somente durante algumas semanas por ano. Para a grande maioria das madeiras Resinosas, o valor médio do teor de água de equilíbrio não deverá exceder 12%. Tratando-se os pavimentos de madeira de elementos interiores, é então possível incluí-los nesta classe de serviço na maioria dos casos.
- *Classe de serviço 2:* Caracterizada por um teor de água dos materiais correspondente ao teor de água de equilíbrio para um ambiente caracterizado por uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa do ar ambiente excedendo 85% somente durante algumas semanas por ano. O valor médio do teor de água de equilíbrio para a maior parte das Resinosas não excederá 20%.
- *Classe de serviço 3:* Caracterizada por condições climáticas conduzindo a valores do teor de água dos materiais superiores aos que se verificam na classe de serviço 2.

No capítulo 3, em 3.2.3.4, foram definidas as classes de risco da madeira, enquadrando a durabilidade deste material, com o teor em humidade e respetiva suscetibilidade ao ataque por agentes bióticos. (Negrão;Faria;2009) refere que as classes de serviço 1, 2 e 3 apresentadas correspondem sensivelmente às classes de risco 1, 2 e 3, igualmente, sendo que o EC5 não se aplica a estruturas sujeitas às classes de risco 4 ou 5.

5.3.2.3. Classes de duração das ações

A duração do carregamento a que uma estrutura de madeira está sujeito influencia diretamente as suas propriedades resistentes. Quando sujeita a carregamentos com um período longo de atuação, a resistência mecânica deste material reduz significativamente. Segundo (Dias;2008), a madeira quando

submetida a tensões elevadas sujeita-se a um processo de fluência, sendo a velocidade de aumento da deformação praticamente proporcional ao estado de tensão instalado, sendo que o módulo de elasticidade não é alterado com o decorrer do tempo.

O EC5 estabelece classes de duração (EC5 2.3.1.2) de forma a criar uma base comum para o dimensionamento, enunciadas na *Tabela 5.1*:

Tabela 5. 1 Classe de Durações das Ações (CEN;2004a)

Classe de Duração das Ações	Período de Atuação	Exemplo
Permanente	> 10 anos	Peso próprio, divisórias
Longa Duração	6 meses a 10 anos	Mobiliário, Produtos armazenados
Média Duração	1 semana a 6 meses	Sobrecarga uso, neve
Curta Duração	Menos de 1 semana	Neve, vento
Instantânea	Instantânea	Sismo, ações acidentais

No caso específico dos pavimentos, as ações permanentes a que a estrutura está sujeita são os pesos próprios das vigas, tarugos, soalhos e outros elementos que se encontrem apoiado no pavimento com carácter permanente, como por exemplo tetos. As sobrecargas de utilização regulamentares encontram-se no *Anexo B*.

5.3.2.4. Fator de modificação (k_{mod})

A perda de resistência da madeira com a duração da carga, devido à ocorrência do fenómeno de fluência, é prevista pelo EC5 através de um fator k_{mod} , baseado em inúmeros ensaios experimentais. Este valor tem em consideração o tempo de atuação das ações e o ambiente de serviço e é extremamente importante no dimensionamento de estruturas de madeira, podendo reduzir até 50% a capacidade resistente dos elementos.

Os valores de k_{mod} previstos no EC5 são assim apresentados na seguinte tabela:

Tabela 5. 2 Valores de k_{mod} (CEN;2004a)

Material	Norma	Classe de Serviço	Classe de duração das ações				
			Permanentes	Longa duração	Média duração	Curta duração	Instantânea
Madeira Maciça	EN 14081-1 (seções retangulares)	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,10
		2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,10
		3	0,5	0,55	0,65	0,70	0,90

5.3.2.5. Fator de efeito de volume (k_h)

Este fator tem como função ajustar a resistência característica à flexão e/ou a resistência à tração paralela ao fio, no sentido de ter em conta o efeito do tamanho do elemento quando é inferior às dimensões de referência preconizadas no EC5. Assim, para alturas de seção transversal em flexão ou

larguras em tração paralela ao fio inferiores a 150 mm, os valores característicos $f_{m,k}$ e $f_{t,o,k}$ podem ser multiplicados pelo fator k_h , definido como:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0.2}, 1,3 \right\}, \quad (5.1)$$

com h em mm, para a altura em flexão ou a largura em tração.

5.3.2.6. Fator de resistência do sistema (k_{sys})

No caso de um sistema construtivo em que exista distribuição de carga continuamente, formado por vários elementos iguais, uniformemente espaçados, unidos transversalmente por uma estrutura secundária, o EC5 admite um aumento das resistências de cálculo dos elementos de madeira. Este é o caso dos pavimentos que se encontram unidos transversalmente por tarugos e pelo soalho que além, de contraventar os elementos do pavimento, permite distribuir a carga aplicada para os elementos construtivos vizinhos. Nesta situação, o EC5 permite aumentar a resistência de cálculo dos elementos através da multiplicação por um fator k_{sys} . Segundo (Dias;2008), este incremento de resistência explica-se pelo trabalho solidário das peças mais rígidas, devido à distribuição transversal da carga através da estrutura secundária.

(Negrão;Faria;2009) acrescenta que este fator tem em conta o efeito bidimensional proporcionado pelos elementos transversais, desde que capazes de desenvolver momentos transversais por deformação pelo pavimento. Para tal, é necessário que cada elemento do sistema de repartição de esforços (tarugos, soalho) seja contínuo em pelo menos dois vãos, sendo as juntas desfasadas. Em pavimentos com aplicação direta das tábuas de soalho sobre as vigas principais, caso corrente em grande parte dos pavimentos antigos em madeira, deverá verificar-se se a rigidez das tábuas é suficiente para cumprir o requisito de repartição de cargas.

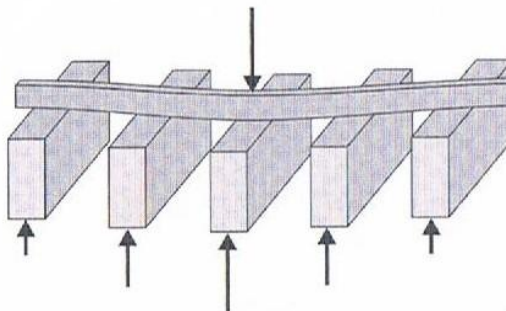


Figura 5.4 Exemplo de mobilização de carga sobre elementos vizinhos (Negrão;Faria;2009)

Caso se estabeleçam os requisitos relativos à possibilidade de repartição de cargas, o fator k_{sys} deverá ser tomado com o valor de 1,1. Assim, admitir-se-á que os elementos secundários do pavimento (soalho e tarugos) permitem essa distribuição transversal de cargas.

5.3.2.7. Método dos coeficientes parciais

5.3.2.7.1. Valor de cálculo de uma propriedade

O valor de cálculo X_d de uma propriedade de resistência deve ser calculado de acordo com a seguinte expressão (5.2), sendo que γ_m toma o valor de 1,3 para madeira maciça.

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (5.2)$$

O valor de cálculo de uma propriedade de rigidez de um elemento E_d ou G_d deve ser calculado segundo:

$$E_d = \frac{E_{mean}}{\gamma_M} \quad (5.3)$$

$$G_d = \frac{G_{mean}}{\gamma_M} \quad (5.4)$$

5.3.2.7.2. Valor de cálculo das resistências

O valor de cálculo R_d de uma resistência (capacidade resistente) deve ser calculado de acordo com (5.5):

$$R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (5.5)$$

5.3.2.8. Verificações de segurança em Estado Limite Último

5.3.2.8.1 Noções gerais

Na verificação de segurança em relação ao estado limite último de resistência é necessário realizar uma análise elástica linear de primeira ordem, sendo que a distribuição dos esforços nos elementos estruturais é afetada pela distribuição de rigidez na estrutura. Deste modo, os valores médios finais do módulo de elasticidade, $E_{mean,fin}$, do módulo de distorção, $G_{mean,fin}$ e do módulo de deslizamento, $K_{ser,fin}$, deverão ser calculados a partir das seguintes expressões:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad (5.6)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad (5.7)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad (5.8)$$

O parâmetro k_{def} é um fator que tem em conta a deformação por fluência e a classe de serviço pertinente do elemento de madeira em questão. Os valores que este fator pode tomar para madeira maciça são apresentados na *Tabela 5.3*.

Tabela 5. 3 Valores de k_{def} (CEN;2004a)

Material	Norma	Classe de serviço		
		1	2	3
Madeira maciça	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00

5.3.2.8.2 Flexão simples

Apesar de as estruturas de madeira apresentarem uma boa capacidade mecânica para suportar esforços de tração e compressão, como já foi explícito no Capítulo 2, a plenitude do potencial deste material é relevada em vigas e peças fletidas. A verificação de segurança destes elementos é realizada admitindo um modelo constitutivo linear elástico, desde que a tensão limite de proporcionalidade não seja atingida em nenhuma fibra (Negrão;Faria;2009) (Dias;2008).

De acordo com o Eurocódigo 5 (CEN;2004a), o valor máximo da tensão de flexão atuante deve cumprir o seguinte critério:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{I} \cdot y \leq f_{m,d} \quad (5.9)$$

onde M_{Ed} é o valor de cálculo do momento-fletor máximo atuante na viga, I o momento de inércia segundo o eixo em que o momento é aplicado, y a distância medida na perpendicular do eixo através do qual o momento de inércia é calculado até a fibra da seção e $f_{m,d}$ o valor de cálculo da tensão resistente de flexão.

O valor de cálculo da tensão resistente de flexão de uma peça de madeira obtém-se através da afetação do seu valor característico de flexão pelos seguintes fatores, já definidos anteriormente, aplicáveis em função das características da estrutura:

$$f_{m,d} = k_{sys} \cdot k_h \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} \quad (5.10)$$

De acordo com (Dias;2008) e (Pfeil;2004), as vigas de seção circular, muito comuns em pavimentos de edifícios antigos, apresentam módulos de resistência aproximadamente iguais aos de vigas quadradas de área equivalente. Deste modo, é possível verificar a segurança deste elementos admitindo-os com um lado quadrado equivalente, obtido em função do diâmetro da seção através da seguinte expressão:

$$h = 0.886 \cdot d \quad (5.11)$$

onde d é o diâmetro da viga circular e h o lado da seção quadrada equivalente.

5.3.2.8.3 Instabilidade lateral-torsional

Segundo (Pfeil;Pfeil;2003), as vigas de madeira altas e esbeltas podem apresentar o fenómeno de bambeamento, um tipo de instabilidade na qual a viga perde o equilíbrio no plano principal de flexão (em geral vertical) e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotação de torção. Genericamente, pode entender-se este fenómeno como o de encurvadura do banzo comprimido da viga no seu plano transversal, segundo o qual a força de contraventamento mobilizável é pequena (Negrão;Faria;2004).

A metodologia de verificação de segurança perante este fenómeno preconizada no Eurocódigo 5 (CEN;2004a) baseia-se na afetação do valor de cálculo da resistência de flexão da madeira por um fator k_{crit} . A Figura 5.5 apresenta a metodologia de cálculo a realizar-se com a intuito de efetuar esta verificação de segurança e que irá se pormenorizada seguidamente.

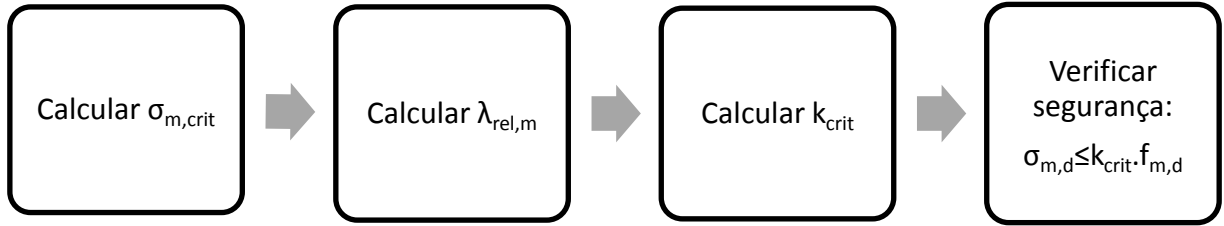


Figura 5.5 Procedimento de verificação de segurança ao bambeamento

O cálculo da tensão crítica de instabilidade por bambeamento ($\sigma_{m,crit}$) é efetuado em função do momento crítico da viga em questão, caracterizado como o valor do momento fletor máximo para o qual a viga entra em bambeamento. Para a situação de uma viga simplesmente apoiada sob a ação de um momento uniforme, o valor de M_{crit} é dado pela seguinte expressão:

$$M_{crit} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{L} \quad (5.12)$$

onde $E_{0,05}$ é o valor característico do módulo de elasticidade, $G_{0,05}$ é o valor característico do módulo de distorção, I_z o momento de inércia segundo o eixo fraco, I_{tor} o momento de inércia torsional e L o comprimento da viga. O valor da tensão crítica para a gama de dimensões habituais de seções retangulares de madeira e considerando $E_{0,05}/G_{0,05}=16$ como é estabelecido pela normalização, pode então ser obtido simplifadamente através da seguinte expressão (Negrão;Faria;2004):

$$\sigma_{m,crit} = 0,78 \cdot \frac{E_{0,05} b^2}{h \cdot l_{ef}} \quad (5.13)$$

onde b é o valor da base da seção, h a altura e l_{ef} o comprimento efetivo de bambeamento, função do tipo de carregamento aplicado e das condições de apoio. Este valor é dado pela afetação do comprimento real do elemento por um fator m , apresentando simplifadamente na seguinte *Tabela 5.4*.

Seguidamente, a esbelteza relativa em flexão, $\lambda_{rel,m}$, deverá ser calculada através da seguinte expressão:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (5.14)$$

Por último, o valor de k_{crit} é obtido a partir das seguintes equações:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - 0.75 * \lambda_{rel,m} & 0.75 \leq \lambda_{rel,m} \leq 1.40 \\ \frac{1}{(\lambda_{rel,m})^2} & \lambda_{rel,m} \geq 1.40 \end{cases} \quad (5.15)$$

Tabela 5.4 Valores para m adaptados de (CEN;2004)

Tipo de viga	Carregamento	$m=I_{ef}/I$
Simplesmente apoiada	Momento constante	1.0
	Carga uniformemente distribuída	0.9
	Força concentrada aplicada a meio vão	0.8
Consola	Carga uniformemente distribuída	0.5
	Força concentrada aplicada na extremidade	0.8

Nota: O rácio I_{ef}/I é válido para uma viga com a rotação de torção restringida nos apoios e com a carga aplicada na linha definida pelos centros geométricos das seções. Se a carga for aplicada na face superior, I_{ef} deverá ser aumentado de $2.h$, devendo ser reduzido de $0.5.h$ para uma carga suspensa da face inferior

Para seções que apresentem uma esbelteza relativa bastante reduzida, o caso de vigas quadradas ou de pequeno vão, não haverá ocorrência de bambeamento antes do esgotamento da resistência à flexão da seção, apresentando o fator k_{crit} o valor unitário. É importante acrescentar que a situação é idêntica no caso de vigas com seção circular, não apresentando problemas de instabilidade lateral-torsional.

Como já foi enunciado anteriormente, era uma prática comum nos pavimentos antigos em madeira a colocação de pequenas vigas transversalmente ao vigamento principal de comprimento igual ao espaçamento livre entre estas, no caso de se apresentarem com uma seção quadrada e com comprimentos elevados. Estes troços de madeira colocados, vulgarmente denominados por tarugos, têm como função travar a potencialidade das vigas se deslocarem lateralmente quando sujeitas à ação de cargas, levando à ocorrência de bambeamento. Deste modo, obtém-se uma redução da seção das vigas dos pavimentos, levando-as a trabalhar em conjunto (Dias;2008).

(Negrão;Faria;2009) acrescenta que o impedimento da rotação torsional nos apoios das vigas se apresenta como outra medida de mitigação do risco de bambeamento. Em pavimentos antigos da construção tradicional, esta medida é geralmente garantida pela inserção das vigas nas paredes de alvenaria.

O Eurocódigo 5 (CEN;2004a) especifica que na situação do banzo comprimido, geralmente a face superior no caso de vigas de pavimento sujeitas a ações gravíticas, se encontrar travado a todo o comprimento e a rotação torsional dos apoios estiver impedida, o valor de k_{crit} se pode admitir igual à unidade, sendo assim dispensada a verificação de segurança ao risco de instabilidade lateral-torsional. Deste modo, e no caso de se dar a conjugação das duas situações enumeradas nos parágrafos anteriores, é possível dispensar-se a verificação de segurança ao bambeamento, admitindo k_{crit} igual à unidade.

5.3.2.8.4 Corte

Em pavimentos de madeira os esforços de corte apresentam geralmente o valor máximo na zona dos apoios da vigas, sendo portanto o local mais suscetível de ocorrência de rotura através do corte das fibras.

O critério de verificação de segurança ao corte presente no Eurocódigo 5 (CEN;2004a) limita o valor de cálculo da tensão atuante de corte ao valor de cálculo da resistência ao corte da madeira, de acordo com a seguinte equação:

$$\tau_d \leq f_{v,d} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{v,g,k} \quad (5.16)$$

Devido à natureza frágil da rotura por corte da madeira, não havendo lugar à plastificação da seção, o valor de τ_d pode ser obtido através da equação clássica da Resistência dos Materiais. Para o caso de seções retangulares, o valor máximo da tensão tangencial é obtido através da seguinte formulação:

$$\tau_{d,máx} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{b \cdot h} \quad (5.17)$$

sendo V o valor máximo do esforço transversal.

De acordo com (Negrao;Faria;2009), a Emenda EN1995-1-1:2007/A1 estabelece que no caso de peças à flexão, deve ser considerada uma largura reduzida da seção resistente para levar em conta o efeito das fendas. Deste modo,

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b \quad (5.18)$$

com k_{cr} a tomar o valor de 0,67 para madeira maciça. Este procedimento corresponde a afetar a resistência ao corte, estabelecida em (5.16), por o fator redutor k_{cr} .

5.3.2.8.5 Compressão perpendicular ao fio

A madeira encontra-se no seu estado natural, enquanto árvore, predominantemente sujeita a tensões de compressão da direção paralela ao fio, resultante dos esforços provocados pelo peso próprio da árvore. Deste modo, a morfologia constituinte do material foi moldada no sentido de dar resposta a esta solicitação, apresentando uma resistência elevada segundo estes parâmetros. Por outro lado, a resistência mecânica deste material na direção perpendicular ao fio apresenta-se bastante reduzida, sendo um dos fatores mais débeis deste material.

Em pavimentos de madeira a zona de apoio das vigas apresenta-se como o local onde este esforço toma os valores máximos, dando-se os danos por esmagamento transversal ou devido a cargas concentradas (Dias;2008).

A verificação pelo EC5 para elementos sujeitos a compressão perpendicular ao fio é realizada de acordo com a seguinte expressão:

$$\sigma_{c,90,d} = k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (5.19)$$

em que $\sigma_{c,90,d}$ é o valor de cálculo da tensão atuante de compressão na direção perpendicular ao fio, $f_{c,90,d}$ o valor de cálculo da tensão resistente de compressão perpendicular ao fio do elemento de madeira e $k_{c,90}$ um coeficiente de majoração da resistência que tem em conta a distribuição da carga, a possibilidade de deslizamento e o nível de deformação por compressão (Dias;2008). Este fator pode tomar valores entre 1,0 e 4,0, sendo calculado através da seguinte expressão no caso de apoios

extremos em vigas, sempre que a distância da extremidade do suporte à extremidade da viga (a) for inferior ou igual a ($h/3$) (Figura 5.6):

$$k_{c,90} = \left(2.38 - \frac{l}{250}\right) \left(1 + \frac{h}{12l}\right) \quad (5.20)$$

e no caso de apoios intermédios:

$$k_{c,90} = \left(2.38 - \frac{l}{250}\right) \left(1 + \frac{h}{6l}\right) \quad (5.21)$$

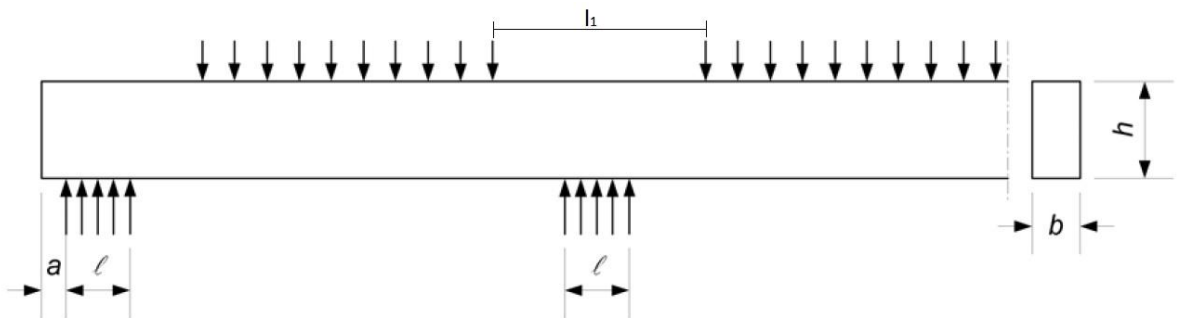


Figura 5. 6 Exemplo de viga apoiada sujeita a esforços de compressão na direção perpendicular ao fio (CEN;2004a)

O valor de cálculo da tensão atuante de compressão perpendicular ao fio é obtido através da equação:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (5.22)$$

sendo o valor de A_{ef} obtido através do prolongamento do comprimento carregado real de até 30mm para cada lado, com o máximo (por lado) dado pelo menor de a , l ou $l_1/2$ (Figura 5.6) (Negrão;Faria;2009).

5.3.2.8.6. Torção

Num elemento sujeito à torção são gerados esforços de corte ao longo da seção, sendo possível através da teoria da elasticidade, para seções sólidas, demonstrar que se encontra sujeito a um momento torsor. O EC5 preconiza a verificação da segurança de acordo com esta sollicitação em função da seguinte equação:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} f_{v,d} \quad (5.23)$$

na qual $\tau_{tor,d}$ é o valor de cálculo da tensão tangencial atuante de torsão, dada por (5.24) ou (5.25), $f_{v,d}$ é o valor de cálculo da resistência ao corte da madeira e k_{shape} um coeficiente de forma do tipo da seção, definido em (5.26). Assim, o valor de cálculo da tensão tangencial de torsão é dado pelas expressões da Resistência dos Materiais para seções sólidas do seguinte modo, para perfis retangulares e circulares, respetivamente:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{2 \cdot M_t}{\pi \cdot r^3} \quad (5.24)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{M_t}{\alpha \cdot h \cdot b^2} \quad (5.25)$$

sendo M_t o momento torsor atuante, r o raio da seção circular e α um coeficiente que tem em conta o quociente de h e b , de acordo com a Tabela 5.5:

Tabela 5.5 Valores do coeficiente α (Negrão;Faria;2009)

h/b	1	1.5	2	3	5	10	∞
α	0.208	0.231	0.246	0.267	0.292	0.312	0.333

Os valores que k_{shape} pode apresentar, em função das dimensões da seção transversal, são apresentados em (5.26):

$$k_{shape} = \begin{cases} 1.2 & \text{para seções circulares} \\ \min \left\{ 1 + 0.15 \frac{h}{b}, 2.0 \right\} & \text{para seções retangulares} \end{cases} \quad (5.26)$$

5.3.2.9. Verificações de segurança em Estado Limite de Utilização

5.3.2.9.1. Deformação

A madeira utilizada como material estrutural apresenta um valor de módulo de elasticidade relativamente baixo, situado para a grande maioria das espécies entre 7 e 16 GPa. Deste modo, a verificação das condições do estado limite de deformação apresenta-se como um situação relevante no dimensionamento destas estruturas e respetiva verificação de segurança, sendo muitas vezes um fator crítico no dimensionamento de peças em madeira.

Em função de fatores como o teor de água, duração de carga e nível de tensão aplicado, as estruturas em madeira apresentam acréscimos significativos de deformação ao longo do tempo (Faria;Negrão;2009). (Dias;2008) acrescenta que a deformação final existente numa peça de madeira pode atingir o dobro da deformação instantânea, se as condições ambientais e duração das ações assim o proporcionarem. Deste modo, na verificação de segurança em relação aos estados limite de utilização, no caso de a estrutura ser constituída por elementos com diferentes propriedades no tempo, os valores médios finais do módulo de elasticidade, $E_{mean,fin}$, do módulo de distorção, $G_{mean,fin}$, e do módulo de deslizamento, $K_{ser,fin}$, utilizados deverão ser obtidos de acordo com as seguintes expressões:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad (5.27)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + k_{def})} \quad (5.28)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})} \quad (5.29)$$

Segundo o EC5, a avaliação da segurança do estado limite de utilização em deformação contempla uma abordagem às deformações instantâneas e finais, sendo estas afetadas pelo efeito da fluência

através do coeficiente k_{def} , divididas também em deformações causadas por cargas permanentes e as resultantes por sobrecargas. Assim, para avaliar as deformações calcula-se em primeiro lugar a deformação instantânea u_{inst} , a partir das equações da Resistência dos Materiais (5.31) ou (5.32), sendo afetada seguidamente pelo coeficiente k_{def} para se obter a deformação final u_{fin} . Segundo (Negrão;Faria;2009) em regra, a deformação final será tanto maior quanto maior for o período de atuação da carga.

$$u_{fin} = u_{inst} \cdot (1 + k_{def}) \quad (5.30)$$

$$u_{inst} = \frac{F \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad (5.31)$$

para o caso de uma viga simplesmente apoiada com uma carga concentrada F aplicada a meio vão e

$$u_{inst} = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (5.32)$$

no caso de uma viga igualmente simplesmente apoiada solicitada por uma carga uniformemente distribuída p .

Os valores máximos de deformação para vigas simplesmente apoiadas aconselhados pelo EC5 (CEN;2004a) são expressos pelas seguintes expressões:

$$u_{q,inst} < \frac{l}{300} \quad (5.33)$$

$$u_{q,fin} < \frac{l}{200} \quad (5.34)$$

$$u_{net,fin} = \frac{l}{200} \quad (5.35)$$

em que $u_{q,inst}$ é a deformação instantânea devida às sobrecargas, $u_{q,fin}$ é a deformação final devida às sobrecargas e $u_{net,fin}$ é a deformação final aparente, medida em relação à linha definida pelos apoios da viga dado por (Branco;Cruz;2002):

$$u_{net,fin} = u_{g,fin} + u_{q,fin} - u_0 \quad (5.36)$$

onde $u_{g,fin}$ é a deformação final devida às cargas permanentes e u_0 é o valor da contraflecha, caso exista (Figura 5.7)

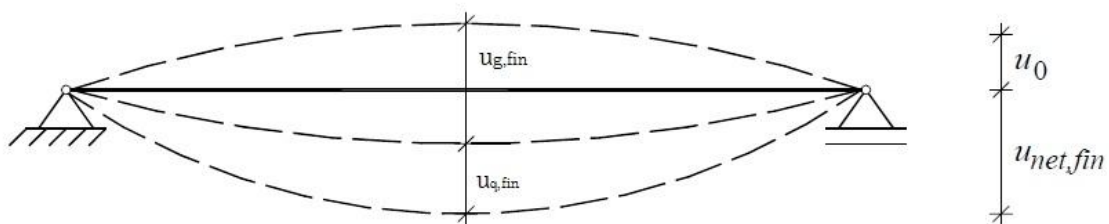


Figura 5. 7 Componentes da deformação a longo prazo

5.3.2.9.2. Vibração

Para pavimentos de habitações, a verificação de segurança ao estado limite de utilização de vibração preconizada no EC5 (CEN;2004a) tem como intuito principal limitar as vibrações originadas por atividade humana normal (passo), as quais são suscetíveis de causar desconforto e sensação de

insegurança aos ocupantes, bem como por em causa o seu funcionamento normal. Em (Thelandersson;Larsen;2003) são descritas três causas através das quais os utilizadores têm a percepção das vibração de baixa frequência existente em edifícios correntes:

- Aceleração causa forças no corpo humano sentidas pelos órgãos de equilíbrio;
- Indicações visuais, como por exemplo, movimento da estrutura relativamente a objetos fixos;
- Sinais audíveis, como por exemplo, estalar ou outro tipo de indicações perceptíveis ao ouvido humano devidas ao movimento da estrutura.

As regras contidas na regulamentação do EC5 são apenas aplicáveis a pavimentos que apresentem uma frequência fundamental de vibração superior a 8 Hz. Para valores inferiores e condições de carga normais aumenta o risco de ressonância, pelo que o estudo deve ser mais rigoroso, não se encontrando então preconizado no EC5.

No caso de um pavimento de madeira retangular simplesmente apoiado no contorno apresentar uma frequência fundamental f_1 superior a 8Hz, devem ser considerados dois critérios para verificação de segurança. Assim, f_1 pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \sqrt{\frac{(E.I.)_L}{m}} \quad (5.37)$$

sendo m a massa por unidade de área do pavimento, $(E.I.)_L$ o fator de rigidez para flexão segundo o vão principal e por unidade de largura do pavimento e L o vão do pavimento (Negrão;Faria;2009).

A primeira verificação prevista no EC5 verifica se a flecha máxima provocada por uma força estática concentrada F é inferior a 1.5mm, de acordo com a seguinte expressão:

$$\frac{u}{F} \leq 1.5 \quad (5.38)$$

O segundo critério contempla o máximo inicial da velocidade de vibração vertical do pavimento através da equação:

$$v \leq 100(f_1 \cdot \zeta^{-1}) \quad (5.39)$$

onde ζ é o coeficiente de amortecimento, admitido igual a 0.01 para pavimentos caso não existam outros valores apropriados, e v o valor inicial máximo de vibração vertical do pavimento, calculando do seguinte modo:

$$v = \frac{4 * (0.4 + 0.6 \cdot n_{40})}{(m \cdot b \cdot l + 200)} \quad (5.40)$$

em que b é a largura do pavimento e n_{40} é o número de modos de vibração de 1ª ordem com frequência próprias inferiores a 40Hz, dado por:

$$n_{40} = \left[\left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] * \left(\frac{b}{l} \right)^4 * \frac{(E.I.)_{long}}{(E.I.)_b} \right]^{0.25} \quad (5.41)$$

onde $(E.I.)_b$ é o fator de rigidez à flexão da placa equivalente ao pavimento segundo um eixo paralelo às vigas.

5.3.3. EUROCÓDIGO 3

5.3.3.1 Introdução

O comportamento do aço e as suas principais características físicas e mecânicas já foram abordados no capítulo anterior. No presente subcapítulo irá ser realizada uma abordagem geral sob os aspetos regulamentares presentes no Eurocódigo 3 aplicáveis ao dimensionamento dos elementos de reforço em aço a ser utilizados, essencialmente a classificação de seções e método de análise, verificação de segurança em flexão e esforço transversal e encurvadura lateral.

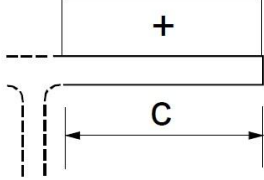
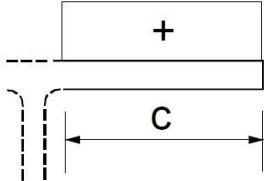
5.3.3.2 Classificação de seções

A classificação das seções transversais dos elementos metálicos estruturais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma seção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local. O EC3 classifica as seções consoante a sua capacidade de rotação e capacidade para formar uma rótula plástica em quatro classes, já referidas em 4.3.2. Esta classificação é efetuada com base na relação entre o comprimento e espessura (c/t) dos elementos comprimidos, nos esforços atuantes (esforço axial e momento fletor) e na classe do aço, de acordo com os procedimentos preconizados no EC3. Os limites impostos por este documento dividem-se em função do elemento do perfil que se pretende classificar: banzos em consola e componentes internos (alma).

As chapas de aço estudadas neste trabalho irão ser consideradas, no âmbito da classificação prevista no EC3 (CEN;2010), como banzos em consola comprimidos, sendo solicitadas unicamente à compressão. A opção por esta classificação justifica-se pelo local do perfil comprimido se encontrar na parte superior deste, admitindo-se assim como banzo em consola, e também por esta classificação impor limites mais severos, ficando assim do lado da segurança. Deste modo, é possível classifica-las através das seguintes expressões na *Tabela 5.6*. A classe de uma seção é dada pela maior classe (mais desfavorável) dos elementos comprimidos.

A classificação de uma classe transversal é efetuada com base no diagrama de tensões normais correspondente à capacidade máxima do perfil. Este processo é essencial para se definir o método de análise que irá ser empregue no dimensionamento dos elementos metálicos. Assim, é possível realizar uma análise elástica para qualquer classe prevista no EC3, enquanto uma análise plástica deverá ser realizada apenas nas seções de classe 1 e 2. É importante acrescentar que uma análise global elástica pode ser empregue em qualquer tipo de estrutura, isostática ou hiperestática, enquanto a análise global plástica apenas em estruturas hiperestáticas, onde se formem rótulas plásticas com capacidade de rotação suficiente.

Tabela 5.6 Relações máximas comprimento-espessura de banzos em consola (CEN;2010)

Seção laminada	
Classe	Elemento solicitado à compressão
Distribuição das tensões (compressão positiva)	
1	$c/t \leq 9. \epsilon$
2	$c/t \leq 10. \epsilon$
Distribuição das tensões (compressão positiva)	
3	$c/t \leq 14. \epsilon$

5.3.3.3 Flexão

A resistência à flexão de um elemento metálico pode ser condicionada pela resistência das seções transversais ou pela ocorrência de fenómenos de instabilidade lateral, tema a ser discutido mais à frente. Na impossibilidade de ocorrência de fenómenos de instabilidade lateral, a verificação de segurança de elementos submetidos a flexão pode ser efetuada apenas com base em critérios de resistência das seções transversais, sendo assim apresentado no presente capítulo esta hipótese.

Na ausência de esforço transversal, a verificação de segurança de uma seção transversal submetida a flexão, segundo o EC3 (CEN;2010), deve cumprir a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (5.42)$$

sendo M_{Ed} o momento de cálculo atuante e $M_{c,Rd}$ o momento de cálculo resistente. O momento de cálculo resistente, em função do eixo principal de inércia da seção, é calculado através das seguintes expressões, em função da classe da seção:

- Seções de classe 1 ou 2
$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.43)$$

- Seções de classe 3
$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.44)$$

- Seções de classe 4
$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.45)$$

sendo W_{pl} o módulo plástico de flexão, $W_{el,min}$ o módulo elástico de flexão mínimo, $W_{eff,min}$ o módulo elástico de flexão mínimo da seção efetiva reduzida, f_y a tensão de cedência do aço e γ_{M0} um fator parcial de segurança de valor unitário.

5.3.3.4. Esforço transversal

Em função da análise da distribuição elástica de tensões tangenciais numa seção retangular (*Figura 5.8*) verifica-se que a maior parte das tensões se desenvolve na parte central desta, no local onde as tensões normais provocadas pelo momento fletor se aproximam de zero, situação idêntica para estruturas de madeira.

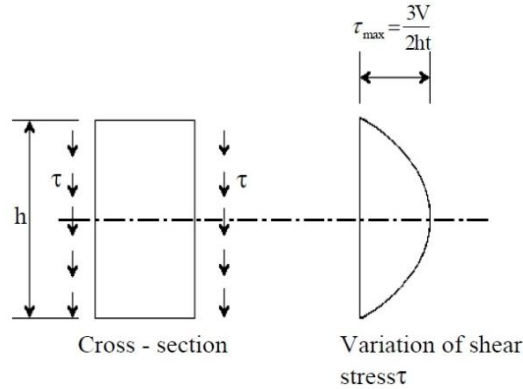


Figura 5. 8 Distribuição elástica de tensões tangenciais (Caetano;2012)

A verificação de segurança ao esforço transversal prescrita no EC3 (CEN;2010) para dimensionamento elástico é então a seguinte:

$$\frac{\tau_{Ed}}{\frac{f_y}{(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} \leq 1.0 \quad (5.46)$$

em que τ_{Ed} é a tensão tangencial máxima, obtida pela equação da Resistência dos Materiais para seções retangulares de acordo com (5.17). Considerando um dimensionamento plástico, o valor do esforço transversal atuante V_{Ed} deve verificar a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (5.47)$$

onde $V_{c,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência ao esforço transversal, sendo dado pelo valor da resistência plástica $V_{pl,Rd}$ através da seguinte expressão:

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (5.48)$$

onde A_v é a área de corte, sendo no caso de uma seção retangular igual à área.

5.3.3.5. Interação flexão-esforço transversal

Quando uma seção é submetida a momento fletor e esforço transversal, o momento plástico resistente deve ser reduzido devido à presença de esforço transversal (Simões;2007). Porém, para valores baixos de esforço transversal esta redução é pouco significativa, tendo assim o EC3 (CEN;2010) estabelecido os seguintes critérios de interação entre os dois esforços:

- Na situação de $V_{Ed} < 50\%$ do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal $V_{pl,Rd}$, não é necessário reduzir o valor de cálculo do momento fletor resistente $M_{c,Rd}$, exceto quando a resistência é condicionada pela encurvadura da alma por esforço transversal.

- Quando $V_{Ed} \geq 50\%$ do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal $V_{pl,Rd}$, o valor do momento fletor resistente deve ser avaliado com uma tensão de cedência dada por $(1-\rho)f_y$ ao longo da área de corte da seção, sendo $\rho = (2 \cdot V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2$ (Simões;2007).

5.3.3.6. Encurvadura lateral

O dimensionamento de elementos metálicos não restringidos lateralmente submetido à flexão é em geral condicionado pela encurvadura lateral ou bambeamento. Nestas condições, a parte comprimida comporta-se como um elemento linear comprimido, continuamente restringido pela parte tracionada, que à partida não tem qualquer tendência para se deslocar lateralmente, como já foi enunciado em 5.3.2.8.3 para a mesma situação na madeira (Simões;2007).

A resistência de uma viga metálica à encurvadura lateral é calculada de modo semelhante ao já apresentado para a madeira, sendo necessário quantificar o momento crítico da estrutura, através do qual se obtém a esbelteza relativa e, por fim, um fator de redução da resistência à flexão. Deste modo, o momento crítico para uma viga simplesmente apoiada pode ser obtido simplificadamente através da seguinte expressão (Simões;2007):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k_z \cdot L)^2} * \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z \cdot L)^2 G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \quad (5.49)$$

onde I_z é o momento de inércia segundo o eixo mais fraco, k_z um fator de comprimento efetivo referente à rotação nas seções extremas, tomando o valor de 0.5 para deformações impedidas e 1.0 para deformações livres, I_T a constante de torção e I_w a constante de empenamento. O coeficiente C_1 toma o valor de 1.12 quando a viga se encontra sujeita a cargas transversais uniformemente distribuídas e 1.35 no caso de ser solicitada por uma carga concentrada a meio vão.

Seguidamente, o valor da esbelteza adimensional é definido por:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (5.50)$$

sendo, $W_{y,y} \begin{cases} W_{pl,y} & \text{em seções de classes 1 e 2} \\ W_{el,y} & \text{em seções de classe 3} \\ W_{eff,y} & \text{em seções de classe 4} \end{cases}$.

O fator de redução devido à encurvadura lateral é calculado a partir das duas seguintes equações:

$$\phi_{LT} = 0.5 * [1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] \quad (5.51)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (5.52)$$

com $\chi_{LT} \leq 1.0$ e α_{LT} retirado das curvas de encurvadura, tomando para o caso de perfis retangulares o valor de 0.76.

Por fim, deve ser cumprida a seguinte expressão para se verificar a segurança ao bambeamento:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (5.53)$$

onde $M_{b,Rd}$ é o momento fletor resistente à encurvadura local, dado por:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.54)$$

sendo W_y definido em função da classe da seção transversal, de acordo com o apresentado em (5.50).

5.4. SISTEMAS DE LIGAÇÃO MECÂNICOS MADEIRA-AÇO

5.4.1. INTRODUÇÃO

Em estruturas de madeira o cálculo das ligações entre membros apresenta-se como o procedimento mais complexo do dimensionamento, sendo agravado pela sensibilidade que estes pontos têm no comportamento global da estrutura. Relativamente a esta situação, (Branco;2003) refere que as ligações entre elementos de madeira podem condicionar o comportamento do conjunto da estrutura no que respeita aos estados limite últimos, durabilidade e a resistência ao fogo, sendo que a deficiente conceção pode levar a inúmeras patologias e condicionar a estabilidade das estruturas. Segundo (Faria;Negrão;2009), a complexidade no dimensionamento destes elementos resulta do efeito negativo, na resistência mecânica, do desvio ou da interrupção do fio em pontos do elemento onde a ligação é colocada.

Existem dois grupos de sistemas de ligação mecânicos para elementos de madeira, distinguidos entre ligadores tipo cavilha, *fasteners*, e ligadores planos, *connectors*. Os conetores de tipo cavilha caracterizam-se pelo seu formato cilíndrico e filiforme, enquanto os ligadores planos apresentam-se com uma grande área de contato com a madeira, na qual é distribuída a força a transmitir. No âmbito deste trabalho apenas irão ser considerados o grupo dos primeiros referidos, cavilhas, sendo abordadas neste subcapítulo as suas especificidades, comportamento mecânico e modelo de cálculo empregue – Teoria de Johansen.

O grupo de ligadores de tipo cavilha engloba os pregos, parafusos ou barras de enroscar e parafusos de porca, entre outros, compreendendo um comprimento bastante superior ao diâmetro e apresentando na generalidade características de funcionamento idênticas. Estes ligadores podem ser inseridos na madeira paralela, oblíqua ou transversalmente ao fio da madeira, na face do furo de inserção, sendo a sua resistência condicionada pelo esmagamento da madeira na zona de contacto e à eventual plastificação do ligar, estando sujeito a esforços de corte e de flexão. De acordo com (Branco;2003), a transferência de carga é conseguida por flexão do ligador, por pressão diametral e corte da madeira ao longo do seu comprimento.

De acordo com (Faria;Negrão;2009), como critérios de escolha do sistema de ligação para elementos estruturais em madeira, deverão ter-se em conta os seguintes aspetos:

- Capacidade de carga e rigidez
- Estética
- Durabilidade
- Custo de materiais e montagem
- Adequação ao fim proposto

Neste trabalho irá apenas ser abordada a ligação mecânica entre o elemento de madeira e chapas de aço através do uso de parafusos de porca. A opção por este ligador foi tomada devido ao conhecimento generalizado do seu comportamento quando inserido, por um lado, em construção metálica, e por

outro na ligação de estruturas de madeira. Deste modo, a escolha por parafusos de porcas apresentou-se como a mais equilibrada entre o lote de ligadores mecânicos existentes, ponderando a rigidez deste elemento tanto em construção metálica, como em estruturas de madeira, utilizado a Teoria de Johansen como elo de ligação do seu comportamento em conjunto.

Quando os elementos madeira-aço se encontram solicitados, têm tendência a produzir indentações no material lenhoso envolvente, mais brando, sofrendo uma deformação considerável e levando à ocorrência de deslocamento relativos entre os dois elementos. O Eurocódigo 5 (CEN;2004a) preconiza um parâmetro que tem em conta este fenómeno e exprime a rigidez da ligação, denominado por *módulo de deslizamento instantâneo*, que assume um papel preponderante no dimensionamento destes sistemas.

Neste subcapítulo irá assim ser realizada uma abordagem às características físicas, mecânicas e de dimensionamento dos parafusos de porca, disposições construtivas de ligações de elementos em madeira e metálicos, bem como o modelo de cálculo que sustenta o seu dimensionamento. Por fim, irá ser destacado o papel do *módulo de deslizamento instantâneo* nestes sistemas construtivos.

5.4.2. PARAFUSOS DE PORCA

5.4.2.1. Características gerais

Os parafusos de porca são elementos cilíndricos em aço macio com diâmetros compreendidos entre 1,0 mm e 64,0mm, de acordo com *NP ISO 262 – Roscas métricas ISO para usos gerais* (IPQ;2008b). Na *Tabela 5.7* são apresentados os calibres dos parafusos considerados neste trabalho, bem como o passo da rosca e a área da parte roscada (A_s).

Tabela 5.7 Calibres de parafusos (IPQ;2008b)

Diâmetro nominal	Passo normal (mm)	Passo fino 1 (mm)	Passo fino 2 (mm)	Área da parte roscada (mm ²)
M4	0.70	-	-	8.78
M5	0.80	-	-	14.2
M6	1.00	-	-	20.1
M8	1.25	-	-	36.6
M10	1.50	1.25	1.00	58.0

As classes de resistência dos parafusos utilizadas são comuns com a construção, sendo indicadas seguidamente na *Tabela 5.8*. As classes de resistência são designadas por dois números separados por um ponto. O número à esquerda do ponto corresponde à tensão de rotura do aço do parafuso, f_{ub} , expressa em centenas de MPa. O ponto e o número à direita representam a fração desse valor correspondente à tensão de cedência, f_{yb} . Por exemplo, o aço da classe 6.6 apresenta uma tensão de rotura de 600 MPa e uma tensão de cedência de 60% desse valor, ou seja, 360MPa (Negrão;Faria;2009).

Tabela 5.8 Classes de resistência de parafusos de porca

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	360	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	1000

Estes ligadores são inseridos por percussão, através de uma pré-furação com um furo de diâmetro 1,0mm superior ao do parafuso, de acordo com o EC5 (CEN;2004a), para facilitar a inserção deste. (Negrão;Faria;2009) acrescenta que esta folga causa alguma flexibilidade inicial na ligação pelo que, aplicada a carga, é necessário que o parafuso encoste primeiro à madeira circundante, no sentido de mobilizar o atrito lateral que manterá o ligador em posição.

Contrariamente à situação existente nas ligações de estruturas metálicas, a aplicação de parafusos de porca em madeira requer a aplicação de anilhas sob a cabeça e sob a porca, no sentido de evitar a indentação da madeira causada pela pressão de aperto. De acordo com o EC5 (CEN;2004a), as anilhas para madeira podem ser quadradas ou circulares e devem ter um lado ou diâmetro mínimo de $3*d$ e uma espessura mínima de $0.3*d$, sendo d o diâmetro do ligador. (Pfeil;Pfeil;2003) refere que após a colocação dos parafusos e aperto das porcas, comprimindo a madeira na direção transversal, o esforço é transferido à madeira com o auxílio da anilha. Os mesmos autores acrescentam que este elemento distribui a força de aperto do parafuso, produzindo compressão perpendicular às fibras da madeira.



Figura 5.9 Exemplo de parafuso de porcas com cabeça redonda e anilha – Rothoblaas ®

5.4.2.2. Funcionamento ao corte

O modelo de verificação da resistência preconizado no EC5 (CEN;2004a) para este tipo de ligadores, solicitados ao corte, é baseado na Teoria de Johansen, que será descrita em pormenor em 5.4.3. Neste subcapítulo irão ser apresentadas dois parâmetros de resistência dos parafusos de porca através dos quais este modelo de cálculo é implantado: resistência ao esmagamento localizado, $f_{h,\alpha,k}$, e momento plástico do ligador, $M_{y,Rk}$

Em primeiro lugar, e de acordo com (Negrão;Faria;2009), a *resistência ao esmagamento localizado* não é uma propriedade da madeira, mas antes uma característica da ligação. Este parâmetro é definido como a tensão fictícia que, atuando numa área plana projetada pela distribuição de pressões de contacto entre o ligador curvo e a peça de madeira, origina o esmagamento da madeira. O valor da resistência ao esmagamento varia com o ângulo força-fio e com o diâmetro do ligador através das seguintes expressões (CEN;2004a):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2} \quad (5.55)$$

$$f_{h,0,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d) \cdot \rho_k \quad (5.56)$$

$$k_{90} = \begin{cases} 1.35 + 0.015 \cdot d, \text{ para resinosas} \\ 0.90 + 0.015 \cdot d, \text{ para folhosas} \end{cases} \quad (5.67)$$

sendo α o ângulo força-fio, $f_{h,0,k}$ a resistência ao esmagamento localizado na direção do fio, $f_{h,\alpha,k}$ a resistência ao esmagamento localizado a um ângulo α , d o diâmetro do ligador e ρ_k a massa volúmica da madeira.

O *momento plástico* corresponde ao valor através do qual se dá o esgotamento da capacidade de resistência do ligador à flexão, através da formação de uma rótula plástica. Para parafusos de porca, o EC5 (CEN;2004a) define esse valor como:

$$M_{y,Rk} = 0.3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2.6} \quad (5.58)$$

onde $f_{u,k}$ é o valor característico da resistência à tração, equivalente ao f_{ub} definido na *Tabela 5.8*.

5.4.2.3. Disposições construtivas

Com o intuito de reduzir o risco de ocorrência de fraturas, arranques de topo ou roturas por tração transversal, causadas pelas forças exercidas sobre os parafusos, nomeadamente quando alinhadas na direção do fio (Negrão;Faria;2009), o EC5 apresenta espaçamentos mínimos entre ligadores e destes aos topos e lados das peças. Nas *Figura 5.10* e *5.11* são apresentadas as distâncias e afastamentos mínimos, de acordo com a seguinte legenda:

- a_1 - distância entre parafusos na direção do fio;
- a_2 - distância entre parafusos na direção perpendicular ao fio;
- a_3 - distância do parafuso ao topo da peça;
- a_4 - distância do parafuso ao lado mais próximo da peça

Tabela 5.9 Espaçamentos mínimos para parafusos de porca (CEN;2004a)

Espaçamentos	Ângulo	Valor mínimo
a_1 (paralelo ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) \cdot d$
a_2 (perpendicular ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4 \cdot d$
$a_{3,t}$ (topo solicitado)	$-90^\circ \leq \alpha \leq +90^\circ$	$\max[7 \cdot d; 80 \text{ mm}]$
$a_{3,c}$ (topo não solicitado)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max[(1 + 6 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 4 \cdot d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4 \cdot d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(1 + 6 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 4 \cdot d]$
$a_{4,t}$ (lado solicitado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \cdot \sin \alpha) \cdot d; 3 \cdot d]$
$a_{4,c}$ (lado não solicitado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 \cdot d$

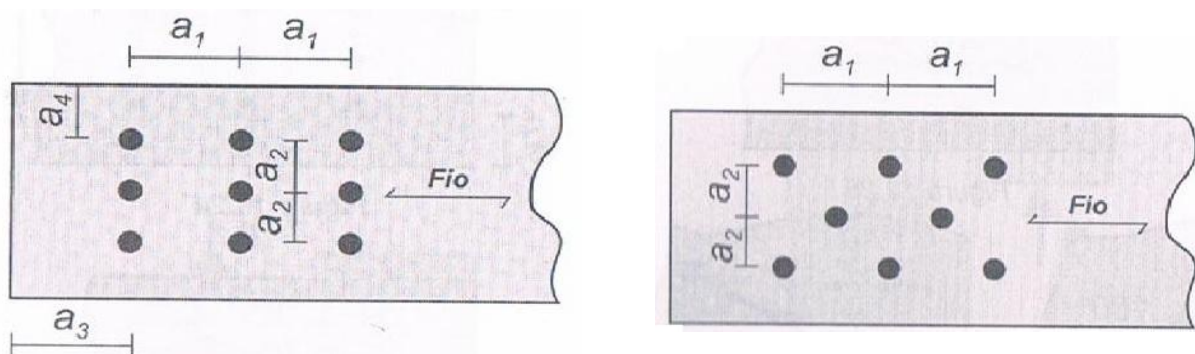


Figura 5.10 e 5.11 Espaçamentos mínimos entre ligadores (Negrão;Faria;2009)

A divisão do valor de a_3 e a_4 em solicitado e não solicitado é função do estado de tensão a que a peça está sujeito, sendo que em barras tracionadas estarão sempre na situação de topo solicitado, enquanto em barras comprimidas se encontra em topo não solicitado (Negrão;Faria;2004).

O Eurocódigo 3 Parte 1.8- Projeto de ligações (CEN;2010c) estabelece também espaçamento mínimos para a disposição de ligadores metálicos, de acordo com a Tabela 5.10 e Figura 5.12, sendo que d_0 é igual a $d + 1$ (mm), para diâmetros inferiores a 12mm.

Tabela 5.10 Valores de espaçamentos mínimos para ligações aparafusadas (CEN;2010b)

Espaçamento	Valor mínimo
e_1	$1,2 \cdot d_0$
e_2	$1,2 \cdot d_0$
p_1	$2,2 \cdot d_0$
p_2	$2,2 \cdot d_0$

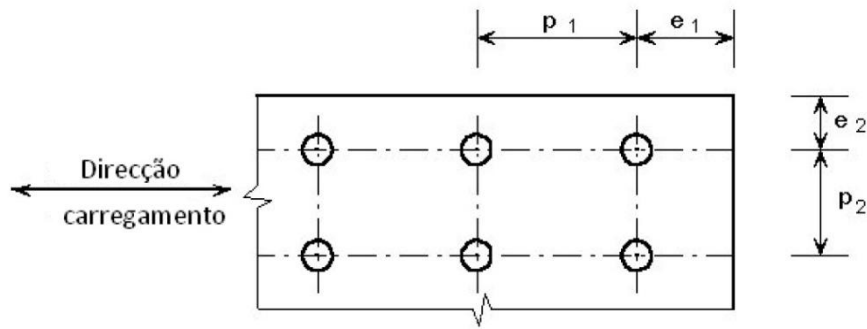


Figura 5.12 Esquema relativo a espaçamentos mínimos em ligações aparafusadas (CEN;2010b)

5.4.3. TEORIA DE JOHANSEN

5.4.3.1. Introdução

O modelo atual de cálculo para dimensionamento de ligação metálicas em elementos de madeira preconizado no Eurocódigo 5 baseia-se na Teoria de Johansen, assente na premissa do comportamento rígido-plástico do aço dos ligadores e da madeira sujeita ao esmagamento por estes. O desenvolvimento desta teoria deu origem ao que hoje é conhecido pelo EYM (*European Yield Model*), constituindo um modelo de análise que possibilita a determinação da capacidade resistente de ligações do tipo cavilha para ligações madeira-madeira, madeira-derivados de madeira e madeira-aço.

Como já foi referido e apresentado anteriormente, os conceitos fundamentais que traduzem as hipóteses de cálculo apresentadas por este método são a *resistência ao esmagamento localizado da madeira* e o *momento plástico do ligador*. (Branco;2003) refere que apesar de se tratar de um modelo simples, o tratamento deste método sobre o comportamento das ligações revela uma elevada fiabilidade na quantificação prática da sua capacidade resistente.

O desenvolvimento analítico desta teoria foi individualizado para cada tipo de rotura suscetível, dependendo das características mecânicas e geométricas dos elementos intervenientes na ligação. Através de considerações de equilíbrio de esforços foram assim admitidos três modos de rotura distintos, implicando sempre o esmagamento localizado da madeira, combinado ou não com a formação de rótulas plásticas no ligador (Mendes;1994). Assim, o primeiro modo de rotura envolve apenas o esmagamento da madeira, sem a plastificação do ligador. O segundo modo de rotura caracteriza-se pelo esmagamento da madeira e também com a formação de uma rótula plástica por plano de corte enquanto o terceiro modo de rotura se dá através da formação de duas rótulas plásticas por plano de corte.

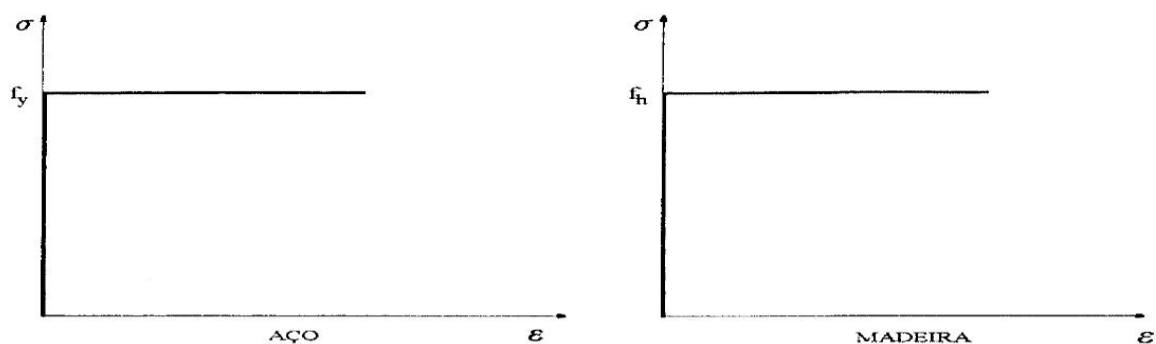


Figura 5.13 Diagramas tensão/deformação para o ligador e madeira supondo comportamento rígido-plástico (Mendes;1994)

A aplicação das equações da Teoria de Johansen às ligações madeira-aço baseia-se nos seguintes pressupostos (Negirão;Faria;2009):

- Chapas finas não impedem a rotação do ligador na seção do furo; a conjugação da pequena espessura da chapa com a folga possibilita a rotação (*Figura 5.14*);
- Chapas espessas não permitem a rotação do ligador na seção do furo; a grande espessura da chapa proporciona, às forças que se opõem à rotação do ligador, um braço que permite desenvolver um momento de encastramento (*Figura 5.15*).

Uma chapa é considerada fina na situação da sua espessura ser inferior a metade do diâmetro do ligador. No caso de ser superior ao diâmetro, a chapa será considerada espessa caso a folga do furo não seja superior a $0.1 \cdot d$.

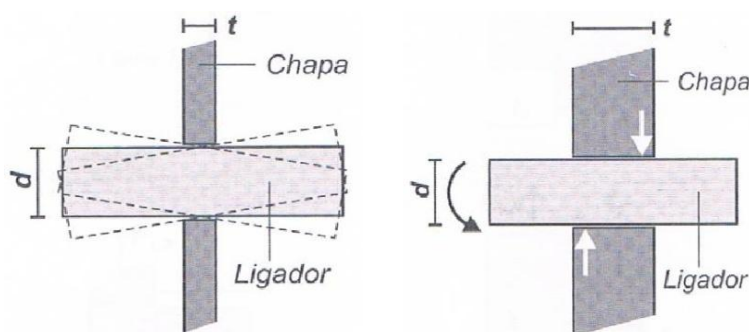
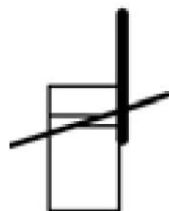
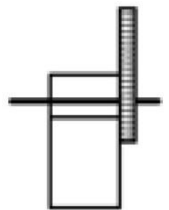
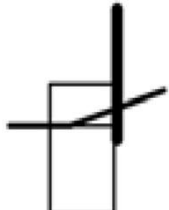
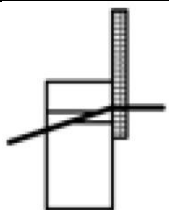
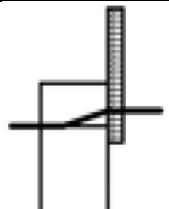


Figura 5.14 e 5.15 À esquerda, exemplo de chapa fina; À direita, exemplo de chapa espessa (Negirão;Faria;2009)

5.4.3.2. Corte simples

Neste subcapítulo irão ser expostos os três modos de rotura da Teoria de Johansen para ligações madeira-aço em corte simples, divididos em função da espessura da chapa, na *Tabela 5.11*. A denominação de corte simples dá-se com o número de planos de corte intersecados pelo ligador, neste caso apenas um.

Tabela 5.11 Modos de rotura em corte simples (CEN;2004a) (Negrão;Faria;2009)

Modo rotura	Tipo de chapa	Equação	Observações	Exemplo
1	Fina	$F_{v,Rk,1F,S1} = 0,4 \cdot f_{h,k} \cdot t \cdot d$ (5.59)	Concretização requer a rotação do ligador da seção do furo	
1	Espessa	$F_{v,Rk,1E,S1} = f_{h,k} \cdot t \cdot d$ (5.60)	Rotura por esmagamento uniforme da madeira; ligador permanece encastrado na chapa	
2	Fina	$F_{v,Rk,2F,S1} = 1,15 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$ (5.61)	Rotação do ligador; formação de rótula plástica; esmagamento da madeira	
2	Espessa	$F_{v,Rk,2E,S1} = f_{h,k} \cdot t \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$ (5.62)	Rótula plástica na interface do ligador; esmagamento da madeira	
3	Espessa	$F_{v,Rk,3E,S1} = 2,3 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$ (5.63)	Duas rótulas plásticas na seção de interface e num ponto interior da peça; esmagamento da madeira	

onde t é a espessura da peça de madeira a ligar.

Nas equações (5.62) a (5.63), a primeira parcela, e em alguns casos a única, é denominada por capacidade de carga da Teoria de Johansen. O valor de $F_{ax,Rk}$ presente nas equações (5.61), (5.62) e (5.63) corresponde a um aumento da resistência da ligação devido à ação de tração dos parafusos (Ballerini; Mares et al.;2006), denominado por parcela *rope effect*. Para parafusos de porca, e de acordo com (CEN;2004a), o valor desta parcela obtém-se a partir da seguinte condição:

$$Rope\ effect = \min \left[Capacidade\ de\ carga\ da\ Teoria\ de\ Johansen \cdot 25\%; \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right] \quad (5.64)$$

onde $F_{ax,Rk}$ é adotado como o menor dos seguintes valores (CEN;2004a):

- Resistência à tração do parafuso

$$N_{R,t,k} = f_{y,k} \cdot A_{tr} \quad (5.65)$$

onde A_{tr} é a área de tração do parafuso, obtida através do valor intermédio entre a área do diâmetro nominal e da seção do fundo da rosca e f_{yk} a tensão de cedência do parafuso.

- Resistência ao punçoamento da chapa

$$B_{p,Rk} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u \quad (5.66)$$

onde t_p é a espessura da chapa, f_u a tensão de rotura da chapa e d_m a média dos diâmetros máximo e mínimo das cabeças dos parafusos ou das porcas.

- Resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha

$$N_{R,c,90,k} = \sigma_{c,90,k} \cdot A_{anilha} = 3 \cdot f_{c,90,g,k} \cdot \pi \cdot (d_{anilha}^2 - d^2) \quad (5.67)$$

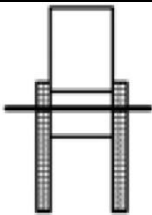
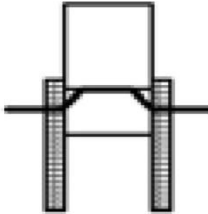
admitindo a anilha com o diâmetro mais desfavorável, $4 \cdot d$, onde $f_{c,90,g,k}$ é o valor característico da resistência à compressão perpendicular ao fio e A_{anilha} a área de contato da anilha com a madeira.

5.4.3.3. Corte duplo

As ligações em corte duplo são geralmente simétricas, tanto do ponto de vista geométrico, como material (Faria;Negrão;2009). Neste subcapítulo irão ser expostos os três modos de rotura da Teoria de Johansen para ligações madeira-aço em corte duplo, divididos em função da espessura da chapa, na *Tabela 5.12*. É importante referir que as expressões que irão ser apresentadas referem-se aos valores característicos da resistência por plano de corte, sendo necessário multiplicar o valor obtido por dois para se obter a resistência final do ligador.

A parcela $F_{ax,Rk}$ presente nas equações (5.69) e (5.70) é calculada de modo idêntico ao apresentado em 5.4.3.2.

Tabela 5.12 Modos de rotura em corte duplo (CEN;2004a) (Negrão;Faria;2009)

Modo rotura	Tipo de chapa	Equação	Observações	Exemplo
1	Qualquer	$F_{v,Rk,1,S2} = 0,5 \cdot f_{h,k} \cdot t \cdot d$ (5.68)	Esmagamento uniforme da madeira	
2	Fina	$F_{v,Rk,2,S2} = 1,63 \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d + \frac{F_{ax,Rk}^2}{4}}$ (5.69)	Duas rótulas plásticas simétricas; possibilidade de rotação proporcionada pelas chapas finas; esmagamento das zonas laterais da madeira	
3	Espessa	$F_{v,Rk,3,S2} = 2,3 \cdot \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d + \frac{F_{ax,Rk}^2}{4}}$ (5.70)	Rotação do ligador origina a plastificação das seções na interface	

5.4.4. CORTE EM BLOCO

O *Eurocode 5 – Annex A: Block shear and plug shear failure at multiple dowel-type steel-to-timber connections* (CEN;2004a) salvaguarda a possibilidade de rotura em bloco nas ligações madeira-aço na situação de topo solicitado. Esta rotura é caracterizada por o destacamento de um paralelepípedo de madeira envolvente do conjunto de ligadores (*Figura 5.16*), devido ao esgotamento da resistência ao corte nas superfícies laterais do prisma de rotura e da resistência à tração da superfície de topo (Negrão;Faria;2004).

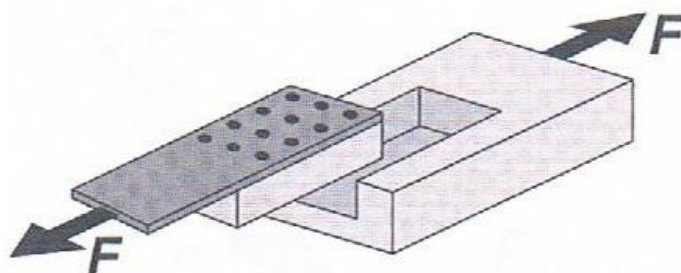


Figura 5. 16 Rotura por corte em bloco (Negrão;Faria;2009)

Segundo o Anexo A do EC5, o valor característico da resistência contra a rotura por corte em bloco é dado por:

$$F_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1,5 \cdot A_{net,t} \cdot f_{t,0,k} \\ 0,7 \cdot A_{net,v} \cdot f_{v,k} \end{cases} \quad (5.71)$$

onde $A_{net,t}$ é a área de topo líquida perpendicular ao fio, calculada a partir de

$$A_{net,t} = L_{net,t} \cdot t_1 \quad (5.72)$$

t_1 é a espessura da peça de madeira ou a profundidade de penetração dos ligadores, se menor. O parâmetro $L_{net,t}$ é a largura líquida da área tracionada, igual à largura total deduzida dos furos dos ligadores (Figura 5.17):

$$L_{net,t} = \sum_i l_{t,i} \quad (5.73)$$

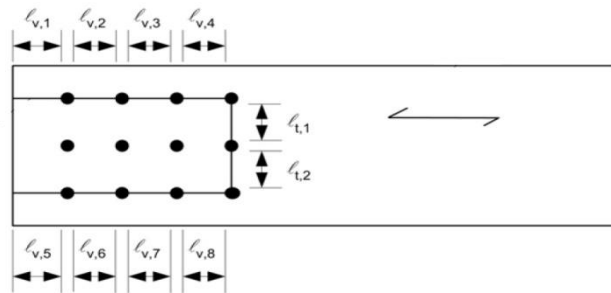


Figura 5.17 Pormenor de largura líquida da área tracionada ($L_{net,t}$) e perímetro da área de corte líquida ($L_{net,v}$) (CEN;2010a)

A segunda expressão de (5.71) representa a resistência ao corte da superfície lateral. O valor da área de corte líquida paralela ao fio, $A_{net,v}$, depende do modo de rotura da Teoria de Johansen dos ligadores constituintes do bloco. Deste modo, caso a rotura dos ligadores se dê pelos modos de rotura expostos em (5.63), (5.68), (5.69) e (5.70), $A_{net,v}$ é calculada através da seguinte expressão:

$$A_{net,v} = L_{net,v} \cdot t_1 \quad (5.74)$$

Para os restantes casos de rotura, este valor deve ser calculado a partir de:

$$A_{net,v} = \frac{L_{net,v}}{4} \cdot (L_{net,t} + 2 \cdot t_{ef}) \quad (5.75)$$

onde $L_{net,v}$ é o perímetro da área de corte líquida (Figura 5.17), calculado através de:

$$L_{net,v} = \sum_j l_{v,j} \quad (5.76)$$

, e t_{ef} é uma espessura efetiva que depende do modo de rotura dos ligadores. Deste modo, caso a rotura se dê através do enunciado em (5.59) e (5.61), a espessura efetiva deverá ser calculada, respetivamente, do seguinte modo:

$$t_{ef} = \begin{cases} 0,4 \cdot t_1 \\ 1,4 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d}} \end{cases} \quad (5.77)$$

Na situação de a rotura se dar através das expressões (5.62) e (5.60), a espessura deverá ser calculada, respetivamente, por a seguinte equação:

$$t_{ef} = \begin{cases} 2 \cdot \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d}} \\ t_1 \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] \end{cases} \quad (5.78)$$

5.4.5. ESCORREGAMENTO DAS LIGAÇÕES

A existência de uma ligação mecânica entre a madeira e o aço, neste caso um ligador tipo cavilha, leva a que os materiais sofram deslocamentos relativos quando se encontram solicitados devido à deformação causada no conetor. Este fenómeno é prescrito, segundo o EC5 (CEN;2004a), por um parâmetro denominado *módulo deslizamento instantâneo* que quantifica a rigidez da ligação através do rácio entre o deslocamento provocado entre uma força de duração instantânea e a respetiva força, de acordo com (CEN;1991). O valor deste deslizamento varia de acordo com o tipo de ligador utilizado, sendo explícito na *Figura 5.18* a curva típica *força-deslocamento* para parafusos de porca. Nesta situação, e devido à realização da folga necessária na superfície de madeira para a colocação do ligador, dá-se um deslizamento imediato na ligação quando carregada, expresso na *Figura 5.18* pela legenda *Initial slip of bolt*.

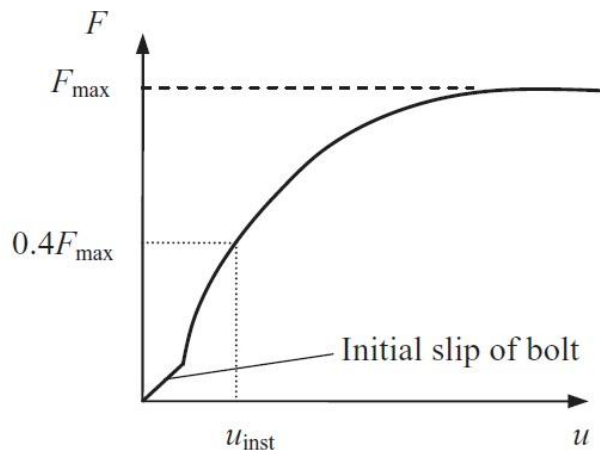


Figura 5. 18 Curva força-deslocamento para parafusos de porca (Porteous;Kermani;2007)

O Eurocódigo 5 (CEN;2004a) estabelece dois tipos de módulos de deslizamento distintos para vários tipos de ligadores e para ligações madeira-madeira e madeira-derivados da madeira: K_{ser} refere-se ao módulo de deslizamento em Estados Limite de Utilização e K_{ult} ao módulo de deslizamento em Estado Limite Último. Estes parâmetros são relacionados através da seguinte equação:

$$K_{ult} = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (5.79)$$

O módulo de deslizamento K_{ser} é definido como a tangente da curva *força-deslocamento* no momento em que a carga é 40% da carga máxima prevista para a ligação. Por outro, o módulo de deslizamento K_{ult} é definido para o momento em que a respetiva carga é entre 60% e 70% da carga máxima (Porteous;Kermani;2007).

Para ligações madeira-aço o módulo de deslizamento instantâneo admitido será o dobro do valor de K_{ser} apresentado na *Tabela 5.13*, retirada de (CEN;2004a) e expondo unicamente a hipótese para parafusos de porca. (Negrão;Faria;2009) refere que esta disposição pode ser compreendida comparando as *Figuras 5.19 e 5.20*. Na *Figura 5.20* é possível verificar que a peça de aço pode ser considerada rígida, pelo que a deformação ocorre somente na peça de madeira, apresentando então assim uma rigidez aproximadamente duas vezes superior à exposta na *Figura 5.19*. Para ligações madeira-aço, o valor de ρ_m exposto na equação (5.80) é referente à massa volúmica média do elemento de madeira.

Tabela 5.13 Valor de K_{ser} para parafusos de porca (CEN;2004a)

Tipo de ligador	K_{ser}
Parafusos de porca com ou sem folga*	$\frac{\rho_m^{1,3} \cdot d}{23} (5.80)$

* A folga deve ser adicionada separadamente à deformação

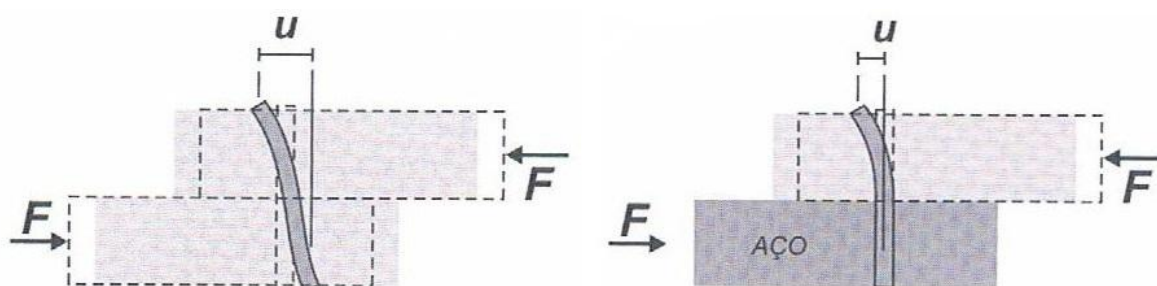


Figura 5.19 e 5.20 À esquerda, exemplo de deformação do conector em ligação madeira-madeira; À direita, exemplo de deformação do conector em ligação madeira-aço (Negrão;Faria;2009)

Porém, (Porteous;Kermani;2007) refere que o pressuposto referido no parágrafo anterior ignora o efeito da folga entre o elemento de fixação e o aço, bem como a rotação do ligador na placa de aço e a cedência deste material, originando assim um valor excessivo, em comparação com a rigidez real da ligação. Contudo, e em virtude da reduzida informação existente sobre este tema e de hipóteses alternativas para poderem ser admitidas com segurança, o valor do módulo de deslizamento que irá ser admitido neste trabalho irá assim de encontro com o admitido no EC5.

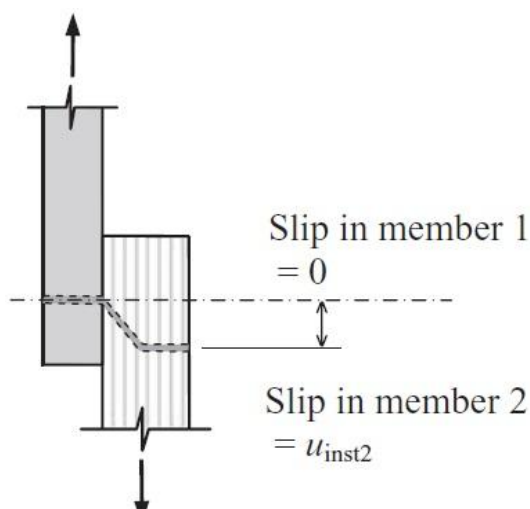


Figura 5.21 Módulo de deslizamento instantâneo em ligação madeira-aço (Porteous;Kermani;2007)

O valor do módulo de deslizamento instantâneo definido na *Tabela 5.13* para parafusos de porca é aplicado por plano de corte e por ligador, originando um aumento do seu valor, no mínimo, para o dobro na situação de se dar um corte duplo na ligação (*Figura 5.22*). O valor de $K_{ser,dc}$ apresentado na figura seguinte refere-se ao valor final do módulo de deslizamento instantâneo, após ser multiplicado o valor de K_{ser} pelo número de planos de corte e ligadores existentes (Porteous;Kermani;2007).

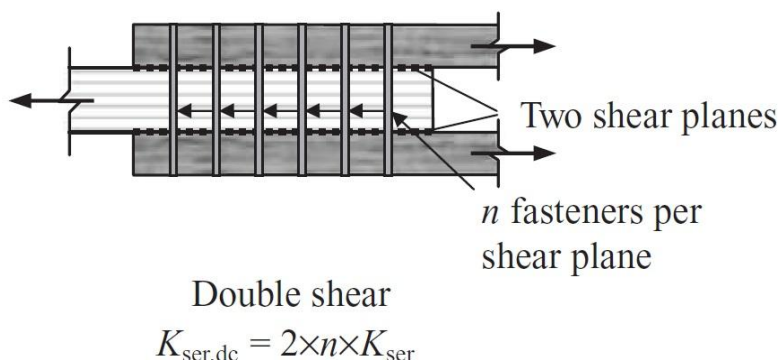


Figura 5.22 Corte duplo em ligação madeira-aço (Porteous;Kermani;2007)

Para terminar é importante referir que o valor do módulo de deslizamento instantâneo pode, e neste caso específico é o mais aconselhável, ser determinado a partir de ensaios experimentais de acordo com (CEN;1991). Ao longo das últimas décadas foi realizada uma extensa campanha destes ensaios para ligações em estruturas madeira-betão, levando a que o valor do módulo de deslizamento instantâneo nestas situações se encontra mais próximo do comportamento real da estrutura. Por outro lado, em ligações de estruturas madeira-aço são escassos os trabalhos referentes a este tema.

5.5. MODELO DE CÁLCULO

5.5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Na introdução deste capítulo já foram abordados, ainda que resumidamente, dois métodos de dimensionamento de estruturas madeira-aço, de acordo com (Arriaga et. al;2002) e (Mariani;2004). Apesar de se tratar de modelos de cálculo simplificados e de aplicação direta, têm em comum admitirem como pressuposto a madeira não ter função resistente, ficando o novo material aço responsável por absorver a totalidade dos esforços presentes na seção. Este procedimento origina um sob dimensionamento excessivo da seção, bem como o desprezo da capacidade resistente da madeira, muitas vezes com o intuito de simplificar o cálculo. Por outro lado, e especificamente no trabalho de (Mariani;2004), o dimensionamento da ligação mecânica é realizado admitindo que não existem deslizamentos entre os dois materiais, sendo esta situação precavida pela colocação de uma resina epoxy, efetuando assim o cálculo da ligação como se tratasse de uma estrutura metálica. Como foi explícito em 5.4.4., o escorregamento entre ligações apresenta-se como um ponto sensível no comportamento conjunto destes materiais, não sendo portanto prudente despezá-lo.

A base para o modelo de cálculo que irá ser apresentado neste trabalho, de acordo com o *Eurocode 5 – Annex B: Mechanically jointed beams* (CEN;2004a), já foi abordada em diversos trabalhos científicos para dimensionamento de estruturas madeira-betão. Citando (Branco;Cruz;2002), a entrada em vigor do EC5 veio facilitar o dimensionamento das seções mistas madeira-betão ao sugerir a utilização de equações simplificadas baseadas no cálculo da rigidez efetiva à flexão e na distribuição de tensões obtida em função da rigidez da ligação entre os dois materiais. Partindo assim das indicações dadas

por estes trabalhos e adaptando às exigências estruturais do material aço, irá ser apresentado um modelo de cálculo para dimensionamento de estruturas mistas madeira-aço conectadas mecanicamente.

Como já foi referido ao longo deste trabalho, o modelo de cálculo proposto irá ser pormenorizado para duas soluções de reforço distintas, tendo como base as seções transversais presentes na *Figura 5.23* e *5.24*. A primeira solução, *chapa na face inferior da seção*, irá ser designada como *S1*, enquanto a segunda hipótese, *chapas nas faces laterais da seção*, designar-se-á por *S2*.

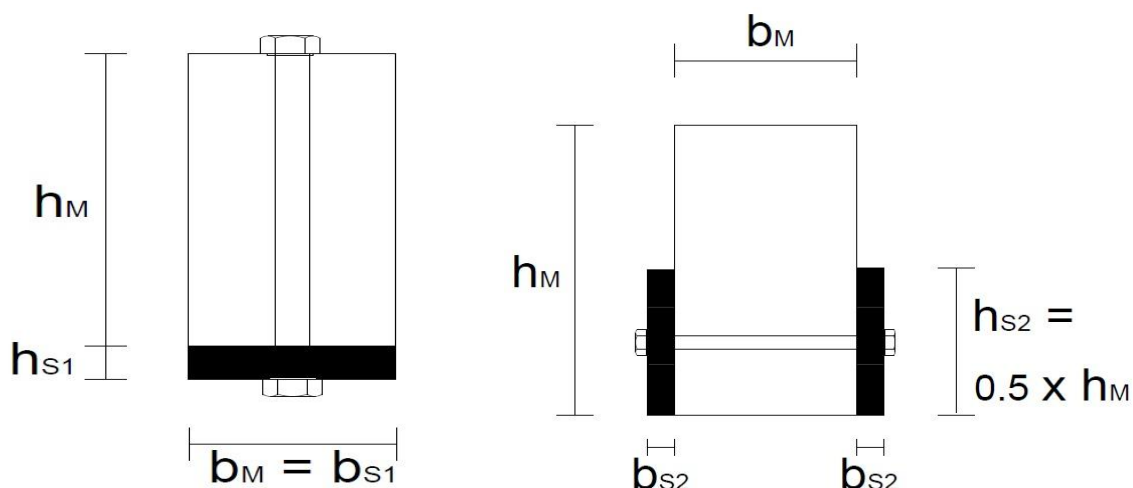


Figura 5. 23 e 5. 24 À esquerda, S1 – Solução com chapa na face inferior da seção; À direita, S2 - Solução com chapas nas faces laterais da seção

Os valores b_M e h_M presentes nas duas figuras correspondem, respetivamente, à largura e altura da seção de madeira, h_{S1} à espessura da chapa metálica colocada e b_{S1} à largura da mesma para a Solução 1 (Figura 5.23), admitida neste trabalho igual à largura da viga de madeira. Relativamente à Solução 2, exposta na Figura 5.24, b_{S2} corresponde à espessura da chapa de reforço, enquanto h_{S2} é a altura do reforço metálico, admitida neste trabalho como metade da altura da viga de madeira. Deste modo conclui-se que no caso da escolha por *S1*, e conhecendo as características geométricas da seção de madeira, a incógnita a ter em conta no dimensionamento do reforço será a espessura da chapa horizontal, h_{S1} . Por outro lado, o parâmetro que irá ser dimensionado em *S2* será a espessura das chapas verticais, b_{S2} , admitindo valores iguais para os dois elementos de reforço.

Os pressupostos que o modelo apresentado no Eurocódigo 5 (CEN;2004a) assenta irão ser apresentados seguidamente, de acordo com as recomendações de (Cardoso;2010), tendo sido adaptados ao comportamento mecânico do material aço:

- O carregamento aplicado é unidirecional, atuando no plano perpendicular ao eixo da viga, segundo uma estrutura simplesmente apoiada;
- A ligação madeira-aço tem rigidez constante ao longo do comprimento do reforço;
- O comportamento dos componentes madeira, aço e ligadores é elástico-linear;
- A estrutura permanece no domínio das pequenas deformações;
- A deformação por esforço transversal é desprezável;
- Não existe atrito entre os materiais madeira e aço.

5.5.2. EUROCÓDIGO 5 – ANEXO B: “MECHANICALLY JOINTED BEAMS”

Quando dois elementos unidos mecanicamente, formando um sistema misto, são solicitados em flexão, têm tendência para se deslocarem um em relação ao outro, criando um sistema de forças tangenciais Q , desenvolvida através da propensão que o ligador tem para contrariar este movimento (*Figura 5.25*). Caso não exista ligação entre os materiais, estes comportam-se como dois elementos individuais, não existindo portanto um comportamento misto (*Figura 5.26*), por outro lado, caso a ligação seja rigidamente-perfeita (colada), os dois elementos comportam-se como um único (*Figura 5.27*).

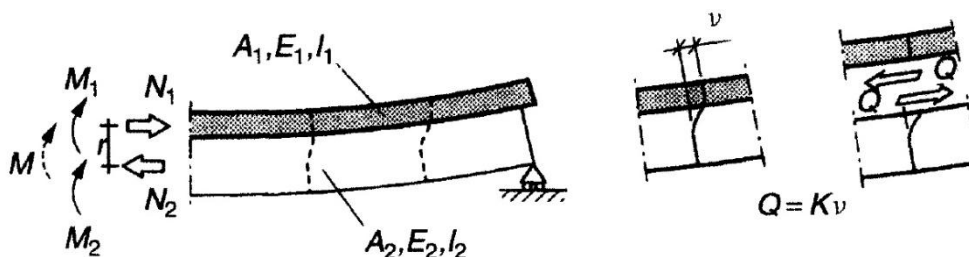


Figura 5.25 Exemplo de sistema misto, unido mecanicamente (Thelandersson; Larsen;2003)

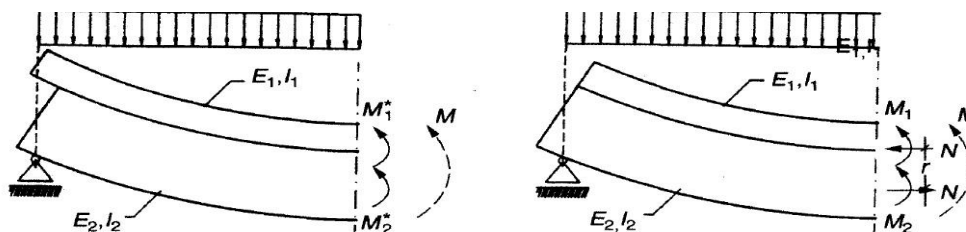


Figura 5. 26 e 5.27 À esquerda, exemplo de sistema sem ligação; À direita, exemplo de sistema com ligação rigidamente-perfeita (Thelandersson; Larsen;2003)

O sistema de força desenvolvido na primeira situação, explicito à direita na *Figura 5.25*, garante o equilíbrio individual de cada peça ao longo da extensão da viga, criando forças axiais N atuantes em direções opostas, obtendo o valor máximo a meio vão (*Figura 5.25*). O binário de forças criado é então função da deformação e rigidez dos ligadores, admitindo o valor mínimo (zero) no caso de não existir ligação (*Figura 5.26*) e máximo na situação de ligação rígida (*Figura 5.27*). O momento total atuante a meio vão é então obtido através da soma dos dois momentos aplicados nos elementos individuais da viga, acrescido pelo momento criado através do braço entre as duas forças axiais N , segundo as seguintes equações (Thelandersson; Larsen;2003):

$$\begin{aligned} N_1 &= N_2 = N \\ M &= M_1 + M_2 + N \cdot r \end{aligned} \quad (5.81)$$

concluindo-se então que o aumento da rigidez da ligação implica uma diminuição no momento atuante em cada elemento, aumentando o esforço axial N .

A explicação apresentada nos últimos parágrafos, de acordo com Ario Ceccotti em (Thelandersson; Larsen;2003), é a base para o modelo de cálculo presente no EC5 para vigas conectadas mecanicamente, quer irá ser apresentado seguidamente. O mesmo autor acrescenta que a formulação que irá ser apresentada não é válida para seções duplamente simétricas.

Admitindo as seções transversais tipo e diagramas de esforços preconizados no EC5 (*Figura 5.28 e 5.29*), estabelecendo as devidas semelhanças de geometria e disposição dos elementos em relação às

Figura 5.23 e 5.24, respectivamente. A seção transversal exposta na Figura 5.28 apresenta uma disposição aproximadamente simétrica a $S1$, enquanto na segunda figura é necessário desprezar a presença do elemento com o índice 1, na parte superior da peça, para esta se assemelhar a $S2$.

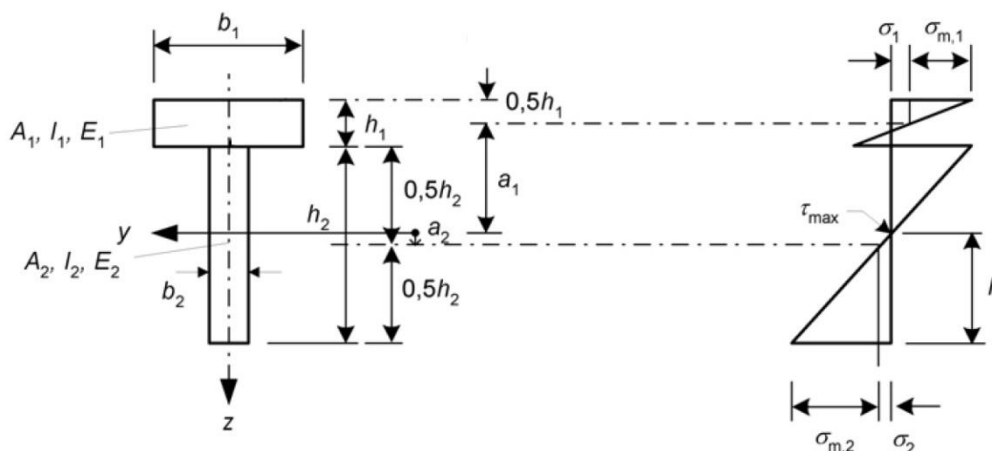


Figura 5. 28 Seção transversal tipo e diagrama de tensões atuantes - Solução 1 (CEN;2004a)

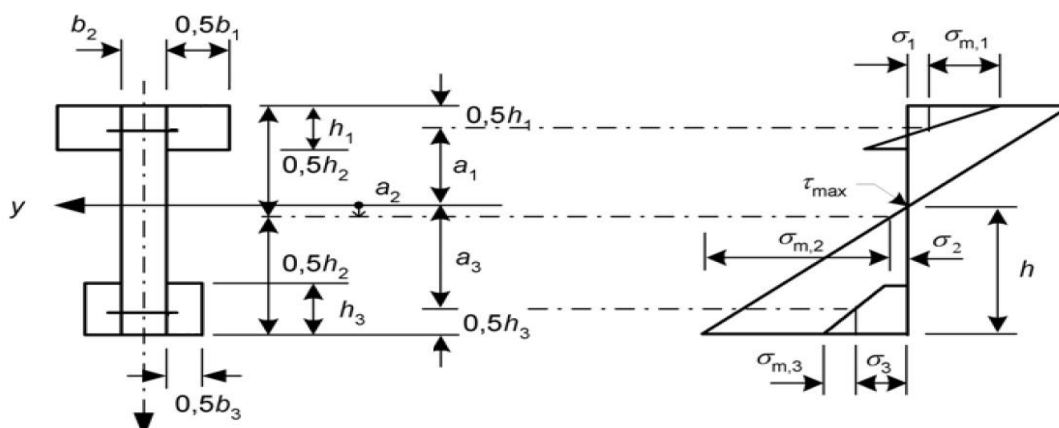


Figura 5. 29 Seção transversal tipo e diagrama de tensões atuantes - Solução 2 (CEN;2004a)

Na Tabela 5.14 é realizada uma correspondência entre os índices da geometria dos elementos previstos no EC5 e nas Figuras 5.28 e 5.29 com as denominações que irão ser usadas neste trabalho.

Tabela 5.14 Correspondência de incógnitas entre EC5 e Modelo de cálculo

Figura	Eurocódigo 5	Modelo de cálculo
Figura 5.28	b_1	$b_{S1}=b_M$
	h_1	h_{S1}
	b_2	b_M
	h_2	h_M
Figura 5.29	$0,5.b_3$	b_{S2}
	h_3	h_{S2}
	b_2	b_M
	h_2	h_M

O valor da rigidez efetiva em flexão da seção composta madeira-aço pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$(E.I.)_{ef} = (E_M \cdot I_M + \gamma_M \cdot E_M \cdot A_M \cdot a_M^2) + (E_{S1} \cdot I_{S1} + \gamma_{S1} \cdot E_{S1} \cdot A_{S1} \cdot a_{S1}^2) \quad (5.82)$$

onde E_M é o módulo de elasticidade médio da madeira, I_M o momento de inércia da seção retangular de madeira e A_M a área da seção de madeira. Relativamente à segunda parcela da equação, E_{S1} e I_{S1} são módulo de elasticidade do aço e o momento de inércia do reforço empregue, respetivamente. Assim, os valor de I_{S1} e I_{S2} , bem como a área das chapas metálicas A_{S1} devem ser calculados através das seguintes expressões:

$$I_{S1} = \frac{b_{S1} \cdot h_{S1}^3}{12} \quad (5.83)$$

$$I_{S2} = \frac{b_{S2} \cdot h_{S2}^3}{12} * 2 \quad (5.84)$$

$$A_{S1} = b_{S1} \cdot h_{S1} \quad (5.85)$$

$$A_{S2} = b_{S2} \cdot h_{S2} * 2 \quad (5.86)$$

O valor de γ apresentado em (5.82) é definido por fator de eficiência da ligação, apresentando o máximo, igual à unidade, para uma ligação perfeitamente rígida (colada), e o mínimo, igual a zero, para o caso de não existir ligação (Thelandersson; Larsen;2003). Para o caso da madeira, γ_M , este valor é admitido como igual 1. Para o caso do aço, em γ_{S1} , este valor é obtido através da seguinte equação:

$$\gamma_{S1} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_{S1} \cdot A_{S1} \cdot s}{K_{S1} \cdot l^2}} \quad (5.87)$$

onde l é o comprimento do reforço de aço, K_{S1} o módulo de deslizamento instantâneo da ligação, de acordo com o definido em 5.4.5., optando por K_u ou K_{ser} consoante se pretende determinar a rigidez efetiva em E.L.U ou E.L.S., respetivamente. Apesar de em (Porteous;Kermani;2007) os autores admitirem que o valor de K_u final deverá ser multiplicado pelo número de ligadores existente por plano de corte, no cálculo de γ_{S1} esta situação não será tida em conta visto que a fórmula aborda o valor da eficiência da ligação ao longo do espaçamento entre ligadores, através do valor s , não se enquadrando no exposto pelos autores anteriormente citados.

Deste modo, o valor de s refere-se ao espaçamento longitudinal entre ligadores; caso este espaçamento não seja constante ao longo do comprimento de reforço, o espaçamento efetivo deve ser calculado através da seguinte equação, cumprindo o limite exposto seguidamente:

$$s_{eq} = 0,75 \cdot s_{min} + 0,25 \cdot s_{máx} \quad (5.88)$$

$$s_{máx} \leq 4 \cdot s_{min} \quad (5.89)$$

Recuperando a abordagem à equação (5.82), os valores a_M e a_{S_i} referem-se à distância medida na vertical entre o eixo neutro de cada elemento, ao eixo neutro global da estrutura mista, como é possível verificar através das Figuras 5.28 e 5.29. Estes parâmetros podem assim ser calculados através do seguinte sistema de equações (Branco;Cruz;2002):

$$a_M = \frac{\gamma_{S_i} \cdot E_{S_i} \cdot A_{S_i} \cdot (a_{S_i} + a_M)}{2 \cdot (\gamma_{S_i} \cdot E_{S_i} \cdot A_{S_i} + \gamma_M \cdot E_M \cdot A_M)} \quad (5.90)$$

$$a_{S_i} = \left(\frac{h_{S_i} + h_M}{2} \right) - a_M \quad (5.91)$$

Através do valor da rigidez efetiva, calculado a partir de (5.82), é então possível definir a distribuição de tensões normais existentes na seção. O valor extremo da tensão atuante de flexão, para os dois materiais, é calculado através da seguinte expressão:

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 \cdot E_i \cdot h_i}{(E \cdot I.)_{ef}} * M \quad (5.92)$$

sendo M o valor do momento fletor atuante. As tensões atuante axiais, causadas pelo esforço axial criado através do deslizamento relativo entre os elementos da seção, deverão ser calculadas a partir da seguinte equação, para os dois materiais:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i \cdot E_i \cdot a_i}{(E \cdot I.)_{ef}} * M \quad (5.93)$$

Por último, o valor de cálculo da força aplicada num ligador deve ser calculado através da expressão:

$$F_{S_i} = \frac{\gamma_{S_i} \cdot E_{S_i} \cdot A_{S_i} \cdot a_{S_i} \cdot s}{(E \cdot I.)_{ef}} * V \quad (5.94)$$

5.5.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

5.5.3.1. Verificações de Segurança em Estado Limite Último

Após conhecida a distribuição de tensões para cada solução presente na estrutura mista madeira-aço, é então necessário verificar se estes valores cumprem os limites de segurança impostos segundo a regulamentação específica para cada material, tema já abordado neste capítulo.

Relativamente à verificação de segurança na seção de madeira e de acordo com o que o foi enunciado anteriormente, nas equações (5.92) e (5.93), este material estará sujeito tanto a flexão composta com tração, como a flexão composta com compressão. Deste modo, e de acordo com os limites impostos pelo EC5 (CEN;2004a), a verificação de segurança segundo flexão composta com tração é realizada através da seguinte expressão:

$$\frac{\sigma_M}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,M}}{f_{,d}} \leq 1,0 \quad (5.95)$$

onde $f_{t,0,d}$ é valor de cálculo da resistência à tração na direção do fio e $f_{m,d}$ é o valor de cálculo da resistência à flexão. A verificação de segurança em flexão composta com compressão deverá ser realizada de acordo com a seguinte equação:

$$\left(\frac{\sigma_M}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,M}}{f_{m,d}} \leq 1,0 \quad (5.96)$$

sendo $f_{c,0,d}$ o valor de cálculo da resistência à compressão na direção do fio.

Como já foi enunciado nos pressupostos deste modelo de cálculo, o comportamento mecânico do aço é admitido dentro do regime elástico. Para garantir esta situação, é necessário verificar a classe a que o perfil metálico corresponde, de acordo com o procedimento exposto em 5.3.3.2, a partir da relação do cálculo da relação (c/t) para o troço comprimido, verificando se o perfil se encontra dentro da classe 1, 2 ou 3. Deste modo, não será necessário determinar a área efetiva do perfil, reduzindo a extensão do perfil a trabalhar à compressão, situação que se dá em perfis de classe 4. Em S1 a chapa metálica irá encontrar-se na sua totalidade submetida a esforços de tração, não existindo assim possibilidade de instabilizar, descartando-se a necessidade de verificar a classe deste. Por outro lado, em S2, o perfil irá encontrar-se a trabalhar tanto em tração, na fibra inferior, como em compressão, na fibra superior, existindo assim a possibilidade de instabilizar a partir deste local.

Como foi referido em 4.4.4.2.2., o dimensionamento de S2 admite a colocação de, no mínimo, um ligador mecânico a meia altura da seção. A fixação deste conetor leva a que a chapa se encontre encastrada neste ponto, dispondo-se o comprimento suscetível de instabilizar na zona superior a este – zona de compressão. Deste modo, no cálculo do quociente (c/t), o valor de c irá corresponder a metade da altura da chapa metálica e t à espessura desta, correspondendo a um comprimento que se encontra do lado da segurança.

Na generalidade dos casos os perfis metálicos utilizados pertencem às classes 1, 2 e 3, não existindo assim a possibilidade de instabilizar através do deslocamento no sentido contrário à viga de madeira, visto que segundo esta direção se encontram travados. No entanto, os limites impostos pelo EC3 (CEN;2010a) para a definição de classes admitem a possibilidade do perfil metálico poder instabilizar segundo qualquer direção. Deste modo, os limites propostos por esta regulamentação não se enquadram na totalidade na situação presente, apresentando-se então como uma classificação mais severa, porém do lado da segurança.

Recuperando a abordagem à verificação de segurança segundo a distribuição de tensões presente na estrutura mista, os elementos em aço nas duas soluções apresentadas irão encontrar-se igualmente solicitados em flexão composta. Neste sentido, a verificação de segurança preconizada pelo EC3 (CEN;2010a) para flexão composta, admitindo comportamento elástico do material, é a seguinte:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.97)$$

sendo $\sigma_{x,Ed}$ para a fibra inferior do perfil igual a $(\sigma_{Si} + \sigma_{mSi})$ e para a fibra superior $(\sigma_{Si} - \sigma_{mSi})$.

Relativamente à verificação de segurança ao esforço transversal, e de acordo com o que foi enunciado na parte inicial deste capítulo, o modelo de cálculo proposto não contempla o cálculo deste esforço. Deste modo, admite-se que apenas a madeira irá absorver as tensões de corte, apresentando o valor máximo nas seções extremas, junto aos apoios. A possibilidade de interação flexão-esforço transversal, exposta em 5.3.3.5., não irá também ser alvo de verificação devido ao reduzido valor que o esforço transversal irá tomar na zona de reforço (meio vão), sendo portanto desprezável esse efeito.

Para terminar é importante referir que a verificação de segurança ao bambeamento será condicionada pela instabilidade lateral da seção de madeira, devido à sua maior esbelteza comparativamente com o perfil metálico, e admitindo uma eficiente transferência de esforços entre os dois materiais através do ligador. Deste modo, pode assim ser desprezada a verificação da instabilidade lateral dos perfis metálicos.

5.5.3.2. Verificações de Segurança em Estado Limite de Utilização

A verificação de segurança em relação aos estados limite últimos das duas soluções de reforço propostas irá ser realizada para a deformação e vibração, de acordo com o enunciado em 5.3.2.9.

Relativamente à deformação instantânea presente na viga mista em serviço, esta irá ser calculada tanto para as cargas permanentes, como para sobrecargas, afetando estes valores por o coeficiente k_{def} para se obter as deformações finais. No entanto, o valor da deformação instantânea não pode ser obtido através das equações da Resistência dos Materiais, expressões (5.31) e (5.32), pois estas admitem uma rigidez constante ao longo de um comprimento l , situação contrária à existente neste ponto. Deste modo, foi necessário recorrer à formulação matricial do método dos deslocamentos para obter a flecha da estrutura mista, de acordo com o esquematizado nas Figuras 5.30 e 5.31. Na Figura 5.30 é exposto o esquema da estrutura tipo sujeita a uma carga uniformemente distribuída p , distinguindo os comprimentos da viga sem reforço, $L1$, e a distância de reforço, $L2$, bem como a rigidez da seção de madeira $(E.I.)_1$, calculada através do módulo de elasticidade médio, e a rigidez da seção mista madeira aço, $(E.I.)_2$, equivalente a $(E.I.)_{ef}$ segundo a equação 5.82, admitindo K_{ser} . Na Figura 5.31 é apresentada a parte simétrica da estrutura original e a partir da qual foi implementado o método dos deslocamentos para se obter o valor de $\Delta 3$, de acordo com a equação (5.98) e com os sentidos admitidos na mesma figura. O procedimento exposto será realizado para determinar a flecha instantânea tanto para cargas permanentes, como para sobrecargas, comparando no final os valores com os limites já estabelecidos em 5.3.2.9.1.

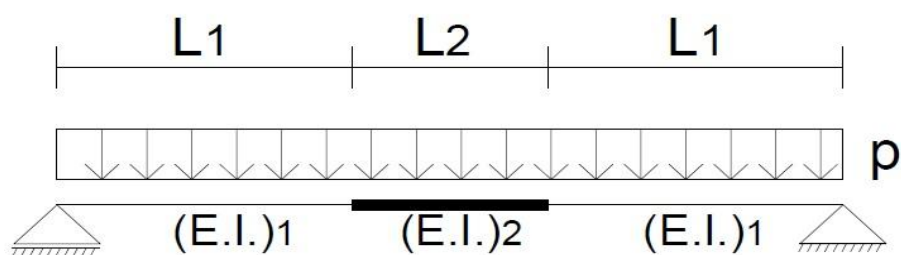


Figura 5.30 Modelo estrutural

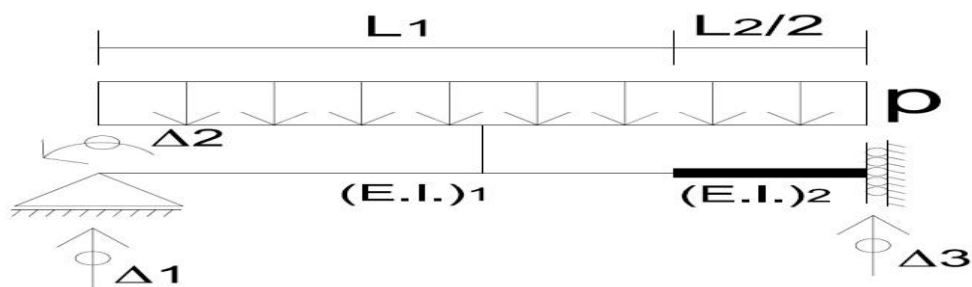


Figura 5. 31 Estrutura simétrica e deslocamentos admitidos

$$K \cdot \Delta + F_0 = F \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \begin{bmatrix} \frac{3 \cdot (E.I.)_1}{L_1^3} + \frac{12 \cdot (E.I.)_2}{0,5 \cdot (L_2)^3} & -\frac{3 \cdot (E.I.)_1}{L_1^2} + \frac{6 \cdot (E.I.)_2}{0,5 \cdot (L_2)^2} & -\frac{12 \cdot (E.I.)_2}{0,5 \cdot (L_2)^3} \\ -\frac{3 \cdot (E.I.)_1}{L_1^2} + \frac{6 \cdot (E.I.)_2}{0,5 \cdot (L_2)^2} & \frac{3 \cdot (E.I.)_1}{L_1} + \frac{4 \cdot (E.I.)_2}{0,5 \cdot (L_2)} & -\frac{6 \cdot (E.I.)_2}{0,5 \cdot (L_2)^2} \\ -\frac{12 \cdot (E.I.)_2}{0,5 \cdot (L_2)^3} & -\frac{6 \cdot (E.I.)_2}{0,5 \cdot (L_2)^2} & \frac{12 \cdot (E.I.)_2}{0,5 \cdot (L_2)^3} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ \Delta_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{5}{8} \cdot p \cdot L_1 + \frac{p \cdot 0,5 \cdot L_2}{2} \\ -\frac{p \cdot L_1^2}{8} + \frac{p \cdot 0,5 \cdot L_2^2}{15} \\ \frac{p \cdot L_2}{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (5.98)$$

A verificação de segurança em estado limite de vibração irá ser realizada do mesmo modo do exposto em 5.3.2.9.2, através do cálculo da frequência fundamental de vibração para o pavimento existente, verificando-se de seguida os dois critérios impostos pelo EC5 (CEN;2004a), caso este valor seja superior a 8,0 Hz. Porém, para o cálculo da frequência f_1 , a expressão (5.37) admite a existência de um fator de rigidez para flexão $(E.I.)_{Long}$ constante ao longo do vão do pavimento, não se adequando então na totalidade no âmbito desta estrutura, como é possível verificar através da *Figura 5.30*. Deste modo, é necessário considerar um valor de rigidez ponderado entre $(E.I.)_1$ e $(E.I.)_2$, sendo denominado $(E.I.)_{Long,eq}$, calculado através do valor da deformação da viga presente em (5.98). Assim, irá ser calculada a rigidez longitudinal equivalente responsável pela flecha existente na estrutura mista, através da seguinte equação da Resistência dos Materiais e admitindo a notação da expressão (5.98):

$$\Delta_3 = \frac{5 \cdot p \cdot (l_1 + l_2 + l_2)^4}{384 \cdot (E.I.)_{Long,eq}} \Leftrightarrow (E.I.)_{Long,eq} = \frac{5 \cdot p \cdot (l_1 + l_2 + l_2)^4}{384 \cdot \Delta_3} \quad (5.99)$$

A partir do valor de $(E.I.)_{Long,eq}$ podendo ser calculado tanto para cargas permanentes, como para sobrecargas, desde que utilizado o valor da deformação respetivo, é então possível calcular a frequência fundamental f_1 e verificar se este valor cumpre o estipulado no EC5 (CEN;2004a).

5.5.3.3. Verificação de Segurança da Ligação Mecânica

Após definido o diâmetro e a classe de resistência dos parafusos de porcas a utilizar, em função do exposto nas *Tabelas 5.10* e *5.11*, o valor da resistência da ligação mecânica será dado pela Teoria de Johansen, definida em 5.4.3, em função da solução de reforço optada. Assim, na hipótese da solução S1, o valor característico da resistência da ligação, para a situação de chapa fina, será dado através da seguinte condição:

$$R_{Lig,S1-chapa\ fina} = \min\{F_{V,Rk,1,F,S1}; F_{V,Rk,2,F,S1}\} \quad (5.100)$$

enquanto para o caso de chapa espessa será:

$$R_{Lig,S1-chapa\ espessa} = \min\{F_{V,Rk,1,E,S1}; F_{V,Rk,2,E,S1}; F_{V,Rk,3,E,S1}\} \quad (5.101)$$

estando estes valores definidos em 5.4.3.2. O valor de cálculo da resistência da ligação será então dado por:

$$F_{Rd,Lig} = k_{mod} \frac{R_{Lig,S1,i}}{\gamma_{Lig}} \quad (5.102)$$

onde γ_{Lig} é o coeficiente parcial de segurança para ligações, igual a 1,3.

No caso da solução S2, o valor característico da resistência da ligação, para a situação de chapa fina, é obtido através de:

$$R_{Lig,S2-chapa\ fina} = \min\{F_{V,Rk,1,F,S1}; F_{V,Rk,2,F,S1}\} * 2 \quad (5.103)$$

e para a situação de chapa espessa:

$$R_{Lig,S2-chapa\ espessa} = \min\{F_{V,Rk,1,E,S1}; F_{V,Rk,2,E,S1}; F_{V,Rk,3,E,S1}\} * 2 \quad (5.104)$$

sendo estes valores obtidos através do exposto em 5.4.3.3. O valor de cálculo da resistência da ligação obtém-se igualmente através de (5.102).

A verificação de segurança da ligação mecânica madeira-aço irá dar-se assim através conhecimento da carga total que terá de ser absorvida pelos parafusos de porca, modificando a equação (5.94) do seguinte modo:

$$F_{Si} = \frac{\gamma_{Si} \cdot E_{Si} \cdot A_{Si} \cdot a_{Si} \cdot l}{(E \cdot I.)_{ef}} * V \quad (5.106)$$

sendo l o comprimento do reforço metálico.

O número de parafusos mínimo necessário a dispor ao longo do comprimento do reforço para ser garantida a segurança da ligação será dado através da seguinte condição:

$$n = \frac{F_{Si}}{F_{Rd,Lig}} \quad (5.107)$$

Após conhecido o número de parafusos que irão ser colocados, é necessário verificar as disposições construtivas referentes aos espaçamentos mínimos, tanto da madeira, como do aço, expostos na *Tabela 5.9* e *5.10*, respetivamente. Em função da disposição final dos ligadores será necessário verificar a possibilidade de rotura em bloco, através do referido em 5.4.4. Caso o valor de $F_{bs,Rk}$ obtido seja inferior à carga total atuante nos ligadores, calculada em (5.106), a segurança da ligação não será verificada, sendo então necessário realizar outra disposição dos ligadores ou alterar o diâmetro destes.

Relativamente à disposição longitudinal dos parafusos de porca, estes devem dispor-se em quincôncio ao longo do comprimento do reforço, como é apresentado na *Figura 5.32* para S2, em detrimento da disposição por fiadas, evitando assim a rotura da ligação segundo a direção paralela ao fio.

No sentido de maximizar o comportamento mecânico do reforço, e sabendo que este elemento apenas inicia a sua função resistente a partir do local onde é colocado o primeiro ligador, a disposição dos parafusos será constante ao longo de todo o reforço, com a exceção do primeiro e último que serão colocados no limite das disposições construtivas.



Figura 5. 32 Disposição em quincôncio dos ligadores em S2

5.6. FOLHA DE CÁLCULO

O estudo das estruturas mistas madeira-aço encontra-se atualmente pouco aprofundado, sendo escassos os trabalhos que definam uma metodologia de cálculo. O conhecimento da rigidez efetiva da estrutura e a influência que os deslocamentos relativos entre os dois materiais têm na resistência mecânica, a rigidez da ligação em serviço, bem como o dimensionamento correto desta no sentido de acautelar as consequências de uma ligação semi-rígida, são temas cuja abordagem científica tem sido escassa.

Ao longo deste capítulo tem sido descrita a metodologia de cálculo necessária para o correto dimensionamento destes sistemas mistos, criando uma base de conhecimento para que o seu comportamento seja melhor entendido. Porém, o processo de dimensionamento é bastante moroso, tendo em conta as muitas variáveis intervenientes e a contínua dependência destas. No sentido de simplificar este processo de cálculo, aprofundando o conhecimento neste tema, foi implementada uma folha de cálculo que permite dimensionar estes sistemas construtivos.

O programa de cálculo que foi realizado é composto numa primeira parte por uma verificação de segurança em E.L.U. e E.L.S. ao pavimento de madeira em estudo, de acordo com o procedimento já explanado neste capítulo (*Figura 5.33*). Numa segunda parte, e perante a verificação, ou não, de segurança da viga em questão, são propostas duas soluções de reforço à flexão com elementos em aço, ficando o utilizador com a opção de escolha pelo comprimento de área de reforço que pretende implementar. O comportamento em E.L.U e E.L.S. das duas hipóteses de intervenção é também exposto, bem como o número de ligadores (parafusos de porca) que será necessário dispor para garantir a segurança e transferência de esforços entre os dois materiais da estrutura mista (*Figura 5.34*).

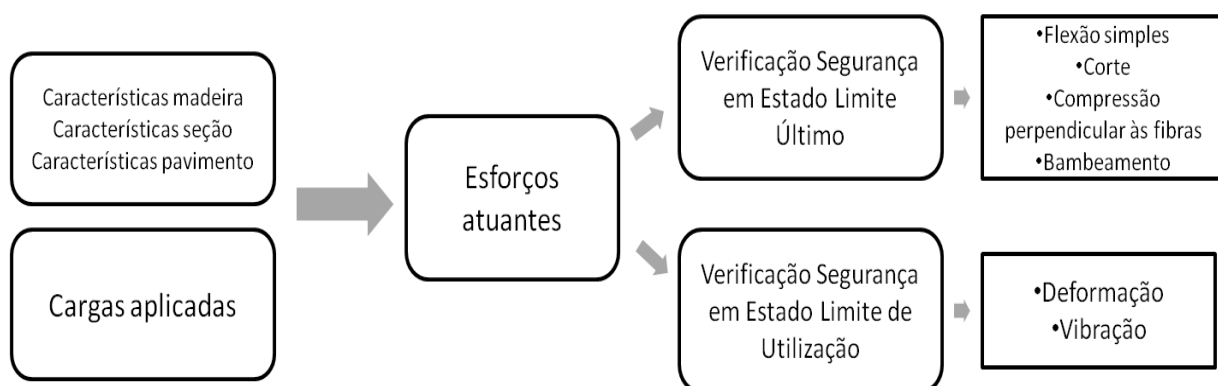


Figura 5.33 Esquema representativo da folha de cálculo - Parte 1

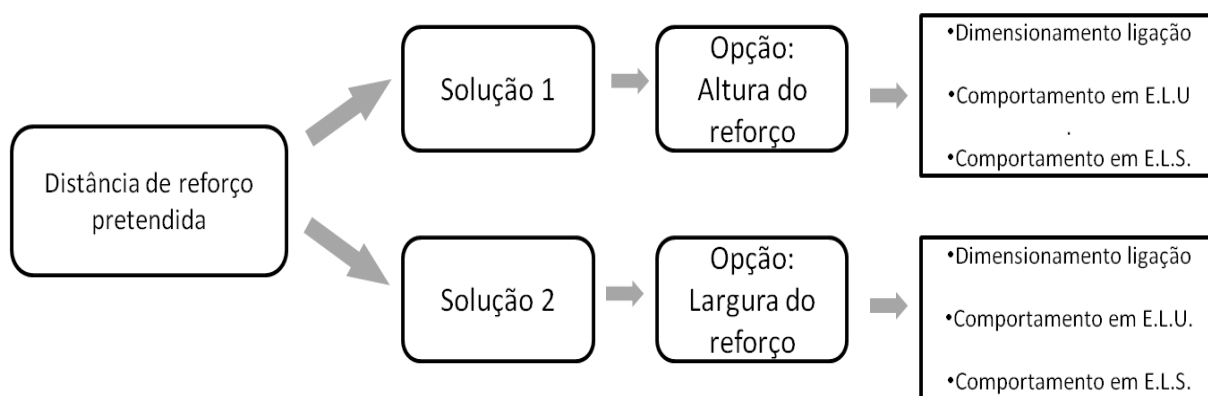


Figura 5.34 Esquema representativo da folha de cálculo - Parte 2

A descrição da folha de cálculo realizada, bem como a explicação de todas as suas etapas, encontra-se no Anexo C deste trabalho. Todos os procedimentos de dimensionamento presentes neste programa já foram abordados em pormenor ao longo deste capítulo, sendo apresentados de uma forma geral e apenas em função da ordem em que são colocados. Alguma dúvida que surja durante a sua consulta deverá ser remetida para o subcapítulo correspondente, no presente capítulo.

5.7. DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.7.1. INTRODUÇÃO

Neste subcapítulo irão ser apresentados os resultados obtidos na folha de cálculo através da simulação de diversos parâmetros de dimensionamento para as duas soluções propostas. Foi utilizado como exemplo a viga principal presente num pavimento de um edifício na Rua do Almada, n.º 528, Porto, cujo Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural foi gentilmente cedido pelo NCREP (Guedes; Ilharco et al.;2011).

A viga de madeira de Castanho (*Castanea Sativa Mill*) em estudo apresenta uma classe resistente D30 (CEN;2003) e um valor de 600kg/m^3 de massa volúmica, com uma seção circular de diâmetro variável entre 15 e 24cm. Vence um vão de 5,0m, inserida num pavimento com espaçamento entre eixos de vigas entre 0,50 e 0,90m. A verificação de segurança realizada em E.L.U., de acordo com as cargas permanentes e sobrecarga regulamentar de $2,0\text{ kN/m}^2$ para habitação, permitiu concluir que os resultados cumprem o estipulado pelo EC5 (CEN;2004a), como é possível verificar através da Figura 5.35 (Guedes; Ilharco et al.;2011).

Projecto - Rua do Almada	Características geométricas					Carregamento			Características material				Flexão simples			Bambeamento		Corte	Compressão ? fibras				
	Apoio parede (m)	b(m)	h(m)	L(m)	k _{cc}	P _{ed} (kN/m)	k _{mod}	H _v	f _{m,k} (MPa)	f _{c,30,k} (MPa)	f _{v,k} (MPa)	E _{0,k} (MPa)	M _{sd} (kN.m)	H _{m,d} (Mpa)	H _{rel,m}	k _{crit}	H _e (MPa)	H _{e,90,d} (Mpa)					
Viga principal diâmetro 18cm	0,10	0,15	0,18	5	1,1	2,9	0,8	0,95	30	8	3	10000	9,06	11,19	0,55	OK	0,39	1	OK	0,40	OK	0,48	OK

Figura 5.35 Verificação de segurança em E.L.U. (Guedes; Ilharco et al.;2011)

Relativamente à verificação em E.L.S. foi possível concluir que as vigas apresentam flechas ligeiramente superiores aos limites regulamentares, tanto no que diz respeito às deformações instantâneas, como às deformações finais. Porém, e ainda segundo o mesmo documento, tendo em conta o comportamento estrutural satisfatório dos pavimentos observados no local, considerou-se que o nível de deformação teórico sobrestima a deformação real, aceitando-se assim os valores obtidos (Figura 5.36).

Projecto - Rua do Almada	Características geométricas		Características materiais		Características do carregamento						Deformação instantânea		Deformação total			Valores máximos admissíveis	
	b (m)	h (m)	L (m)	Emédio (GPa)	Gmédio (GPa)	G e P.P. (kN/m)	Q e V (kN/m)	K _{def} e P.P.	G _{def} e VV	H _{2,1}	u _{inst,G} (mm)	u _{inst,Q} (mm)	u _{tot,G} (mm)	u _{tot,V} (mm)	u _{tot,total} (mm)	1º Critério u _{inst} ≤ l/300	2º Critério u _{fin} ≤ l/200
Viga principal diâmetro 18cm	0,15	0,18	5	10	0,6	0,6	1,4	0,60	0,60	0,30	6,84	15,95	10,94	18,82	29,76	KO	KO

Figura 5.36 Verificação de segurança em E.L.S. (Guedes; Ilharco et al.;2011)

Deste modo concluiu-se que o pavimento de madeira em questão cumpria o preconizado no EC5 para verificação de segurança em E.L.U. e E.L.S. Porém, e admitindo uma hipótese puramente académica no âmbito deste trabalho, o pavimento em questão irá passar a ser solicitado por uma sobrecarga extra

de $2,0\text{kN/m}^2$, levando a que a verificação de segurança em flexão no E.L.U. não cumpra os requisitos, apresentando assim um fator de segurança inferior à unidade igual 0,97.

Com o intuito de acautelar esta situação, irá ser realizado o estudo do reforço da estrutura através da implementação de reforços em aço, de acordo com as duas soluções estudadas neste trabalho e o modelo de cálculo proposto. É admitido um comprimento de reforço mínimo para garantir a segurança à flexão, com uma folga de 15%, de acordo com a metodologia apresentada no Anexo C (Figura C.9) deste trabalho, estendendo-se ao longo de 1,0m no meio vão da viga (Figura 5.37).



Figura 5. 37 Distância de reforço

O estudo da solução de reforço irá debater-se segundo dois objetivos distintos: o primeiro será obter um fator de segurança à flexão para a estrutura mista de 1,10 e o segundo dotar a seção composta de uma rigidez efetiva em flexão 20% superior à existente, garantindo a verificação de segurança em flexão. Deste modo, irão ser consideradas duas áreas de reforços para cada uma das soluções, estudando a influência que o diâmetro e número de conectores têm no comportamento da estrutura (Figura 5.38 e 5.39).

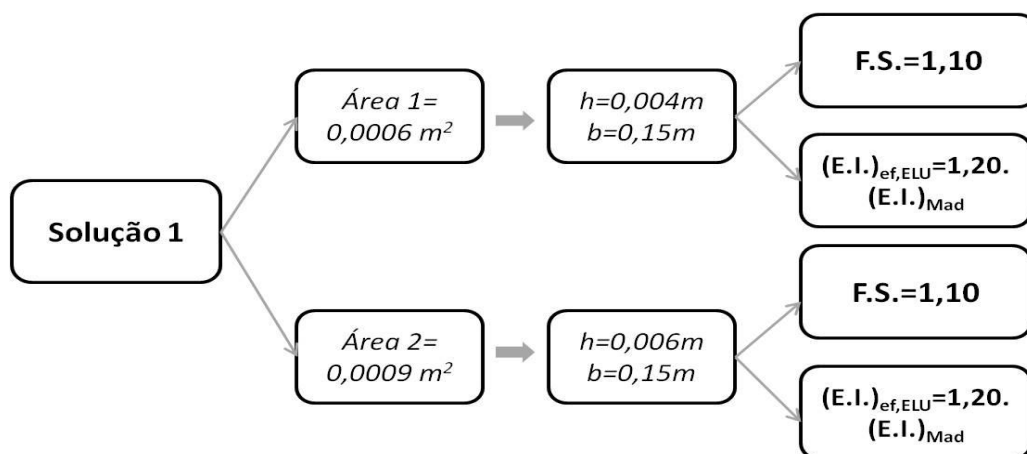


Figura 5. 38 Esquema do estudo do reforço através de S1

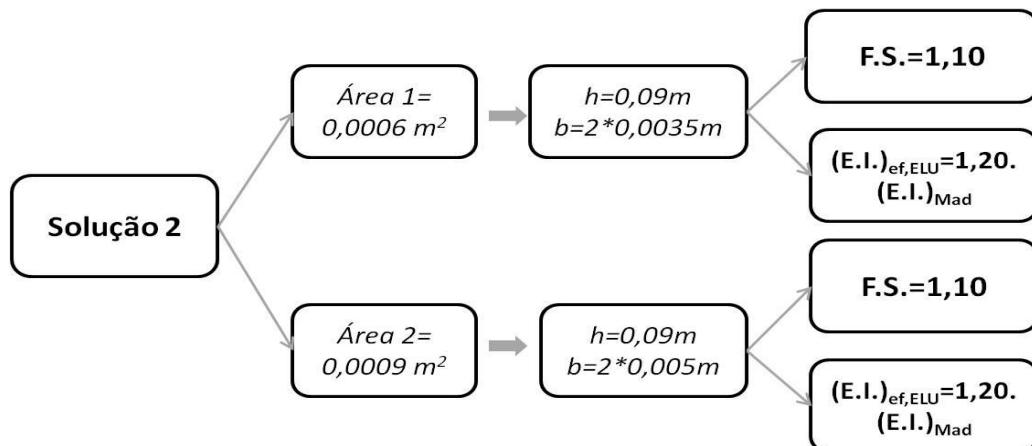


Figura 5.39 Esquema do estudo do reforço através de S2

Na *Tabela 5.15* são expostos os parâmetros do comportamento mecânico da viga de madeira antes do reforço, através dos quais será realizada a análise comparativa.

Tabela 5.15 Parâmetros do comportamento mecânico da viga de madeira antes do reforço

F.S. em flexão	0,97
$(E.I.)_{Médio}$ (kPa.m ⁴)	729,00
$u_{fin,g}$ (mm)	12,5
$u_{fin,q}$ (mm)	44,8
f_1 (mm)	5,2

Para terminar refere-se que o cálculo pormenorizado das simulações através da folha de cálculo para as duas soluções estudadas encontra-se no *Anexo D* e os resultados obtidos no *Anexo E*.

5.7.2. OBJETIVO: $F.S. = 1,10$

5.7.2.1. Área 1

Na primeira situação iria ser realizada uma comparação do comportamento e dos parâmetros de dimensionamento entre as duas soluções, utilizando a mesma área (0,0006m²), com o intuito de dotar à estrutura mista um fator de segurança igual a 1,10. Porém, e de acordo com as condições admitidas, S2 não tem capacidade mecânica para responder de forma favorável à solicitação pretendida. Apesar da rigidez da estrutura mista através do efeito da chapa metálica desta solução ser superior à equivalente para S1, (ver *Tabela 5.16*), nenhum ligador metálico dentro da gama de diâmetros admitida tem capacidade para adicionar a parcela de rigidez necessária à seção para se atingir o F.S. pretendido.

Tabela 5.16 Comparação de (E.I.) sem ligação entre S1 e S2

$(E.I.)_{S1}$ - Sem ligação (kPa.m ⁴)	729,17
$(E.I.)_{S2}$ - Sem ligação (kPa.m ⁴)	818,25

Relativamente à solução 1, no *Gráfico 1* é exposto, em função dos diâmetros admitidos, o número mínimo de ligadores necessário para a seção apresentar um fator de segurança igual a 1,10.

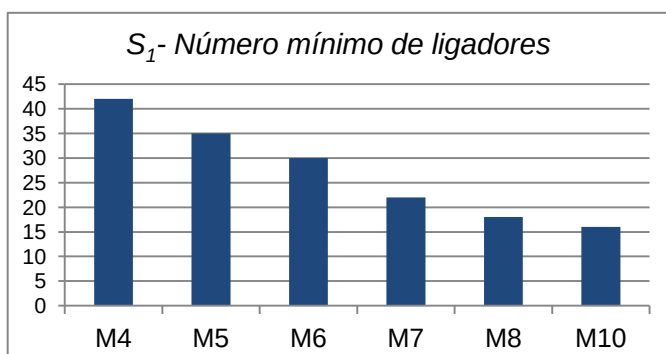
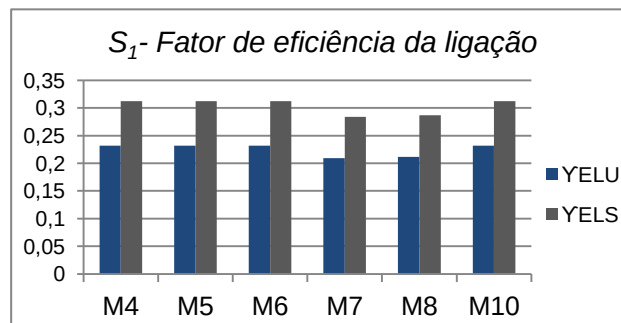
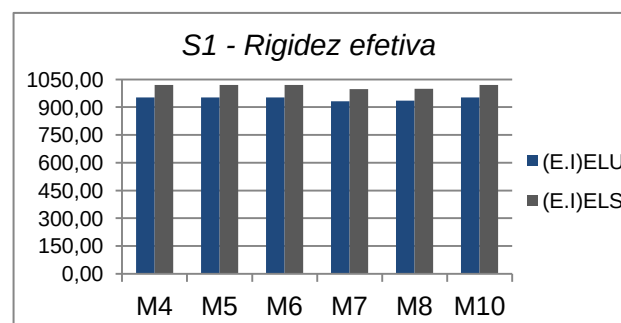
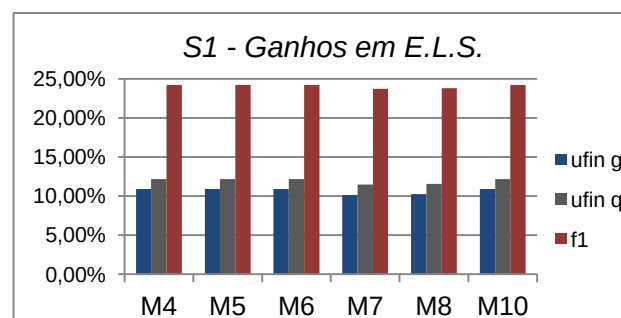


Gráfico 5.1 Número de ligadores - S1

É possível constatar que nesta situação é exigido um número considerável de ligadores para acrescentar à seção a percentagem de rigidez necessária. Este facto é perceptível através da análise do *Gráfico 5.2*, onde é patente os valores que o fator de eficiência da ligação em E.L.U e E.L.S apresenta. Através de um valor de γ_{ELU} com valores aproximadamente iguais a 0,20, a ligação transmite à estrutura mista um acréscimo de 30% de rigidez em E.L.U (valor médios) (*Gráfico 5.3*). A partir do *Gráfico 5.3* é também possível concluir que a rigidez efetiva da seção, tanto em E.L.U., como E.L.S., apresenta um comportamento regular, não variando os seus valores com a alteração do diâmetro e respetivo número de parafusos.

Gráfico 5.2 Fator de eficiência da ligação em S_1 Gráfico 5.3 Rigidez efetiva da seção composta S_1

Apesar de não ser o objetivo da implementação do reforço, a colocação de S_1 nas condições presentes origina um comportamento satisfatório em E.L.S. A análise do *Gráfico 5.4* permite concluir que a viga composta irá apresentar ganhos ao nível da redução da deformação existente antes da colocação do reforço e irá aumentar também a frequência fundamental de vibração. É importante salientar que a implementação desta solução permite reduzir aproximadamente, em média, cerca de 10% da deformação final devida às sobrecargas.

Gráfico 5.4 Ganhos em E.L.S. em S_1

Como conclusão final é necessário referir que o comportamento da estrutura se irá manter constante ao longo das possíveis variações de diâmetro e número de parafusos colocados. Deste modo, apenas o número de parafusos e a disponibilização do comprimento desejado no mercado será significativo para escolha da solução.

5.7.2.2. Área 2

Nesta hipótese foi admitido um aumento de 50% da área de reforço em cada solução ($0,0009\text{m}^2$), levando a uma espessura de reforço em S1 de 6,0mm, enquanto em S2 cada chapa metálica terá 5,0mm. É importante referir que este aumento de área leva a que a solução 2 apresente um comportamento mecânico satisfatório, situação contrária ao referido para a hipótese anterior. No entanto, devido à reduzida espessura, em S2 não será possível dispor parafusos de porca com 10mm de diâmetro pois não cumprem as disposições construtivas mínimas preconizadas na regulamentação.

Foram então simulados no programa de cálculo os diversos diâmetros para as duas soluções, tendo-se obtido os seguintes resultados:

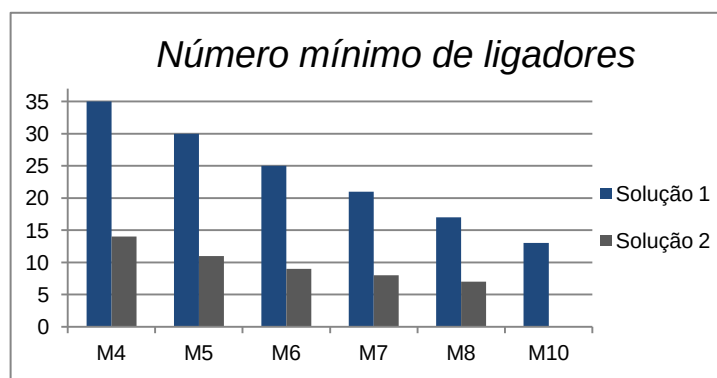


Gráfico 5.5 Número mínimo de ligadores para S1 e S2

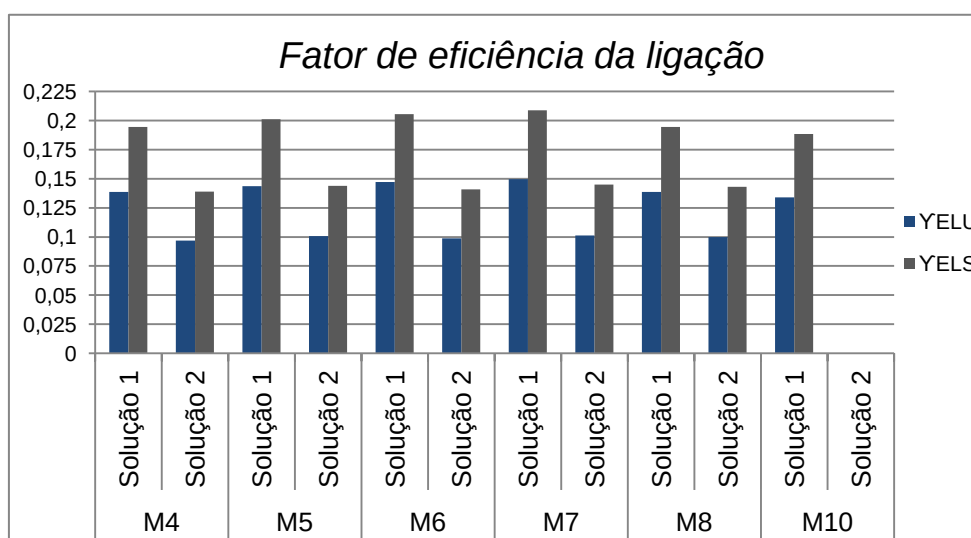


Gráfico 5.6 Fator de eficiência da ligação para S1 e S2

Em comparação com S2, a primeira solução necessita de um número mínimo de ligadores consideravelmente superior para conseguir apresentar um fator de segurança igual a 1,10 (Gráfico 5.5). Porém, os conectores colocados irão promover um comportamento conjunto eficiente dos dois materiais, através de uma ligação que apresenta bons resultados, superiores a S2, explícitos pelo fator de eficiência no Gráfico 5.6. Esta conexão será também responsável pelo incremento de uma parcela significativa da rigidez efetiva da seção, aproximadamente 30% (Gráfico 5.7). A diferença significativa existente entre os valores da rigidez efetiva ganha pela ligação nas duas soluções é nítida através da análise da Tabela 5.17, onde se conclui que em S2 a ligação terá um papel menos importante no aumento da rigidez da seção visto que necessitará de aumentar uma percentagem bastante menor para alcançar o mesmo objetivo. Esta situação deve-se ao valor da inércia do perfil em S2 ser bastante superior ao existente em S1.

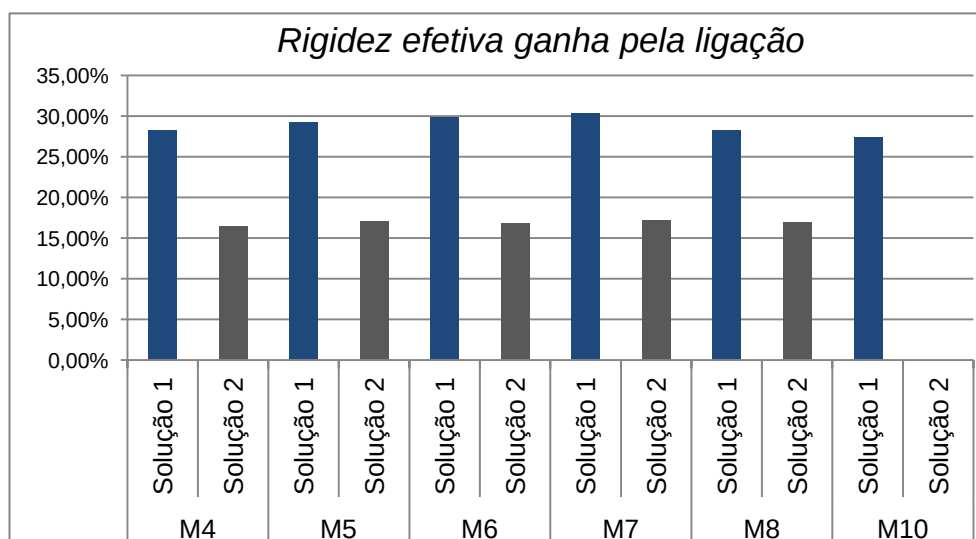


Gráfico 5.7 Rigidez efetiva ganha pela ligação em S1 e S2

Tabela 5.17 Comparação de (E.I.) sem ligação entre S1 e S2

(E.I.) _{S1} - Sem ligação (kPa.m ⁴)	729,57
(E.I.) _{S2} - Sem ligação (kPa.m ⁴)	856,68

Relativamente à rigidez efetiva da seção composta, a solução 2 apresenta valores aproximadamente constantes e ligeiramente superiores, apresentando a grandeza máxima na colocação de ligadores com diâmetro de 7,0mm, do mesmo modo que S1. Esta situação apresenta-se como uma vantagem relativamente a S1, visto que com um menor número de ligadores consegue alcançar uma rigidez com valores superiores tanto em E.L.U., como em E.L.S. (Gráfico 5.8).

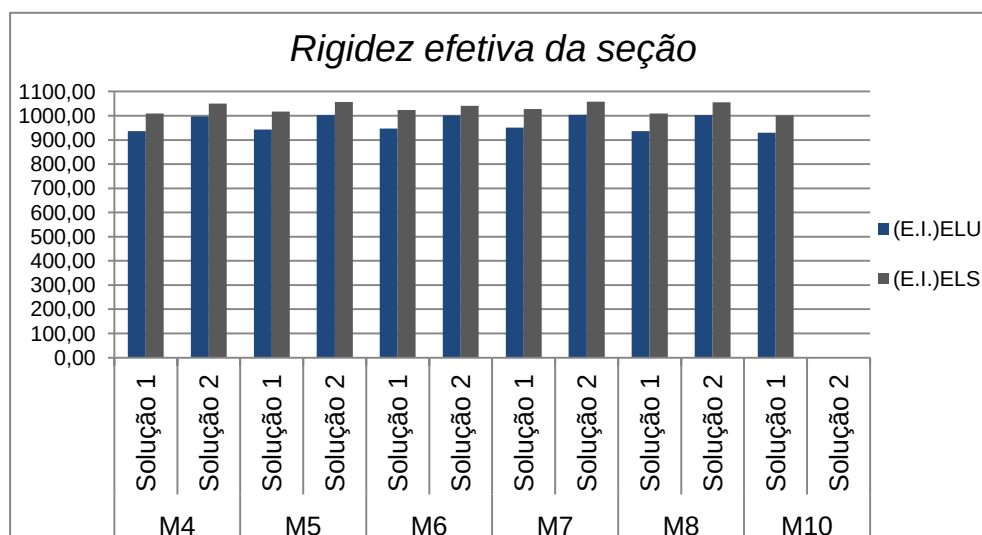


Gráfico 5.8 Rigidez efetiva da seção para S1 e S2

Em E.L.S. ambas as soluções apresentam um bom comportamento, sendo capazes de absorver uma percentagem considerável das deformações impostas na estrutura caso não existisse reforço, bem como um aumento da frequência de vibração do pavimento. Porém, é importante destacar que a solução dois apresenta novamente melhores resultados, absorvendo uma parcela maior de deformação, nomeadamente devido a cargas permanentes.

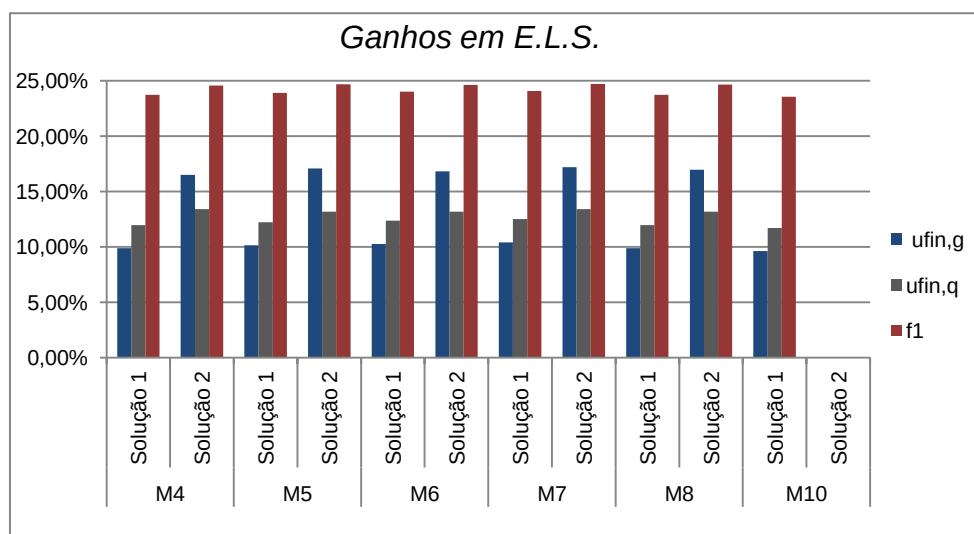


Gráfico 5.9 Ganhos em E.L.S. de S1 e S2

5.7.2.3. Conclusões

Neste subcapítulo irão ser analisadas as mais-valias no comportamento mecânico que o aumento de área na solução 1 gerou, realizando uma comparação individual a cada parâmetro. Seguidamente irão ser retiradas as conclusões acerca da solução que apresenta a melhor relação entre ganhos de resistência e custo, baseado em informação disponibilizada acerca do preço corrente por quilograma de chapa de aço e ligadores mecânicos.

O Gráfico 5.10 apresenta o ganho produzido na solução 1 pelo aumento da área de reforço em 50%, expressando em percentagem a evolução dada.

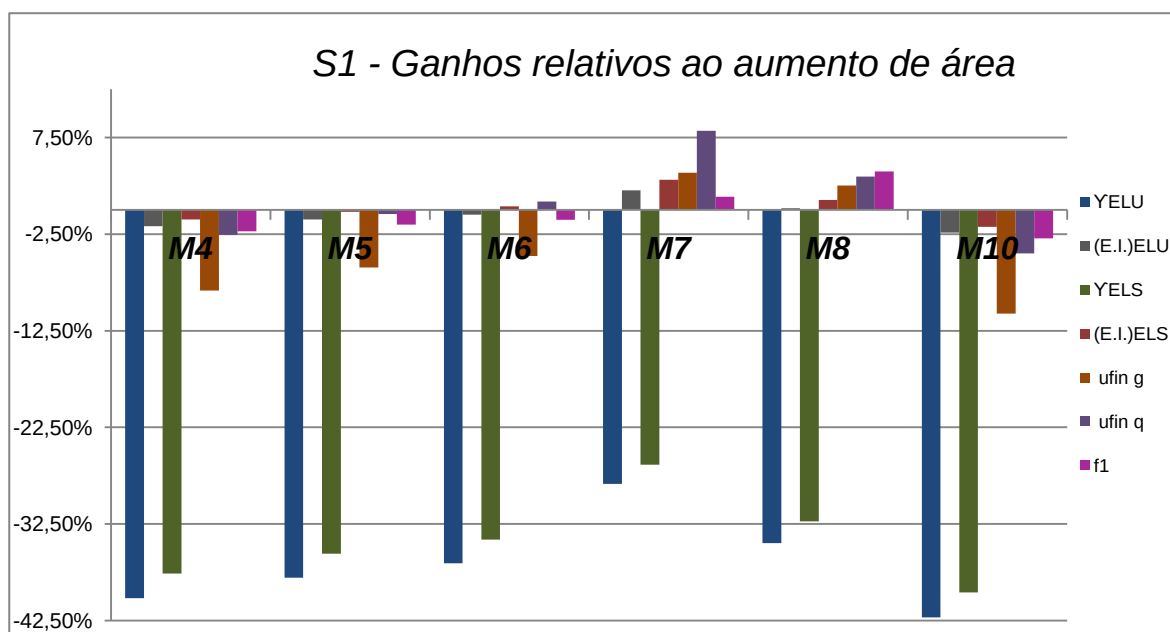


Gráfico 5.10 Ganhos relativos ao aumento de espessura do reforço em S1

O aumento da espessura da chapa de reforço em 2,0 mm não leva, na generalidade dos casos, a uma melhoria do comportamento mecânico da solução. Destaca-se a colocação de ligadores com 7,0mm de diâmetro, originando melhores resultados a nível da rigidez da solução, em E.L.U e E.L.S., e no comportamento em serviço, destacando-se o aumento de aproximadamente 8% da redução da deformação devido a sobrecargas. A disposição de conetores com 8,0 mm de diâmetro associada a um aumento de área também origina uma ligeira melhoria do comportamento da estrutura, porém pouco significativa. Esta situação justifica-se pelos resultados constantes que a solução apresenta para a primeira área admitida, enquanto o aumento da espessura leva a que a capacidade mecânica aumente à medida que o diâmetro varia, atingido o máximo para os 7,0mm.

É então possível concluir que em termos de melhoria do comportamento da seção, o aumento da área de reforço em 50% não apresenta vantagens significativas nesta solução construtiva e de acordo com as hipóteses admitidas. Porém, é necessário ponderar se o menor número de ligadores que este aumento de área induz origina intervenções com custo comparativamente inferior, podendo apresentar-se como uma vantagem para esta situação. Neste sentido, seguidamente irá ser realizada uma análise de custo em relação às soluções que apresentaram melhores resultados.

Foi realizada uma pesquisa no mercado relativamente ao custo por quilograma de chapa de aço laminada a quente de classe de resistência S235 tendo-se obtido o valor aproximado de 1,37€/kg a partir do programa CYPE®. Relativamente aos ligadores metálicos (parafusos de porca), surgiram dificuldades em encontrar para diâmetros mais reduzidos e correntes, 4,0, 5,0 e 7,0 mm, comprimentos compatíveis com a seção em causa. Deste modo, foi apenas possível ter acesso ao preço dos ligadores de 6,0, 8,0 e 10 mm, através do site da empresa ALMETAL, de acordo com os comprimentos necessários para cada solução. Para o caso de S1, foi admitido que o parafuso irá percorrer toda a altura da viga, sendo apertado através de uma porca na face superior desta, necessitando assim de um comprimento aproximado de 200mm. Em S2, o parafuso irá estender-se ao longo das duas chapas de reforço, atravessando o interior da viga, sendo necessário neste caso um comprimento de 170mm. Os preços admitidos encontram-se expostos na Tabela 5.18, sendo notória a discrepância de preços entre os ligadores de diâmetro menor e os restantes. Relativamente aos acessórios da ligação, porcas de aperto e anilhas, o preço destes elementos foi baseado na informação disponibilizada no site da

empresa *Skiffy*, dispondo-se estes dados na mesma tabela. Para terminar é importante referir que não foram admitidos os custos de mão-de-obra, custos indiretos etc., devido à escassa e pouco conclusiva informação relativa ao tema que foi encontrada para este tipo de intervenção. Porém, é admitido que este valor é constante ao longo de todas as soluções apresentadas, não sendo por isso o seu valor significativo no custo global.

Tabela 5.18 Preço dos ligadores e acessórios

Diâmetro (mm)	ALMETAL		Skiffy	
	Comprimento (mm)	Preço (€)	Anilha (€)	Porca (€)
6	170	1,92	0,0105	0,0331
	200	2,75		
8	170	0,234	0,0125	0,0468
	200	1,14		
10	170	0,346	0,0135	0,0606
	200	1,54		

Em função da informação disposta na tabela anterior, seguidamente é apresentado o orçamento aproximado das soluções que se enquadraram dentro das limitações dos preços encontrados:

Tabela 5.19 Preço final das soluções

F.S.=1,10	N.º parafusos	Área (m²)	Comprimento reforço (m)	Peso aço (kg)	Preço parafusos de porca (€)	Preço porcas (€)	Preço anilhas (€)	Preço chapa (€)	Preço total (€)
S1_A1_M6	30	0,0006	1,00	4,71	82,50	0,99	0,63	6,45	90,57
S1_A1_M8	18	0,0006	1,00	4,71	20,52	0,84	0,45	6,45	28,27
S1_A1_M10	16	0,0006	1,00	4,71	24,64	0,97	0,43	6,45	32,49
S1_A2_M6	25	0,0009	1,00	7,065	48,00	1,17	0,53	9,68	59,38
S1_A2_M8	17	0,0009	1,00	7,065	19,38	0,80	0,43	9,68	30,28
S1_A2_M10	13	0,0009	1,00	7,065	20,02	0,79	1,58	9,68	32,06
S2_A2_M6	9	0,0009	1,00	7,065	17,28	0,30	0,19	9,68	27,45
S2_A2_M8	7	0,0009	1,00	7,065	1,64	0,33	0,18	9,68	11,82

Através da análise da *Tabela 5.19* é possível concluir que a solução 2, com uma área de 0,0009m² de reforço e a colocação de 7 parafusos de porca de 8,0 mm se apresenta como a intervenção com o menor custo total. Relativamente à possibilidade de o aumento de área na solução 1, e respetiva diminuição de ligadores, conduzir a preços menores, esta hipótese apenas se confirma para a colocação de parafusos de 6,0mm de diâmetro, situação onde o preço total desceu aproximadamente 34%. Acrescenta-se que o preço mais reduzido encontrado para *S1* dá-se para a colocação de uma espessura de reforço com 6,0mm, conectado por 17 parafusos de 8,0mm. Porém, o valor da opção com a mesma área e diâmetro para *S2* é 40% mais económico, não sendo portanto rentável optar por esta solução.

Para terminar é importante referir que apesar de a solução *S2_A2_M8* se apresentar como a economicamente mais apropriada pelo reduzido custo que confere, na realidade a colocação de apenas 7 parafusos de porca pode não ser suficiente para garantir a estabilidade da chapa, bem como para a montagem em obra. Aconselha-se então a aumentar ligeiramente o número de ligadores, promovendo

um espaçamento longitudinal no mínimo da ordem dos 100mm, verificando-se de novo qual a solução que apresenta menor custo.

5.7.3. OBJETIVO: $(E.I.)_{EF,ELU}=1.20*(E.I.)_{MAD}$

5.7.3.1. Área 1

O objetivo desta segunda simulação é avaliar o número mínimo de ligadores necessários a dispor nas duas soluções com uma área de $0,0006m^2$ para se obter uma rigidez efetiva final da viga em E.L.U. 20% superior à existente na seção de madeira antes de se instalar o reforço. Apesar de o intuito da colocação deste reforço não ser rigidificar a peça, esta simulação tem como objetivo verificar qual a resposta mecânica que a estrutura dá nestas condições.

Tanto S1 como S2 apresentaram um comportamento mecânico aproximadamente constante ao longo da variação imposta de diâmetro, sendo então possível realizar uma análise comparativa em função dos valores médios de cada solução. Assim, apresenta-se seguidamente a evolução da rigidez efetiva nas duas soluções na Tabela 5.20, bem como o número mínimo de parafusos de porca necessário, no Gráfico 5.11, e o fator de eficiência médio da ligação para E.L.U. e E.L.S. para as duas soluções. É importante acrescentar que mais uma vez não foi possível dispor parafusos de 10mm de diâmetro em S2 visto que estes não cumpriam as distâncias mínimas impostas pela regulamentação.

Tabela 5.20 Evolução da rigidez efetiva em S1 e S2

	Solução 1	Solução 2
$(E.I.)_{M+A}$ sem ligação	729,17	818,25
$(E.I.)_{M+A}$ final	874,8	874,8
% rigidez ganha pela ligação	19,97%	6,91%

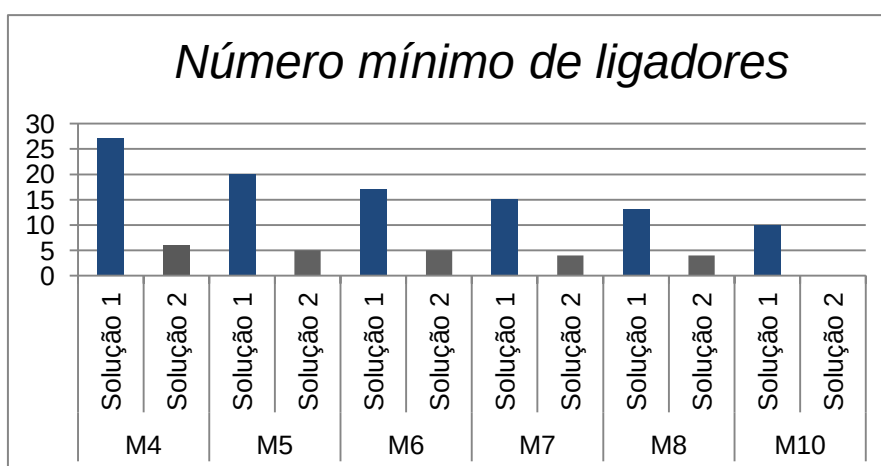


Gráfico 5.11 Número mínimo de parafusos necessários para S1 e S2

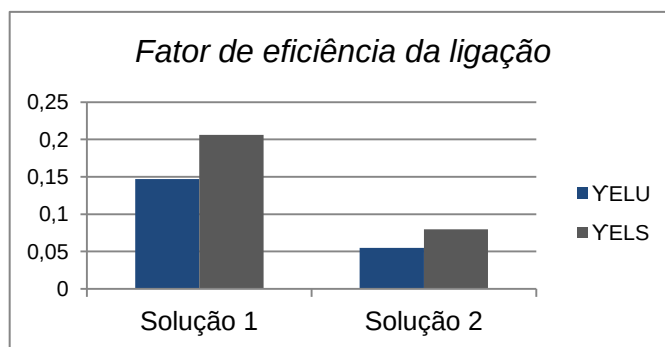


Gráfico 5.12 Fator de eficiência da ligação para S1 e S2

Através da análise da informação apresentada anteriormente é possível concluir que a primeira solução apresenta um bom comportamento para responder a este objetivo, existindo uma relação direta entre a variação do número de parafusos e/ou o diâmetro e o incremento de rigidez na seção que origina. A diminuição do número de parafusos e o aumento do diâmetro leva a que se obtenha sequencialmente os mesmo valores de rigidez na seção, promovendo um fator de eficiência de rigidez da ligação também constante ao longo destas alterações. Esta situação leva a que 20% da rigidez efetiva de *S1* seja fruto da ligação efetuada, havendo uma transferência de esforços entre os dois materiais eficiente, dando-se a rotura por flexão composta com tração na madeira.

Em *S2* o número de ligadores necessários para cada diâmetro não diverge muito, comparativamente com a primeira solução. Porém, o valor do fator de eficiência da ligação também se mantém constante ao longo das flutuações de número de parafusos e diâmetro, permitindo concluir que este parâmetro tem pouca influência na rigidez conjunta dos dois materiais (ver *Tabela 5.20*). Apesar de esta solução apresentar um módulo de deslizamento instantâneo, para o mesmo diâmetro, superior à primeira, por se tratar de uma seção com corte duplo, a ligação existente é pouco rígida, levando a que o aço absorva grande parte das tensões presentes, dando-se a rotura da viga por flexão composta em tração neste material.

Seguidamente expõem-se o comportamento das duas soluções em E.L.S. no *Gráfico 5.13*.

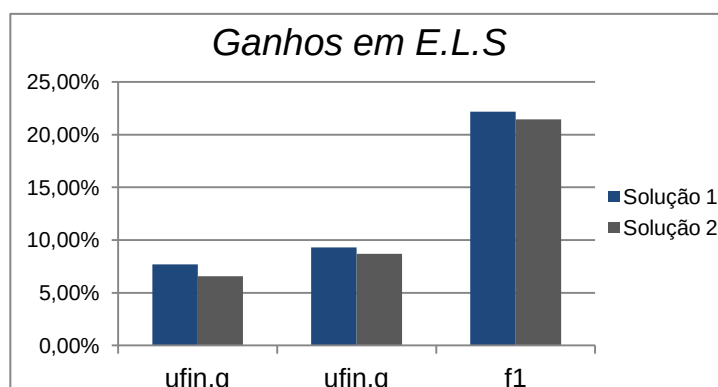


Gráfico 5.13 Ganhos em E.L.S. de S1 e S2

Comparando o comportamento das duas opções em serviço, é perceptível que a primeira solução apresenta resultados ligeiramente melhores, nomeadamente na deformação causada pelas cargas permanentes. Esta situação dá-se pela maior rigidez efetiva em E.L.S. que esta solução apresenta, cerca de 3%, muito em parte devido ao fator de eficiência da rigidez que possibilita também em serviço um aumento considerável deste parâmetro.

Relativamente ao fator de segurança que este aumento de rigidez implica, a solução 1 apresenta um valor ligeiramente superior, aproximadamente 2,4% (F.S.=1,08). O comportamento das duas soluções diverge essencialmente nos esforços que cada material irá absorver, visto que em S1 a rotura se irá dar pela madeira, enquanto na segunda irá ser através do aço. A diferença do número necessário de ligadores em cada solução deve-se a esta situação, visto que o papel da ligação na 2ª solução é comparativamente menos importante, existindo uma tendência de transferir grande parte dos esforços para o aço, que o aumento da rigidez da ligação não consegue atenuar. Esta situação é explícita pela diferença significativa entre os fatores de eficiência de cada ligação, apresentando a 1ª solução um valor de rigidez mais do dobro. É também importante referir que apesar de o número mínimo de parafusos para S2 apresentar valores bastante reduzidos, a adoção deste número de ligadores em prática pode não apresentar bons resultados, essencialmente na montagem da solução.

5.7.3.2. Área 2

Nesta última hipótese foi admitido igualmente um aumento de espessura nas duas soluções, de acordo com o apresentado na *Figura 5.39*. Simulou-se o dimensionamento para as duas possibilidades de intervenção propostas, concluindo-se que S2 não irá responder de forma favorável dentro dos parâmetros desta comparação. Esta solução apresenta uma rigidez efetiva dos dois materiais sem ligação, cerca de 857 kPa.m^4 , com um valor muito próximo do estabelecido como meta, o que leva a que a colocação de qualquer ligador mecânico acrescente uma parcela de rigidez superior à pretendida. Deste modo, a segunda solução será descartada no âmbito deste subcapítulo pois não será possível efetuar uma comparação direta entre os resultados obtidos nas duas intervenções. Conclui-se então que o aumento de área em S2 responde favoravelmente a objetivos mais exigentes em termos de rigidez efetiva, sendo portanto aplicável em situações de reforço onde é necessário implementar uma solução com um comportamento mecânico superior.

De seguida irá ser analisado o comportamento de S1 correspondente à variação de diâmetro no ligador utilizado, sendo apresentado o número mínimo de ligadores necessário no *Gráfico 5.14* e o respetivo fator de eficiência da ligação no *Gráfico 5.15*.

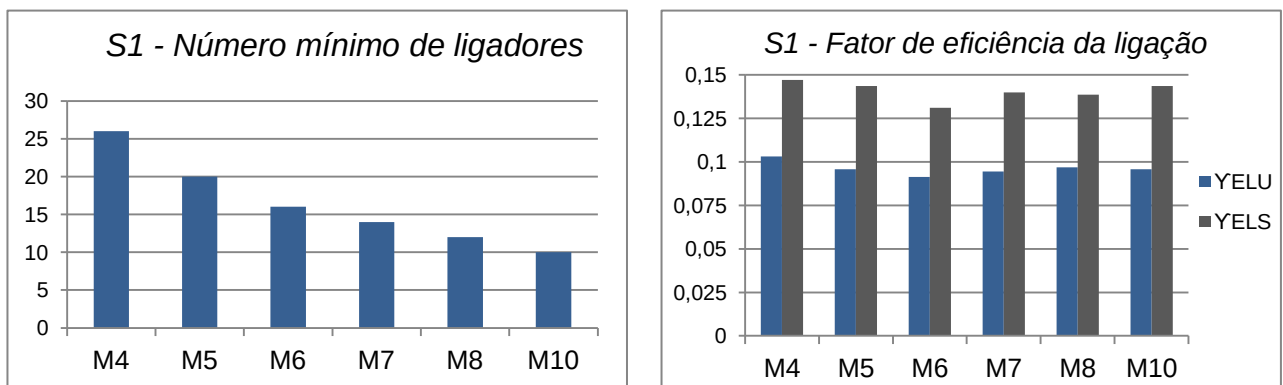


Gráfico 5.14 e 5.15 À esquerda, número mínimo de ligadores em S1; À direita, fator de eficiência da ligação S1

Do mesmo modo que para a utilização da área anterior, existe uma relação direta entre a variação de número de parafusos e/ou diâmetro e o rigidez efetiva da seção. Através do fator γ_{ELU} , evidenciando a rigidez da ligação, a seção irá aumentar em aproximadamente 20% a sua rigidez efetiva, alcançando assim os 875 kPa.m^4 definidos como meta para esta situação.

Porém, o fator de eficiência da ligação não se mantém aproximadamente constante, apresentando o seu máximo para a colocação de ligadores com 4,0 mm de diâmetro. Este parâmetro irá assim modificar ligeiramente as restantes características mecânicas da seção, apesar de se manter constante o valor da rigidez efetiva em E.L.U.

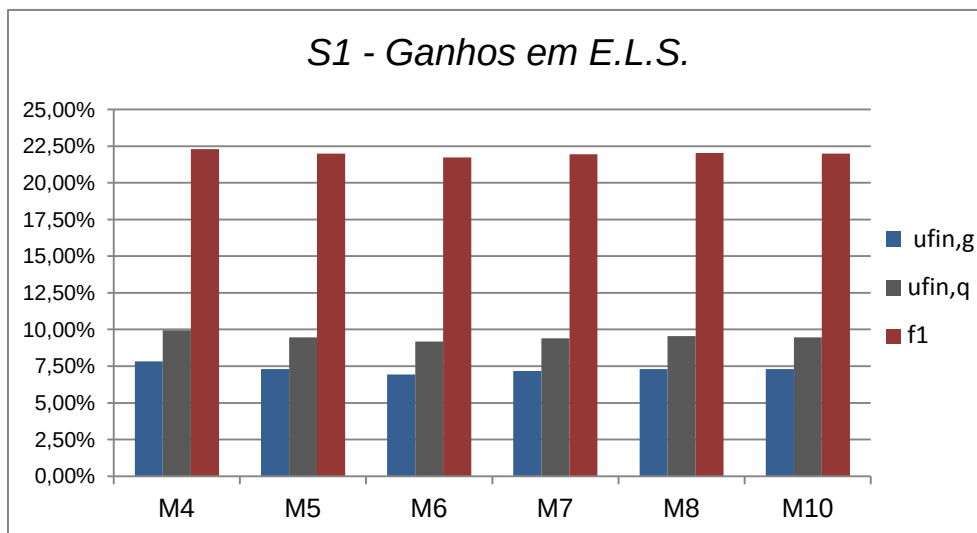


Gráfico 5. 16 Ganhos em E.L.S. em S1

O comportamento da estrutura em serviço apresenta-se relativamente constante, apresentando os melhores resultados para a colocação de ligadores com diâmetro 4,0mm, muito em parte devido ao valor máximo do fator de eficiência da ligação se ter dado para o mesmo diâmetro. Este ponto origina a máxima rigidez efetiva da seção em E.L.S para 4,0mm, concluindo-se que em termos de comportamento mecânico em serviço é a solução que apresenta melhores resultados.

Para terminar é importante referir que o valor do fator de segurança obtido apresenta igualmente o seu máximo para a hipótese de parafusos de porca com 4,0mm de diâmetro, com um valor igual a 1,075, afirmando-se como a solução com o melhor comportamento global. Porém, a colocação de 26 ligadores ao longo de 1,0m de reforço poderá ser bastante penoso para a viga de madeira, visto que irá alterar drasticamente a sua estrutura interna, criando diversos pontos de interrupção do fio. Como já foi referido anteriormente, a situação mais aconselhada dá-se na colocação de ligadores espaçados por 100mm, aproximadamente, concluindo-se então que a solução mais ponderada seria a disposição de ligadores com 8,0 ou 10,0 mm de diâmetro.

5.7.3.3. Conclusões

Do mesmo modo que em 5.7.2.3., neste subcapítulo irão ser estudadas as vantagens a nível do comportamento mecânico que o aumento de área na solução 1 gerou com o objetivo de incrementar em 20% a rigidez da viga de madeira. Assim, no *Gráfico 5.17* são expostos os ganhos ocorridos pelo aumento de espessura em S1:

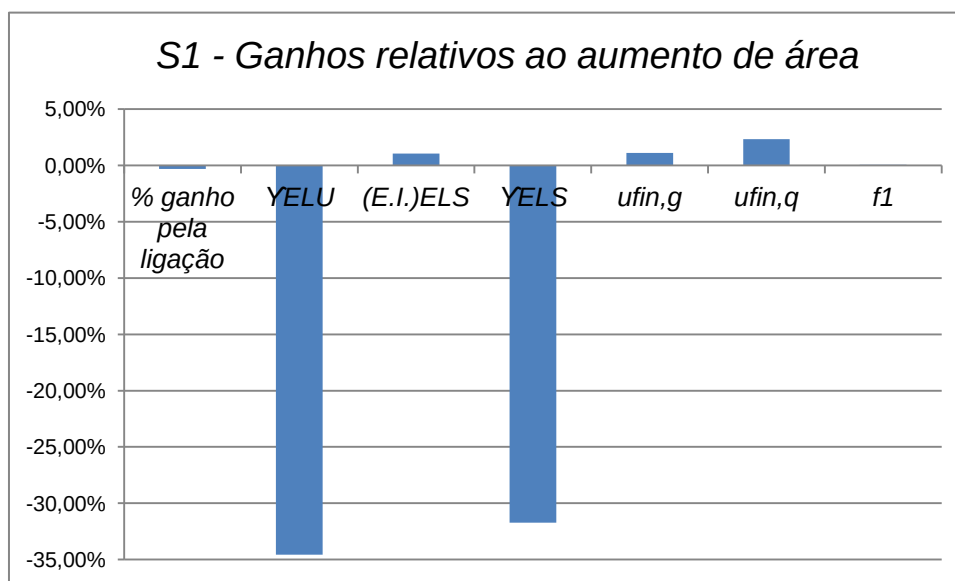


Gráfico 5. 17 Ganhos relativos ao aumento de área em S1

Apesar de na análise da opção com a segunda área se terem utilizado os parâmetros específicos de cada diâmetro, no *Gráfico 5.17* e com o intuito de comparar o comportamento da mesma solução com áreas diferentes, foram utilizados valores médios. A ligação mecânica diminui a sua influência na rigidez da estrutura, associada a uma diminuição considerável dos fatores de eficiência da ligação, tendo implementado uma parcela de rigidez à estrutura inferior no segundo caso. Em termos de comportamento em serviço, a estrutura apresenta ligeiras melhorias, ainda que não significativas, aliadas a um aumento da ordem de 1% de $(E.I.)_{ELS}$. Assim é possível concluir, e do mesmo modo que em 5.7.2.3., que o aumento da espessura de reforço não induz uma melhoria direta significativa do comportamento mecânico da estrutura, muito em parte devido à menor influência que a ligação passa a ter na estrutura.

Seguidamente irá ser realizada uma abordagem ao preço de execução das soluções abordadas que se enquadram na informação disponibilizada na *Tabela 5.21*, concluindo sobre qual a solução mais rentável.

Tabela 5.21 Preço total de S1 e S2

F.S.=1,10	N.º parafusos	Área (m²)	Comprimento reforço (m)	Peso aço(kg)	Preço parafusos de porca (€)	Preço porcas (€)	Preço anilhas (€)	Preço chapa (€)	Preço total (€)
S1_A1_M6	17	0,0006	1	4,71	46,75	0,56	0,36	6,45	54,12
S1_A1_M8	13	0,0006	1	4,71	14,82	0,61	0,33	6,45	22,21
S1_A1_M10	10	0,0006	1	4,71	15,40	0,61	0,27	6,45	22,73
S2_A1_M6	5	0,0006	1	4,71	9,60	0,17	0,11	6,45	16,32
S2_A1_M8	4	0,0006	1	4,71	0,94	0,19	0,10	6,45	7,68
S1_A2_M6	16	0,0009	1	7,065	44,00	0,53	0,34	9,68	54,54
S1_A2_M8	12	0,0009	1	7,065	13,68	0,56	0,30	9,68	24,22
S1_A2_M10	10	0,0009	1	7,065	15,40	0,61	0,27	9,68	25,95

Apesar de as soluções *S2_A1_M8* e *S2_A1_M8* apresentarem os menores preços de execução, e de acordo com o que já foi enunciado anteriormente, a hipótese de colocação de apenas 4 ou 5 ligadores ao longo de 1,0m de reforço não se adequa na prática, sendo portanto necessário dispor mais conectores do que o valor mínimo apresentado. Deste modo, o aconselhável seria optar entre as soluções *S1_A1_M8* e *S1_A1_M10*, visto que apresentam uma boa ponderação entre número de ligadores dispostos e preço de execução. É importante também referir que o aumento de área em *S1* não originou uma redução de preço total das soluções, não sendo portanto rentável esta opção.

5.7.4. CONCLUSÕES FINAIS

Neste subcapítulo irão ser apresentadas as principais conclusões retiradas do estudo de dimensionamento realizado relativamente ao comportamento mecânico das duas soluções apresentadas. Assim,

- A colocação de reforços metálicos de reduzida espessura ao longo do comprimento mínimo para garantir a segurança à flexão apresenta bons resultados de rigidez e comportamento mecânico em E.L.U. e E.L.S., acompanhado por um fator de segurança na ordem de 1,075;
- Apesar de se tratar de intervenções com o intuito de incrementar a rigidez à flexão, apresentam também um comportamento razoável em serviço, diminuindo 10% das deformações presentes antes do reforço, bem como aumentado em 20% da frequência fundamental de vibração do pavimento (valores médios);
- Ao serem acrescentados elementos de reforço que apresentem um momento de inércia bastante reduzido, a ligação mecânica terá um papel preponderante na rigidez efetiva final dos dois materiais, sendo responsável por criar neste parâmetro mecânico um acréscimo de rigidez com valores significativos; Dá-se a situação contrária para elementos de reforço com um momento de inércia comparativamente superior, onde a ligação tem pouca influência na rigidez efetiva final, acompanhada por um fator de eficiência da ligação bastante reduzido;
- Em elementos de reforço com área e momento de inércia reduzidos, o comportamento mecânico da seção composta mantém-se constante ao longo das variações de diâmetro e respetivo número de ligadores utilizados;
- A implementação de uma solução de reforço com um momento de inércia comparativamente superior apresenta melhores resultados para responder a objetivos de comportamento mecânico mais exigentes;
- O aumento da espessura de reforço em reforços dispostos na horizontal não apresenta melhorias significativas no comportamento mecânico da estrutura mista e necessita de um número mínimo de ligadores aproximadamente igual.

6

Conclusão

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No último capítulo desta dissertação irão ser apresentadas de forma resumida as principais ilações que foram possíveis obter, em função dos objetivos traçados no primeiro capítulo. Serão também descritos os principais pontos que ficaram em aberto durante a resolução deste trabalho, apontando-se assim trabalhos futuros a serem realizados com o intuito de responder de uma forma mais eficaz e esclarecedora às lacunas encontradas.

A realização deste trabalho pretendeu disponibilizar uma proposta de intervenção pouco intrusiva em estruturas de madeira, efetuando o reforço através de elementos em aço conectados mecanicamente por parafusos de porca. Apresenta-se como alternativa a procedimentos construtivos mais intrusivos e irreversíveis ou a técnicas que impliquem o uso de materiais cujo comportamento mecânico envolve ainda alguma incerteza na segurança estrutural que transmite.

Com o intuito de sustentar a opção de intervenção a realizar, originando uma melhor compreensão da madeira como material estrutural, foram apresentadas no início deste trabalho as suas principais características mecânicas e respetivas debilidades. Destaca-se a condição heterogénea, caracterizada pelas discontinuidades físicas ao longo da sua constituição fibrosa. As características anisotrópicas deste material devem também ser salientadas, originando um comportamento mecânico distinto segundo a direção em que a peça se encontra carregada. Foi igualmente destacada a importância que o teor em água e higroscopicidade têm nas características físicas e mecânicas do material, levando a que se apresente como uma das maiores desvantagens inerentes ao seu uso.

A pesquisa realizada permitiu disponibilizar neste trabalho, de uma forma sintetizada, os principais danos existentes em pavimentos em madeira e as causas que os conferiram. Trata-se de um material com origem vegetal que contém imperfeições na sua constituição física, patente por os defeitos naturais que apresenta, apresentando-se como um dos pontos mais suscetíveis de apresentar problemas mecânicos. Também o ataque por agentes bióticos, como insetos e fungos, é uma das degradações mais comuns e que danos mais graves produz nas estruturas de madeira, tendo sido portanto esclarecidos os principais agentes e patologias que esta ação pode apresentar. Ainda relativamente aos principais problemas que este sistema construtivo pode apresentar, foram também destacados os danos que a conceção deficiente destas estruturas pode originar.

A compreensão das singularidades da madeira inserida em construções antigas foi abordada com o intuito de servir como base sustentada para uma metodologia de reabilitação na qual se pretende preservar o mais possível os elementos estruturais, optando por intervenções menos intrusivas. As etapas principais do processo de reabilitação foram apresentadas, tentando acompanhar, dentro do possível, as recomendações dada pelo ICOMOS (ICOMOS;2004). Ficou saliente a importância da fase

de inspeção, dada pelo levantamento dos dados relevantes à análise do comportamento estrutural, sustentada por uma inspeção visual prévia e o complemento por ensaios *in situ*. Relativamente a este tipo de ensaios, foram compreendidas as potencialidades e princípios de funcionamento dos mais correntes em estruturas de madeira, bem como as principais desvantagens inerentes ao uso de cada um. A importância da fase de diagnóstico no processo de reabilitação como etapa através da qual é determinada a necessidade efetiva de intervenção e a respetiva extensão das medidas a tomar foi também evidenciada.

Em função do resultado obtido através da verificação de segurança realizada na etapa de diagnóstico de um pavimento em madeira é então possível concluir acerca da necessidade e grau de intervenção. Neste sentido, foram expostas diversas soluções de reforço de pavimentos em madeira distribuídas em função do local de intervenção, tanto a nível local- zona do apoio, nó de ligação entre vigas e meio vão, como a nível global, tendo sido destacadas às soluções propostas por Massimo Mariani (Mariani;2004). Foram também expostas as principais características físicas e mecânicas do material aço como elemento de reforço, bem como os tratamentos de proteção necessários para otimizar o comportamento dos dois materiais abordados.

No último capítulo do presente trabalho foi apresentado um método de dimensionamento de reforços à flexão com elementos em aço conectados mecanicamente a vigas de madeira, através de um modelo de cálculo preconizado pelo Eurocódigo 5. Aborda o comportamento mecânico e rigidez conjunta dos dois materiais, admitindo que a ligação realizada não é perfeita devido aos deslocamentos relativos existentes na seção quando sujeita a um carregamento. Foi dado especial destaque a este ponto, quer através da importância que o módulo de deslizamento instantâneo tem na rigidez da ligação no sentido de diminuir os deslizamentos entre os dois elementos, quer pelo fator de eficiência da ligação, como parâmetro quantitativo da rigidez da ligação, influenciando diretamente o comportamento conjunto dos dois materiais. Como complemento a este modelo, foi feita uma abordagem à Teoria de Johansen como teoria responsável pela análise da interação entre os ligadores metálicos e os elementos em madeira em que estão inseridos, assente na premissa do comportamento rígido-plástico do aço dos conetores e da madeira sujeita ao esmagamento por estes. A partir deste método foi possível concluir acerca da capacidade resistente da ligação mecânica, variando o seu comportamento em função do número de planos de corte.

Apesar de se basear em formulações simples, diretas e aplicáveis a grande parte dos casos correntes, o dimensionamento proposto é bastante moroso, tendo a conta a quantidade de variáveis intervenientes e a contínua dependência destas. Com o intuito simplificar este processo de cálculo, foi implementada uma folha de cálculo que permite dimensionar estes sistemas construtivos, modificando criteriosamente os parâmetros que os definem. A primeira parte deste programa apresenta uma metodologia de verificação de segurança em E.L.U e E.L.S. de um pavimento em madeira, baseada nas disposições preconizadas no Eurocódigo 5, seguindo-se pelo dimensionamento de duas soluções de reforço apresentadas anteriormente: *chapa metálica na face inferior da seção* e *chapas metálicas laterais até metade da altura da seção*. Por fim, esta metodologia de cálculo foi aplicada a uma estrutura real, tendo sido simuladas diversas hipóteses de intervenção em função de objetivos propostos. Deste modo foi possível tirar conclusões relativas à aplicabilidade de cada uma em função da exigência a nível de segurança que se pretende para a estrutura em causa. Destaca-se os resultados satisfatórios obtidos na situação de colocação de próteses metálicas de reduzida espessura ao longo de apenas 20% do comportamento total da viga, a melhoria do comportamento da estrutura em E.L.S. que estes elementos provocam, bem como a importância que a ligação mecânica tem no incremento de rigidez da seção no caso de se colocar elementos em aço com reduzido momento de inércia.

Para terminar, é legítimo concluir que, apesar da reduzida informação existente sobre este tema, os objetivos propostos inicialmente foram atingidos, destacando-se:

- A avaliação de segurança como ferramenta decisiva no grau de intervenção a realizar num pavimento antigo de madeira;
- Disponibilização de um modelo de cálculo para o dimensionamento de reforços em estruturas de madeira com elementos em aço que tenha em conta o comportamento mecânico dos dois materiais, bem como a existência de deslocamentos relativos entre eles devido ao carácter semi-rígido da ligação mecânica.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Durante a realização deste trabalho foram encontradas diversas dificuldades implícitas aos reduzidos trabalhos existentes que abordem o comportamento conjunto da madeira e aço, quando inseridos numa estrutura composta ligada mecanicamente. A pesquisa realizada permitiu concluir que na maioria das situações é admitido que a madeira não irá ter um papel resistente na seção mista, bem como o dimensionamento da ligação efetuado admitindo que não existem deslocamentos entre os dois materiais. Acrescenta-se o número reduzido de ensaios experimentais já realizados que permitam calibrar os parâmetros de dimensionamento a esta situação concreta (destaca-se apenas a campanha experimental realizada por Carlos González-Bravo, tendo sido documentada em alguns trabalhos científicos). Deste modo, as principais linhas de investigação que despertaram interesse no sentido de completar e corroborar o trabalho realizado são:

- Avaliação comparativa em termos económicos das duas soluções abordadas, com especial incidência no custo da mão-de-obra e dos conectores tipo cavilha;
- Aplicação do modelo de cálculo proposto a outras situações de reforço com elementos metálicos, nomeadamente perfis comerciais do tipo IPE, UPN, etc.;
- Estudo aprofundado da possibilidade de instabilização local dos reforços metálicos admitidos, bem como a influência que a ligação mecânica poderá ter nesta situação, como ponto de encastramento destes elementos;
- Estudo da influência que a disposição de chapas metálicas tem na instabilidade lateral-torsional da viga de madeira;
- Aplicação do modelo de cálculo propostos a soluções de reforço para incrementar a resistência a esforços de corte;
- Promoção de campanhas experimentais abordando o comportamento da madeira e aço trabalhando em conjunto, conectados por ligadores metálicos, com o intuito de definir parâmetros de dimensionamento. Deverá ser destacada a abordagem à rigidez da ligação, no sentido de calibrar o módulo de deslizamento instantâneo para esta situação;
- Estudos numéricos e experimentais comparativos entre a hipótese de conexão rígida (colada) e semi-rígida como elementos de ligação de estruturas madeira-aço;

BIBLIOGRAFIA

- Aguiar, J.; Cabrita, A.; Appleton, J. – *Guia de apoio à reabilitação de edifícios habitacionais*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. 2001
- Almeida, J. – *Estudo de soluções estruturais para reabilitação de edifícios em alvenaria de pedra*. Relatório de Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2009
- Andrade, C. – *Proteção térmica em elementos estruturais de aço*. Dissertação de mestrado para obtenção do grau de Mestre em Arquitetura e Urbanismo. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. Brasil. 2010
- Apolo, G.; Martinez-Luengas, A. – *Curso: Técnicas de intervencion en el patrimonio arquitectónico. Tomo 1: Reestructuración en madera*. Consultores Tecnicos de Construcción. 1995
- Appleton, J. – *Estudo de diagnóstico em edifícios. Da experiência à ciência. A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*. Porto. 2002
- Appleton, J. - *Reabilitação de edifícios antigos - Patologias e tecnologias de intervenção*. Edições Orion, Amadora 2003
- Arêde, A.; Costa, A. – *Inspeção e Diagnóstico estrutural de construções históricas- Algumas contribuições da FEUP. A intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação*. FEUP. Porto. 2002
- Arriaga, F. – *Consolidación de Estructuras de Madeira Mediante Refuerzos Embebidos en Formulaciones Epoxi*. Tese de Doutoramento. Escola Técnica Superior de Arquitectura de Madrid. Madrid. 1986
- Arriaga, F., Peraza, F., Esteban, M., Bobadilla, I, Garcia, F. *Intervención en estructuras de madera*. AITIM, Madrid ISBN 84-87381-24-3 2002
- Baldessari, C. – *In-plane behaviour of differently refurbished timber floors. Doctoral School in Structural Engineering Modelling, Preservation and Control Materials and Structures*. University of Trento. Trento. Itália. 2010
- Ballerini, M.; Mares, F.; Somnavilla, D. – *Dowel timber connections with two shear planes loaded parallel-to-the-grain: reliability of the new European design code by means experimental testes*. World Conference on Timber Engineering. Portland. USA. 2006
- Barros, R.; Martins, J. – *Reforço Sísmico de Estruturas de Alvenaria com Elementos Metálicos*. Série Reabilitação. Universidade Fernando Pessoa. 2006
- Botelho, Jerónimo. *Avaliação não Destrutiva da Capacidade Resistente de Estruturas de Madeira de Edifícios Antigos*. Dissertação de Mestrado em Reabilitação do Património Edificado. FEUP, Porto, 2006.
- Branco, J. – *Comportamento das ligações tipo cavilha em estruturas mistas madeira-betão*. Tese de Mestrado. Universidade do Minho. Portugal. 2003
- Branco, J.; Cruz, P. – *Lajes Mistas de Madeira-Betão*. Número 15, Engenharia Civil, Universidade do Minho, 2002

Brignola, A.; Podestà, S.; Pampanin, S. – *In-plane stiffness of wooden floor*. New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference. Nova Zelândia. 2008

Brites, R. – *Avaliação de Segurança das Estruturas Antigas de Madeira*. Dissertação elaborada em colaboração com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade do Minho no âmbito do protocolo de cooperação com o LNEC. 2011

Caetano, E. – *Acetatos da disciplina Estruturas Metálicas e Mistas*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2012

Campos, L. – *Técnicas de recuperação e reforço estrutural com estruturas de aço*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Centro de Tecnologias e Ciências, Faculdade de Engenharia. Rio de Janeiro. 2006

Capuz Lladró, R.; Diez Barra, R.; Botelho, J.; Faria, J. – *Avaliação da Capacidade Resistente de Estruturas de Madeira com recursos a ensaio in-situ*. PATORREB 2006. FEUP. 2006

Cardoso, L. - *Recuperação de pavimentos antigos em madeira com lajes mistas madeira-betão*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Construções Cíveis, MIEC, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010

Carvalho, A.. *Madeiras Portuguesas - Estrutura anatómica. Propriedades. Utilizações*. Volume 1, Instituto Florestal, Lisboa, 1996.

Ceccotti, A. – *Composite concrete-timber structures*. Prog. Struct. Engng Mater. John Wiley & Sons, Ltd. 2002

Ceccotti, A. *Timber-concrete composite structures*. STEP-Timber Engineering 2, Almere Centrum Hout: E13/1–E13/12. 1995

CEN - EN 1394 - *Fire Safety – Vocabulary*. CEN, Bruxelas. Bélgica. 2000

CEN - EN 14081.3, *Timber Structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 3 – Machine grading: additional requirements for factory production control*, 2005 c.

CEN - EN 14081.4, *Timber Structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 4 – Machine grading: grading machine settings for machine controlled systems*, 2005 d

CEN – *Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General common rules and rules for buildings*. EN 1995 1-1. Bruxelas. Bélgica. 2004 a

CEN – *Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas*. NP EN 1990. IPQ. 2009^a

CEN – *Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais: Pesos volúmicos, pesos próprio, sobrecargas em edifícios*. NP EN 1991-1-1. IPQ. 2009b

CEN – *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios* NP EN 1993-1-1. IPQ. Lisboa. 2010a

CEN – *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-2: Verificação da resistência ao fogo*. NP EN 1993-1-2. IPQ. Lisboa. 2010b

CEN – *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-8: Projeto de ligações* NP EN 1993-1-8. IPQ. Lisboa. 2010c

CEN – ISO 834-4 - *Fire-resistance testes – Elements of building construction – Part 8: Specific requirements for non-loadbearing vertical separating elements*. 2002

- CEN- EN 14081.1, *Timber Structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section –Part 1 – General requirements*, 2005 a.
- CEN- EN 14081.2, *Timber Structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 2 – Machine grading: additional requirements for initial type testing*, 2005 b.
- CEN EN 1912 – *Structural Timber –Strength Classes –Assignment of visual grades and species*.2004 b
- CEN EN 26891 – *Timber structures – Joints made with mechanical fasteners – General principles for the determination of strength and deformation characteristics*. 1991
- CEN EN 335-2 – *Durability of wood and wood-based products. Definition of use classes. Application to solid wood*. 2006
- CEN EN 338 - *Structural Timber*. 2003
- Ceraldi, C.; Mormone, V.; Ermolli, E. – *Resistographic inspection of ancient timber structures for the evaluation of mechanical characteristics*. *Materials and Structures*, Vol. 34 pp 59-64. Naples. Italy. 2001
- Coiás, V. – *Execução de tirantes pós-esforçados*. CD-ROM incluído em “Cóias, Vítor - Reabilitação estrutural de edifícios antigos. Alvenaria/madeira técnicas pouco intrusivas. Argumentum e GeCorpa, Lisboa, 2007” 2004a
- Coiás, V. - *Inspecções e ensaios na reabilitação de edifícios*. IST Press, Lisboa. 2006
- Coiás, V. – *Reabilitação estrutural de edifícios antigos usando métodos pouco intrusivos: o caso dos edifícios pombalinos*. CD-ROM incluído em “Cóias, Vítor - Reabilitação estrutural de edifícios antigos. Alvenaria/madeira técnicas pouco intrusivas. Argumentum e GeCorpa, Lisboa, 2007”
- Coiás, V. – *Sistemas de reabilitação de elementos estruturais de madeira por métodos pouco intrusivos*. CD-ROM incluído em “Cóias, Vítor - Reabilitação estrutural de edifícios antigos. Alvenaria/madeira técnicas pouco intrusivas. Argumentum e GeCorpa, Lisboa, 2007”. 2004b
- Cóias, Vítor - *Reabilitação estrutural de edifícios antigos. Alvenaria/madeira técnicas pouco intrusivas*. Argumentum e GeCorpa, Lisboa, 2007.
- Corma, Corporacion Chilena de la madera - *Manual - La construccion de viviendas en madera*. Chile,2007.
- Correia, E. - *Análise e Dimensionamento de Estruturas de Madeira*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Estruturas, MIEC, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009
- Costa, F. - *Tipificação de Soluções de Reabilitação de Pavimentos Estruturais em Madeira em Edifícios Antigos*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Construções Cíveis, MIEC, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009
- Coutinho, J.; *Sebenta de materiais de construção 1 – Madeiras*, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1999
- Cruz, H. – *Inspeção – A linguagem das anomalias. Patologia e reabilitação de estruturas de madeira*. LNEC
- Cruz, H. – *Inspeção, Avaliação e Conservação de Estruturas de Madeira*. 1ª Jornadas de Materiais de Construção. Lisboa. 2011

- Cruz, H. – *Patologia, Avaliação e Conservação de Madeira*. II Curso Livre Internacional de Património. Associação Portuguesa dos Municípios com centro histórico. Santarém. 2001
- Cruz, H., Nunes, L.; *A madeira como material de construção*, Núcleo de Estruturas de Madeira, Laboratório Nacional de Engenharia Civil
- Dias, S.; Barros, J. – *Materiais compósitos de CFRP no reforço ao corte de vigas de betão armado*. Universidade do Minho. 2004
- Dias, T. - *Pavimentos de Madeira em Edifícios Antigos. Diagnóstico e Intervenção Estrutural*. Dissertação de Mestrado em Reabilitação do Património Edificado. FEUP, Porto, 2008.
- Esparza, M. – *Nuevas técnicas de reparación de estructuras de madera. Elementos flexionados. Aporte de madera- unión encolada*. Revista de edificación n.º 28. Pamplona. 1999
- Esparza, M. – *Nuevas Técnicas de Reparación de Estructuras de Madera*. Boletín de Información Técnica nº 204. p. 34-38. Espanha
- Faggiano, B.; Grippa, M.; Marzo, A.; Mazzolani, F. – *Combined non-destructive and destructive tests for the mechanical characterization of old structural timber elements*. Dept of Structural Engineering (DIST). University of Naples “Federico II”. Naples. Italy. 2006
- Faria, J. – *Basic rules for wood structures rehabilitation. Apresentação no Seminário “Wooden Buildings: Restoration and Craftmanship”*, 5º Seminário do projeto “Wooden Handwork/ Wooden Carpentry: European Restoration Sites”. Roeros, Noruega. 2002a
- Faria, J. – *Patologias das construções em madeira. Sugestões de intervenção*. PATORREB 2009. FEUP. Porto. 2009
- Faria, J. – *Reabilitação de Estruturas de madeira em Edifícios Históricos*. Património. Estudos, n.º 3. IPPAR. ISSN 1645-2453, pp 8-13. 2002b
- Faria, J. – *Reabilitação de Estruturas de Madeira*. Palestra proferida nas 2as Jornadas de Engenharia Civil do Instituto Politécnico da Guarda. Guarda. 2004
- Feio, A. ; 2007 - *Ensaaios não destrutivos em estruturas de madeira - Métodos globais de ensaio*. in Engenharia e Vida, n.º 30, Lisboa.
- Feio, A., Lourenço, P. – *Possibilidades e aplicações de ensaios não destrutivos. Encontro sobre a Madeira e as suas aplicações nobres*. Universidade do Minho. 2005
- França, K. – *Estudo de Reforços de Elementos Estruturais de Madeira com Estrutura Metálica, em Edificações Antigas*. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. 2007
- Franco, S.. – *Proposta de Atribuição de Propriedades Mecânicas a Elementos Estruturais de Madeira por Inspeção Visual In Situ*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Construções Cíveis, MIEC, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008
- Freitas, V. - *Manual de Apoio ao Projeto de Reabilitação de Edifícios Antigos*. Ordem dos Engenheiros, Região Norte. 2012
- Gattesco, N.; Macorini, L. – *Strengthening and Stiffening Ancient Wooden Floors with Flat Steel Profiles*. “Structural Analysis of Historical Constructions”. New Delhi. 2006

GECoRPA – Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico; *Estruturas de madeira: reabilitação e inovação*. GeCorpa, 2000

Gómez, C. – *La rehabilitación de los elementos estructurales de la arquitectura tradicional mediterránea*. Herramienta 8. Las técnicas de rehabilitación: reforzar las estructuras. Madrid. Espanha

González-Bravo, C. – *Reparación de estructuras de madera mediante refuerzos metálicos. Curso construcción en madera*. LYCEA. Galiza. Espanha. 2007

González-Bravo, C.; Arriaga, F.; Íñiguez-González, G.; Maldonado, L.; *Prótesis metálicas para la reparación de cabezas de vigas de madera degradadas*. Informes de la Construcción. Vol. 63, 521, 37-45. Espanha. 2011

González-Bravo, C.; Arriaga-Martitegui, F.; Maldonado-Ramos, L.; Díez-Barra, R. – *Refuerzo de vigas de madera mediante perfiles metálicos situados en la cara superior*. Materiales de Construcción, Vol. 60, 298, 123-135. Madrid. Espanha. 2010

González-Bravo, C.; Claver, J.; Alvarez, R.; Domingo, R. – *Improvement of the mechanical properties of formed steel cross section profile for timber upgrading*. Madrid. Espanha.

González-Bravo, C.; *Recuperación de la capacidad mecánica en piezas de madera solicitadas a flexión en estructuras tradicionales operando por la cara superior mediante refuerzos y prótesis metálicas*. Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid. Madrid. Espanha. 2007

Grippa, M.; Faggiano, B.; Marzo, A.; Mazzolani, F. – *Combined methods for in situ mechanical identification of ancient timber structures based on non-destructive tests*. World conference on Timber Engineering. 2010

Guedes, J.; Ilharco, T.; Neves – *Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural – Edifício da Rua do Almada, n.º 258*. NCREP - Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património. Porto. 2011

Guedes, J.; Ilharco, T.; Neves, F.; Lopes, V. – *Relatório de Inspeção e Diagnóstico Estrutural – Edifício da Rua Ferreira Borges, n.º 84-88 e da Rua Sousa Viterbo, n.º 89-93*. NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património. Porto. 2012

ICOMOS - *Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural do Património Arquitectónico do ICOMOS*, ICOMOS. 2004

Ilharco, T.; Guedes, J.; Paupério, E.; Costa, A. *Intervenção em estruturas de madeira*. Congresso PATRIMÓNIO 2010. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2010 a

Ilharco, T.; Paupério, E.; Guedes, J.; Costa, A. – *Sustainable interventions: Rehabilitation of old timber structures with traditional materials*. Sustainable building conference. 2010 b

Jiménez, M. – *El acero como material estructural. Ventajas e inconvenientes*. Universitas Studiorum Navarrensis. Navarra. Espanha

Jurina, L. – *L'uso dell' acciaio nel consolidamento delle capriate e dei solai in legno*. Politecnico di Milano. Milão. Itália. 2011

Jurina, L. – *Tecniche innovative nel consolidamento di capriate e solai in legno. Atti del seminario internazionale C.I.A.S. "Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni"* Milão. Itália. 2004

Kasal, B.; Anthony, R.; - *Advances in in situ evaluation of timber structures*. John Wiley & Sons, Ltd. 2004

LNEC E31 - *Terminologia de madeiras*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. 1955

LNEC E326 – *Edifícios: Recomendações para a elaboração de especificações de comportamento*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. 1979

Lopes, M. – *Tipificação de Soluções de Reabilitação de Estruturas de Madeira em Coberturas de Edifícios Antigos*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Reabilitação do Património Edificado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2007

Machado, J. S. ; Cruz, H. ; - *Avaliação do estado de conservação da estrutura de madeira. Determinação do perfil densidade por métodos não destrutivos*. in Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, nº 42. 1997

Machado, J. S., Cruz, H., Nunes, L. *Inspeção de elementos estruturais de madeira. Seleção das técnicas não destrutivas a aplicar in situ*. REPAR 2000. Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas, Lisboa (2000).

Mariani, M. – *Consolidamento delle Strutture Lignee con L'Acciaio*. Collana Centro Studi Sisto Mastrodicasa. Roma. Itália. 2004

Martins, S. *Estruturas de Madeira – Inspeção e Diagnóstico. Aplicação em Caso de Estudo*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Área de Especialização Materiais, Reabilitação e Sustentabilidade da Construção, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 2009

Mazzolani, F. – *L'Acciaio negli interventi di consolidamento e adeguamento sismico*. University of Naples “Federico II”. Nápoles.

Mazzolani, F.- *L'Acciaio nel Consolidamento*. Associazione Sviluppo Strutture Acciaio. 49pag. Milão. 1991

Mendes, P. – *Ligações em Estruturas de Madeira – Tecnologia e Dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 5*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 1994

Miotto, J.; Dias, A. – *Reforço e recuperação de estruturas de madeira*. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 27, n. 2, p. 163-174, Jul./Dez. São Paulo. 2006

Moreira, M. – *Reabilitação de Estruturas de Madeira em Edifícios Antigos – Estudo de caso*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Construções Civas, MIEC, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009

Negrão J., Faria, J. Amorim. *Projecto de Estruturas de Madeira*. Publindústria, Edições Técnicas, Porto, 2009.

Negrão, J. H. - *Estruturas de Madeira - Durabilidade e Preservação*. Coimbra: Universidade de Coimbra. 2005

NP 180 – *Anomalias e Defeitos da Madeira*. Instituto Português da Qualidade. 1962

NP 4305 – *Madeira serrada de pinheiro bravo para estruturas: Classificação visual*. Instituto Português da Qualidade. 1995

NP EN350 – *Durabilidade da madeira e de produtos derivados*. Instituto Português da Qualidade. 2008a

NP ISO 262 – *Roscas métricas ISO para usos gerais: Tamanhos escolhidos para parafusos e porcas*. Instituto Português da Qualidade. 2008b

- Pannoni, F. – *Princípios da proteção de estruturas metálicas em situação de corrosão e incêndio*. Coletânea do uso do aço. 3ª Edição. Volume 2. Perfis Gerdau Açominas. Brasil. 2004
- Pannoni, F. – *Proteção de estruturas metálicas frente ao fogo*. I Congresso Internacional da Construção Metálica (CICOM). São Paulo. Brasil. 2001
- Paupério, E.; Costa, A.; Arêde, A.; Guedes, J.; Pouca, N. – *Inspeção e diagnóstico de estruturas*. Congresso PATRIMÓNIO 2001. Porto. 2001
- Pereira, S. - *Avaliação Experimental das Principais Propriedades Mecânicas das Peças Estruturais em Madeira Antiga*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Construções Cíveis, MIEC, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009
- Pfeil, W. – *Estruturas de Madeira*. Livros Técnicos e Científicos Editora. Rio de Janeiro. Brasil. 1994
- Pfeil, W.; Pfeil, M. - *Estruturas de Madeira*, Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro. 2003
- Piazza, M.; Tomasi, R.; Modena, R. – *Strutture in legno: Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative Europee*. Biblioteca Técnica Hoepli. 736 pag. Itália. 2005
- Piloto, P. – *Análise experimental e numérica do comportamento de estruturas metálicas sujeita à ação do fogo*. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2000
- Pinto, L. – *Inventory of repair and strengthening methods timber*. Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona. Espanha. 2008
- Porteous, J.; Kermani, A. – *Structural Timber Design to Eurocode 5*. Blackwell Publishing. Inglaterra. 2007
- Reis, M.; Branco, F.; Mascarenhas, J. – *Técnicas de Reabilitação em Estruturas de Madeira*. Materiais de Construção. p. 40-46. Portugal
- Segurado, J. – *Trabalhos de Carpintaria Civil*. Biblioteca de Instrução Profissional, Livraria Bertrand. Lisboa. 1942
- Simões, R. – *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas*. Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista. Coimbra. 2007
- Tampone, G. – *Il Restauro Delle Strutture di Legno*. Editore Ulrico Hoepli. Milão. Itália. 1996
- Teixeira, J. – *Descrição do sistema construtivo da casa burguesa entre os séculos XVII e XIX. Contributo para uma história da construção arquitetónica em Portugal*. Provas de aptidão pedagógica e capacidade científica. FAUP. Porto. 2004
- Teobaldo, I. – *Estudo do Aço como Objeto de Reforço Estrutural em Edificações Antigas*. Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2004.
- Thelandersson, S.; Larse, J. H. – *Timber Engineering*. John Wiley & Sons Ltd. England. 2003
- Wood Handbook. *Wood as an engineering material*. General Technical Report 113, Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison. 1999

ANEXO A

EUROCÓDIGO 0

EUROCÓDIGO 0

O Eurocódigo 0 define que qualquer dimensionamento estrutural e verificação de segurança deve satisfazer os critérios de projeto relevantes, preconizados através dos estados limites. As situações de projeto relevantes devem ser selecionadas tendo em conta as circunstâncias nas quais a estrutura deve desempenhar a sua função. Deste modo, devem então ser verificados para todas as ocasiões os Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização, de acordo com as especificações das suas combinações de ações.

Os Estados Limites Últimos estão associados ao colapso ou a outras formas semelhantes de ruína estrutural, definidos através da seguinte combinação de ações, obtida pela combinação de ações fundamental (A.1):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{A.1})$$

Os Estados Limites de Utilização correspondem às condições para além das quais os requisitos de utilização especificados para uma estrutura deixam de ser satisfeitos. Nestes casos, é introduzida a distinção entre a análise a curto prazo através da combinação de ações características, e a longo prazo, através da combinação de ações quase permanente ((A.2) e (A.3)):

Combinação de ações característica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{A.2})$$

Combinação de ações quase-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{A.3})$$

Relativamente aos valores dos fatores de segurança parcial, (CEN;2009a) recomenda para ações permanentes o valor mais desfavorável, equivalente a $\gamma_{G,i} = \gamma_{G,i,\text{Sup}} = 1,35$ e para ações variáveis $\gamma_{Q,i} = \gamma_{Q,i,\text{Sup}} = 1,5$.

Os valores recomendados para os coeficientes de redução ψ encontram-se na *Tabela A.1* (CEN;2009a), em função da categoria do edifício:

Tabela A. 1Valores recomendados dos coeficientes ψ para edifícios (CEN;2009a)

Ação	ψ_0	ψ_2
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,3
Categoria B: zonas de escritório	0,7	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,6

ANEXO B

EUROCÓDIGO 1

EUROCÓDIGO 1

O Eurocódigo 1 define que as ações permanentes e as sobrecargas relevantes devem ser determinadas para cada situação de projeto. Relativamente às ações permanentes, o peso próprio total dos elementos estruturais e não estruturais deverá ser tido em conta nas combinações de ações como uma ação independente.

Para o projeto de dimensionamento de um pavimento, e respetiva verificação de segurança, a sobrecarga deve ser tida em conta como uma ação livre aplicada na zona mais desfavorável da área de influência dos efeitos da ação considerados. Os valores característicos das sobrecargas, em função da categoria de utilização, são seguidamente expostos na *Tabela B.1* e *B.2*:

Tabela B.1 Categorias de utilização (CEN;2009a)

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Atividades domésticas e residências	Salas em edifícios de habitação; Quartos e enfermarias de hospitais; Quartos de hotéis, cozinha e lavabos
B	Escritórios	C1: Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, receções
C	Locais de reunião	C2: Zonas com assentos fixos: por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera. C3: Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio C4: Zonas em que são possíveis atividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos. C5: Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, sala para atividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias.
D	Atividades comerciais	D1: Zonas de lojas em geral D2: Zonas de grandes armazéns.

Tabela B.2 Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios (CEN;2009a)

Categoria de zonas carregadas	Subcategoria	q_k [kN/m ²]
Categoria A	Pavimentos	2,0
	Escadas	2,0
	Varandas	2,5
Categoria B	-	3,0
Categoria C	C1	3,0
	C2	4,0
	C3	5,0
	C4	5,0
	C5	5,0
Categoria D	D1	4,0
	D2	5,0

ANEXO C

FOLHA DE CÁLCULO

PARTE 1

Na primeira parte da folha de cálculo é realizada a verificação de segurança duma viga do pavimento em madeira em E.L.U. e E.L.S. Para tal, e iniciando o procedimento de cálculo, é necessário conhecer as características de resistência da madeira em questão, bem como as dimensões da peça e as características do pavimento, sendo inseridas de acordo com o exposto nas *Figuras C1, C2 e C3*.

Características da Madeira	
Espécie	Folhosa ▼
Classe resistência	D30 ▼
Classe serviço	1 ▼
Classe serviço + Classe duração das ações	1 + Ação de curta duração ▼

Figura C.1 Características da Madeira

Características da seção	
Altura da seção (m)	0,18
Largura da seção (m)	0,15
Comprimento da viga (m)	5,00

Figura C.2 Características da seção

Características do pavimento	
Soalho	Sim ▼
Tarugamento	Sim ▼
Espaçamento médio entre vigas (m)	0,7
Entrega do apoio (m)	0,1
Largura do pavimentos (m)	10,50
Comprimento do pavimento (m)	6,10
Contra-flecha (u_0) (m)	0,00

Figura C.3 Características do pavimento

Capacidade resistente da viga de madeira	
Momento máximo resistente (kN.m)	18,51
Carga uniformemente distribuída máxima resistente (kN/m)	5,92
Esforço transversal máximo resistente (kN)	25,05

Figura C.4 Capacidade resistente da viga de madeira

A necessidade do conhecimento da existência de soalho e tarugamento no pavimento em questão, patente na *Figura C.3*, advém da possibilidade de repartição de cargas através destes elementos, de acordo com o exposto em 5.3.2.6. De acordo com a informação fornecida, é exposto também a capacidade resistente da seção de madeira, relativamente ao momento fletor e esforço transversal resistente, bem como a carga máxima uniformemente distribuída admissível (*Figura C.4*).

Com o intuito de verificar a segurança da viga, seguidamente deverá ser escolhida a categoria da zona carregada, de acordo com o estabelecido no EC1 (CEN;2009a), levando à atribuição da sobrecarga regulamentar. O valor das cargas permanentes presentes na estrutura deverá também ser colocado, bem como a possibilidade de colocação de uma sobrecarga extra à estrutura (*Figura C.5*). Deste modo é então possível conhecer quais os esforços a que a estrutura estará sujeita (*Figura C.6*).

Cargas aplicadas		
Categoria da zona carregada	A - Zonas de habitação (Pavimentos)	
CARGAS PERMANENTES		
Sotão	Massa volúmica (kg/m ³)	750
	Altura (m)	0,03
Revestimentos	Massa volúmica (kg/m ³)	30
	Altura (m)	0,02
Tecto	Massa volúmica (kg/m ³)	1300
	Altura (m)	0,03
Isolamentos	Massa volúmica (kg/m ³)	0
	Altura (m)	0
Divisórias	Massa volúmica (kg/m ³)	0
	Altura (m)	0
Outros	Massa volúmica (kg/m ³)	0
	Altura (m)	0
SOBRECARGA		
Sobrecarga regulamentar (kN/m)	1,70	
Outras sobrecargas (kN/m ²)	2,00	
Sobrecarga total (kN/m)	3,4	

Figura C.5 Cargas aplicadas

Esforços atuantes em E.L.U.			
Modelo estrutural e carregamento em E.L.U. (kN/m)	6,05	Esforço Transverso actuante (kN)	15,11
			
		Momento flector actuante (kN.m)	18,89
			

Figura C.6 Esforços atuantes

Neste momento já existe informação necessária para verificar a segurança em E.L.U. e E.L.S. da viga, sendo esta verificação apresentada seguidamente na folha de cálculo (*Figuras C.7 e C.8*). Em relação à verificação em E.L.U., são expostos os fatores de segurança (rácio entre a capacidade resistente e esforço atuante) referente à flexão simples, esforço transversal e compressão perpendicular ao fio. A segurança em relação ao bambeamento é patente através da informação do valor de k_{crit} (ver 5.3.2.8.3). A verificação em E.L.S. é realizada em primeiro lugar para deformação, disponibilizando os valores das deformações instantâneas, devidas às cargas permanentes e sobrecargas, e as deformações finais, igualmente devidas às cargas permanentes e sobrecargas. Em função destes valores é realizada a comparação com os limites impostos pelo EC5, verificando se são cumpridos. Relativamente à vibração do pavimento, em primeiro lugar é calculada a frequência fundamental de vibração, averiguando se este valor é maior do que 8,0 Hz (ver 5.3.2.9.2). Se for este o caso, o utilizador deverá colocar o módulo de elasticidade da placa existente na direção perpendicular ao pavimento, no sentido de verificar a segurança à vibração de acordo com os 2 critérios estabelecidos no EC5. Caso contrário, na situação de a frequência fundamental de vibração ser inferior a 8,0 Hz, aparece uma mensagem referindo ser necessário realizar um estudo específico para averiguar a segurança do pavimento.

Verificação de Segurança da seção de madeira em E.L.U.			
Flexão		Esforço Transverso	
Fator de Segurança	0,98	Fator de Segurança	2,47
	KO		OK
Bambeamento		Compressão perpendicular ao fio	
k_{crit}	1,000	Fator de Segurança	1,65
	KO		OK

Figura C.7 Exemplo de verificação de segurança em E.L.U.

Verificação da seção de madeira em E.L.S.			
Deformação			
$u_{inst,g}$ (m)	0,0078	$u_{fin,g}$ (m)	0,0125
$u_{inst,q}$ (m)	0,0380	$u_{fin,q}$ (m)	0,0448
	$u_{net,fin} = u_{fin,g} + u_{fin,q} - u_0$ (m)	0,0573	
Limites deformação EC5	$u_{inst,q}$ máx	0,0167	KO
	$u_{fin,q}$ máx	0,0250	KO
	$u_{net,fin}$ máx	0,0250	KO
Vibração			
		Módulo Elasticidade da placa na direção perpendicular ao pavimento (kPa)	75000000
f_z (Hz)	5,200	1º critério	Sem efeito
Frequência fundamental inferior a 8Hz - Necessário realizar uma análise específica		2º critério	Sem efeito

Figura C.8 Exemplo de verificação de segurança em E.L.S.

PARTE 2

Na segunda parte da folha de cálculo irá ser realizado o dimensionamento de duas soluções de reforço com elementos em aço. Caso a verificação de segurança à flexão da viga de madeira não seja cumprida, realizada no final da Parte 1, é exposto o comprimento mínimo de reforço necessário para cumprir este requisito, calculado de acordo com o exposto na *Figura C.9*.

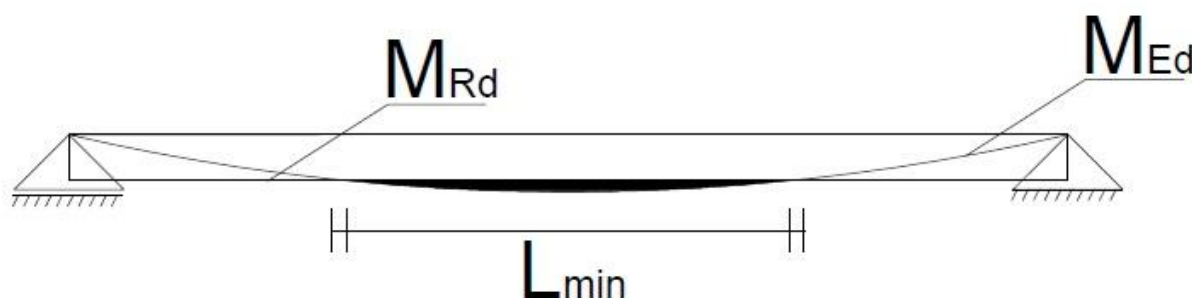


Figura C.9 Comprimento mínimo de reforço para garantir segurança à flexão

Admitindo a distribuição parabólica do momento fletor atuante ao longo do comprimento da viga, M_{Ed} , e a capacidade resistente em flexão da viga de madeira constante, M_{Rd} , efetuando a sobreposição destes dois diagramas de esforços é possível obter o comprimento da viga ao qual a segurança à flexão não é garantida, L_{min} (*Figura C.9*). Esta distância será o comprimento mínimo onde se deve estender o

reforço, no sentido de garantir a segurança à flexão, sendo dado uma folga por precaução de aproximadamente mais 15% do comprimento (*Figura C.10*).

<i>Distância de reforço</i>		
Distância mínima de reforço para garantir segurança à flexão		
2,14	$\leq X \leq$	2,86
Comprimento mínimo de reforço (m)	0,72	
Comprimento de reforço (admitindo folga de 15%) (m)	0,82	
Distância de reforço pretendida (m)	0,00	
Distância final de reforço (m)		
Distância de reforço final (m)	0,90	
Início do reforço (m)	2,05	

Figura C.10 Exemplo de distância de reforço mínima

Alternativamente o utilizador pode também colocar a distância de reforço pretendida na célula *Distância de reforço pretendida*, sendo também disponibilizado o comprimento a partir do qual o reforço metálico irá ser colocado.

Seguidamente é exposto o dimensionamento das duas soluções abordadas - *Reforço com chapa metálica na face inferior* e *Reforço com duas chapas metálicas laterais até metade da altura*. No primeiro passo, para S1, o utilizador deverá inserir a espessura da chapa metálica pretendida na célula *Altura*, admitindo que a largura do reforço irá ser igual à da viga de madeira, enquanto na segunda situação, S2, deverá inserir a largura pretendida para reforço lateral na célula *Largura*, admitindo desta vez que a altura dos perfis será metade da altura da viga de madeira existe. Para terminar este primeiro passo é necessário escolher a classe de resistência do aço das chapas metálicas desejada (*Figura C.11*)

<i>Hipótese 1</i>	<i>Reforço com chapa metálica na face inferior</i>
<i>Propriedades do reforço</i>	
Largura ($b_{aço}$) (m)	0,15
Altura ($h_{aço}$) (m)	0,0080
Classe de resistência	S235 ▼
<i>Hipótese 2</i>	<i>Reforço com duas chapas metálicas laterais até metade da altura</i>
<i>Propriedades do reforço</i>	
Largura ($b_{aço}$) (m)	0,005
Altura ($h_{aço}$) (m)	0,0900
Classe do perfil (c/t)	9
<i>Classe 2</i>	OK
Classe de resistência	S235 ▼

Figura C.11 Exemplo de propriedades dos reforços S1 e S2

De acordo com o que já foi enunciado anteriormente em 5.5.3.1, a S2 é suscetível de instabilizar quando sujeita a esforços de compressão na parte superior dos perfis. No sentido de acautelar esta situação, é exposta a classe correspondente deste perfil quando o utilizador insere a sua largura, devendo verificar que pertence à classe 1, 2 ou 3. Caso esta situação não se verifique, deverá aumentar a espessura do reforço a colocar.

O próximo passo do dimensionamento dá-se com a seleção das propriedades dos ligadores a utilizar no reforço, nomeadamente o diâmetro e a classe de resistência do ligador (*Figura C.12*). O espaçamento longitudinal equivalente entre ligadores deverá ser igualmente inserido neste passo. O valor a colocar será uma primeira iteração, visto que este parâmetro irá variar em função do número de ligadores. Deste modo, fica ao critério do utilizador o valor de espaçamento a colocar, admitindo que terá de ser ajustado novamente em função das características finais da ligação.

Hipótese 1		Reforço com chapa metálica na face inferior	
Propriedades da ligação			
Diâmetro segundo ISO 262:1998	M10		
Classe resistência	4,6		
Espaçamento longitudinal equivalente entre ligadores (s_{eq}) (mm)	150,00		
Hipótese 2		Reforço com duas chapas metálicas laterais até metade da altura	
Propriedades da ligação			
Diâmetro segundo ISO 262:1998	M8		
Classe resistência	4,6		
Espaçamento longitudinal equivalente entre ligadores (s_{eq}) (mm)	95,00		

Figura C.12 Exemplo de propriedades das ligações em S1 e S2

A partir deste ponto os procedimentos de cálculo e a disposição no programa das duas soluções serão idênticas. Deste modo, e no sentido de simplificar esta explicação, a metodologia de cálculo será abordada no singular.

Após conhecidas as características geométricas e mecânicas do reforço e ligação, e seguindo a metodologia de cálculo proposta em 5.5.2., é então possível conhecer a distribuição de tensões presentes na seção, tanto no aço, como na madeira. É verificada a segurança para E.L.U. em flexão composta para o aço, na fibra superior e inferior, e na madeira, para compressão e tração, obtida em função da espessura dos reforços inserida. (*Figura C.13*). Por fim, é exposto o fator de segurança correspondente à situação de esforços mais desfavorável.

Verificação em Flexão Composta da Seção Mista em flexão em E.L.U.		
Tensão total actuante no Aço na fibra inferior ($\sigma_{1,1}$) (kPa)	28430,91	OK
Tensão total actuante no Aço na fibra superior ($\sigma_{1,2}$) (kPa)	-13031,36	OK
Flexão composta com tração na Madeira:		
$(\sigma_2/f_{t,0,d}) + (\sigma_{m2}/f_{m,d}) \leq 1$ (kPa)	1,00	OK
Flexão composta com compressão na Madeira:		
$(\sigma_2/f_{c,0,d}) + (\sigma_{m2}/f_{m,d}) \leq 1$ (kPa)	0,97	OK
Factor de Segurança:	1,005	

Figura C.13 Verificação de segurança em E.L.U. para seção composta

Caso se dê a situação de a verificação de segurança não ser cumprida em alguma das quatro expressões, o programa indicará duas mensagens: *KO* será exposto à frente do valor do esforço que não satisfaz e o texto “Aumentar espessura da chapa de reforço ou n.º de ligadores” aparecerá igualmente no final da janela.

O valor do fator de eficiência da ligação foi apresentado na equação (5.87), tendo sido notório que o seu valor aumenta proporcionalmente à diminuição do espaçamento entre ligadores, s . Deste modo, a rigidez efetiva da seção mista, definida na expressão (5.82), aumentaria também, através do aumento do segundo membro desta equação, onde γ tem influência direta, originando assim uma diminuição das tensões nos dois materiais. Assim é perceptível a influência que o número de ligadores, e o respetivo espaçamento, têm na rigidez da seção e nos esforços atuantes.

A verificação de segurança em E.L.S., nomeadamente a deformação e vibração, será realizada seguidamente. Num primeiro ponto será exposta a deformação instantânea e final, tanto para cargas permanentes, como para sobrecargas, da estrutura mista, sendo comparados os seus valores com os limites impostos pelo EC5 (CEN;2005a). Seguidamente é exposta a frequência fundamental de vibração da estrutura mista, verificando se cumpre os dois critérios de segurança preconizados pelo EC5, caso o seu valor seja inferior a 8,0 Hz (*Figura C.14*). Caso contrário, e do mesmo modo que foi exposto para a situação inicial da viga de madeira, será necessário realizar uma análise específica à vibração do pavimento, não se enquadrando porém neste trabalho.

Verificação da Seção Mista em E.L.S.			
Deformação			
$U_{inst,g}$ (m)	0,00780	$U_{fin,g}$ (m)	0,012477322
$U_{inst,q}$ (m)	0,03695	$U_{fin,q}$ (m)	0,043598972
	$U_{net,fin} = U_{fin,g} + U_{fin,q} - U_0$ (m)	0,0561	
Limites deformação EC5	$U_{inst,q,max}$	0,0167	KO
	$U_{fin,q,max}$	0,0250	KO
	$U_{net,fin,max}$	0,0250	KO
Vibração			
	f_1 (Hz)	6,105	
Frequência fundamental inferior a 8Hz - Necessário realizar uma análise específica			
	1º critério	Sem efeito	
	2º critério	Sem efeito	
	Módulo Elasticidade da placa perpendicular ao pavimento (kPa)	0	

Figura C.14 Verificação de segurança em E.L.S. para seção composta

É importante acrescentar que caso os valores apresentados relativamente à verificação de segurança em relação ao E.L.S. não cumpram a regulamentação, é apresentada uma mensagem *KO* mas o processo de dimensionamento prosseguirá visto que o objetivo deste reforço é unicamente reforçar a estrutura à flexão.

Seguidamente é exposto o número de parafusos mínimos a dispor ao longo do comprimento de reforço no sentido de garantir a segurança da ligação, calculado de acordo com o exposto em 5.5.3.3. O utilizador deverá inserir na célula *Número total de parafusos* o número de parafusos pretendido, devendo ser superior a um e ao número mínimo apresentado. Em função deste valor será também apresentado o *Espaçamento segundo eixo zz (m)*, bem como o *Espaçamento segundo eixo xx (m)*, neste caso não variável em função do número de ligadores visto que só irá ser disposto um ligador segundo esta direção.

A fase final deste dimensionamento, referente ao número de ligadores e disposição final que irão ter, é a mais importante do processo de cálculo. Como já foi referido, o número de ligadores tem uma influência direta no comportamento mecânico da seção, devendo por isso verificar se o espaçamento final apresentado, em função do número de ligadores disposto, coincide com o valor do espaçamento longitudinal equivalente admitindo no início do programa. Caso esta condição não seja verificada, o programa apresenta a mensagem: *Ligação mal dimensionada. Verificar n.º e diâmetro dos parafusos e modificar seq para valor maior que espaçamento segundo eixo zz*, alertando assim o utilizador para a necessidade de existir conformidade entre os valores de espaçamento admitidos (Figura C.15).

Verificação da Ligação		
Número mínimo de parafusos	2	
Número de parafusos espaçados segundo eixo zz (m)	3	
Número de parafusos espaçados segundo eixo xx (m)	1	
Número total de parafusos	3	OK
Espaçamento segundo eixo zz (m)	0,371	
Espaçamento segundo eixo xx (m)	0,070	
Ligação mal dimensionada. Verificar n.º e diâmetro dos parafusos e modificar seq para valor maior que espaçamento segundo eixo zz		

Figura C.15 Exemplo de ligação madeira-aço

Na figura anterior é possível verificar, através da mensagem *OK*, que o número de parafusos disposto é superior ao mínimo para garantir a segurança da ligação. Porém, o espaçamento que estes ligadores originam não se encontra em conformidade com o admitido no início do dimensionamento, sendo então necessário modifica-lo, verificando novamente as condições da seção.

Na situação de o número de parafusos dispostos ou o diâmetro escolhido originarem espaçamentos finais inferiores aos mínimos estabelecidos pela regulamentação aplicável, é apresentada a seguinte mensagem: *Espaçamento inferior a mínimos. Diminuir n.º parafusos ou modificar diâmetro*, sendo responsabilidade do utilizador modificar as características da ligação até obter resultados que verifiquem a segurança da conexão entre os dois materiais.

Por último, e caso a verificação em E.L.U da seção e o dimensionamento da ligação estejam corretas, são apresentadas as características finais das duas soluções (Figura C.16). São também expostas as seções tipo das duas soluções, com as dimensões mais importantes a reter (Figura C.17).

Condições finais		
Espessura chapa reforço	0,005	metros
Altura chapa reforço	0,09	metros
Comprimento de reforço	0,90	metros
$(E.I.)_{eff,ELU}$	1030,58	
$(E.I.)_{eff,ELS}$	1090,34	
Espaçamento segundo eixo zz	0,080	metros
Espaçamento segundo eixo yy	0,041	metros
Diâmetro dos parafusos	8	milímetros
Número parafusos segundo eixo zz	10	
Número parafusos segundo eixo yy	1	
Diâmetro anilha (mm)	24	milímetros
Espessura anilha (mm)	2,4	milímetros

Figura C.16 Exemplo de Condições finais para solução de reforço

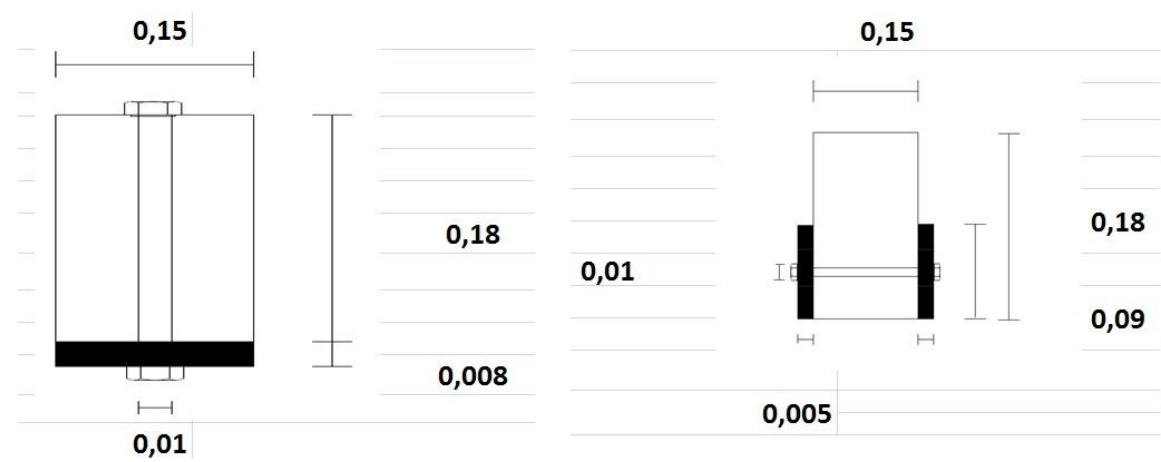


Figura C.17 Exemplo de seções finais S1 e S2

ANEXO D

PORMENORIZAÇÃO DO CÁLCULO

Pormenorização de cálculo

A pormenorização do cálculo realizado na folha de cálculo desenvolvida irá aqui ser exposta, exemplificando para as duas soluções abordadas na simulação no subcapítulo 5.7, de acordo com as condições já expostas.

Espécie	Folhosa
Classe resistência	D30
Classe serviço	1
Classe serviço + Classe duração das ações	1 + Ação de curta duração
Soalho	Sim
Tarugamento	Sim
Altura da seção (m)	0,18
Largura da seção (m)	0,15
Comprimento da viga (m)	5,00
Espaçamento médio entre vigas (m)	0,7
Largura efetiva da viga (m)	0,85
Entrega do apoio (m)	0,1
Largura do pavimentos (m)	10,50
Comprimento do pavimento (m)	6,10
Contra-flecha (u_0) (m)	0,00

Figura D.1 Características geométricas

Coefficiente de modificação da duração da carga e conteúdo de humidade (k_{mod})	0,9
Coefficiente de resistência do sistema (k_{sys})	1,1
Coefficiente de profundidade (k_s)	1
Coefficiente de deformação (k_{def})	0,6
Coefficiente parcial de segurança da madeira maciça (γ_M)	1,3
k_{cr} - Madeira Maciça	0,67
Valor de cálculo da resistência à flexão ($f_{m,d}$) (kPa)	22846,15
Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal ($f_{v,d}$) (kPa)	2076,92
Valor médio final do módulo de elasticidade para ELU ($E_{mean,fin}$) (kPa)	8474576
Valor médio final do módulo de elasticidade para ELS ($E_{mean,fin}$) (kPa)	6250000
Valor de cálculo da resistência à tração na direção do fio ($f_{t,0,d}$) (kPa)	12461,54
Valor de cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio ($f_{c,90,d}$) (kPa)	5538,46
E*I	729,00

Figura D.2 Características de resistência

Área seção (A_M) (m ²)	0,027
Inércia (I_M) (m ⁴)	0,0000729
Altura centro gravidade (y_M) (m)	0,09
Módulo Elasticidade (E_M) (kPa)	10000000
Massa volúmica média (ρ_{Mean}) (kg/m ³)	640
Massa volúmica característica (ρ_k) (kg/m ³)	530
Resistência à flexão ($f_{m,k}$) (kPa)	30000
Resistência ao corte ($f_{v,k}$) (kPa)	3000
Resistência à tração na direção do fio ($f_{t,0,k}$) (kPa)	18000
Resistência à compressão na direção perpendicular ao fio ($f_{c,90,k}$) (kPa)	8000

Figura D.3 Características geométricas e de resistência

Momento máximo resistente (kN.m)	18,51
Carga uniformemente distribuída máxima resistente (kN/m)	5,92
Esforço transversal máximo resistente (kN)	25,05

Figura D.4 Capacidade resistente

Hipótese 1	Reforço com chapa metálica na face inferior
Geometria do reforço em aço	
Largura ($b_{Aço}$) (m)	0,15
Altura ($h_{Aço}$) (m)	0,0060
Área ($A_{Aço}$) (m^2)	0,000900
Inércia ($I_{Aço}$) (m^4)	2,70E-09
Centro gravidade ($y_{gAço}$) (m)	0,003
Módulo Elasticidade ($E_{Aço}$) (kPa)	210000000
Peso Volúmico ($\rho_{Aço}$) (kg/m^3)	7850
Classe de resistência	S235 ▼
Tensão cedência (f_y) (kPa)	215000
Tensão rotura (f_u) (kPa)	360000

Figura D.9 Características reforço S1

Características da ligação		Espaçamentos mínimos	
Coeficiente parcial de segurança (γ_{Lig})		Madeira	
1,3		a1 (mm)	28,42
Parafusos de Porca		a2 (mm)	32,00
Diâmetro segundo ISO 262:1998	M8 ▼	a3 (mm)	50,91
Diâmetro (d) (mm)	8,00	a4 (mm)	24,00
Área da parte roscada (A_z) (mm^2)	36,60	Aço	
Altura mínima de penetração na viga (h_{pen}) (mm)	48,00	p_1 (mm)	19,8
Classe resistência	4,6 ▼	p_2 (mm)	21,6
Tensão cedência (f_{yb}) (kPa)	240000,00	e_1 (mm)	10,8
Tensão rotura (f_{ub}) (kPa)	400000,00	e_2 (mm)	10,8
Módulo deslizamento - ELS (K_{ser}) (N/mm)	22526,42	Espaçamento efetivo	
Módulo deslizamento - ELU (K_u) (N/mm)	15017,61	s_{eq} (mm)	60,00
		Anilha	
		Diâmetro anilha (mm)	24
		Espessura anilha (mm)	2,4

Figura D.10 Características ligação S1

Cálculo - EC 5 Anexo B		Verificação em Flexão Composta da Seção Mista em flexão em E.L.U.		
$\gamma_{1-Aço}$ (ELU)	0,1183	Tensão total actuante no Aço na fibra inferior ($\sigma_{1,1}$) (kPa)	57497,78	OK
$\gamma_{2-Madeira}$ (ELU)	1	Tensão total actuante no Aço na fibra superior ($\sigma_{1,2}$) (kPa)	31284,92	OK
a_2 - Madeira (m)	0,0071	Flexão composta com tração na Madeira		
a_1 - Aço (m)	0,0859	$(\sigma_2/f_{t,0,d}) + (\sigma_{m2}/f_{m,d}) \leq 1$ (kPa)	0,92	OK
Altura do eixo neutro (m)	0,0889	Flexão composta com compressão na Madeira		
$(E^*I)_{ef}$ ELU	908,17	$(\sigma_2/f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m2}/f_{m,d}) \leq 1$ (kPa)	0,87	OK
Tensão de flexão actuante no Aço (σ_{m1}) (kPa)	13106,43			
Tensão axial actuante no Aço (σ_1) (kPa)	44391,35			
Tensão de flexão actuante na Madeira (σ_{m2}) (kPa)	18723,48			
Tensão axial actuante na Madeira (σ_2) (kPa)	1253,99	Factor de Segurança:	1,087	

Figura D.11 Parâmetros cálculo e estado de tensão S1 em E.L.U.

Flecha instantânea - Cargas permanentes							
Matriz K			Matriz f			Matriz Δ	
93844,63953	22846,06613	-93571,26453	-1,07217			x	-0,006836747
22846,06613	8891,105378	-23392,81613	0,34249875			y	-0,001130555
-93571,26453	-23392,8161	93571,26453	-0,178695			z	-0,007121296
Flecha instantânea - Cargas variáveis							
Matriz K			Matriz f			Matriz Δ	
93844,63953	22846,06613	-93571,26453	-5,1			x	-0,032520414
22846,06613	8891,105378	-23392,81613	1,62916667			y	-0,005377719
-93571,26453	-23392,8161	93571,26453	-0,85			z	-0,033873927

Figura D.12 Cálculo deformação instantânea em S1

	γ_1 - Aço (ELS)	0,168		
	γ_2 - Madeira (ELS)	1		
	a_2 - Madeira (ELS) (m)	0,0098		
	a_1 - Aço (ELS) (m)	0,0832		
	$(E^*)_{ef}$ ELS	974,70		
	g (kN/m)	0,715		
	q (kN/m)	3,40		
Deformação				
	$U_{inst,g}$ (m)	0,00712	$U_{fin,g}$ (m)	0,011394073
	$U_{inst,q}$ (m)	0,03387	$U_{fin,q}$ (m)	0,039971234
	$U_{net,fin} = U_{fin,g} + U_{fin,q} - U_0$ (m)	0,0514		
Limites deformação EC5				
	$U_{inst,q,max}$	0,0167		KO
	$U_{fin,q,max}$	0,0250		KO
	$U_{net,fin,max}$	0,0250		KO
Vibração				
	$(E^*)_{eff,eq}$ (Nm ² /m)	5445539,38		
	m (kg/m ²)	526,04		
	f_1 (Hz)	6,393		
			2º critério	Sem efeito
			Módulo Elasticidade da placa perpendicular ao pavimento (kPa)	7500000
Frequência fundamental inferior a 8Hz - Necessário realizar uma análise específica				
			$(E.I.)_b$	16875,000
			n_{40}	18,131
	1º critério	Sem efeito	v	0,001621877
	$u/F \leq 1,5$		ζ	0,01
		KO	$v \leq 100^{(f1, f-1)}$	OK

Figura D.14 Verificação em E.L.S. S1

Parâmetros resistência em função do tipo de conector	Ângulo força-fio (α) (graus)	90		
	Coefficiente k_{90}	1,02		
	Resistência ao esmagamento na direção do fio ($f_{h,0,k}$) (Mpa)	39,98		
	Resistência ao esmagamento a um ângulo α na direção do fio ($f_{h,\alpha,k}$) (Mpa)	39,20		
	Momento plástico ($M_{p,k}$) (N.mm)	26743,31		
d/2		0,004	Chapa espessa	
Teoria de Johansen	Chapa fina		Chapa espessa	
	Modo de rotura de tipo 1: $F_{v,k,1}$ (N)	Sem efeito	Modo de rotura de tipo 1: $F_{v,k,1}$ (N)	47039,06
			Modo de rotura de tipo 2 - Parcela Johansen: $F_{v,k,2}(P_{J,1})$ (N)	19735,88
	Modo de rotura de tipo 2 - Parcela Johansen: $F_{v,k,2}(P_{J,1})$ (N)	Sem efeito	Modo de rotura de tipo 2: $F_{v,k,2}$ (N)	21931,88
	Modo de rotura de tipo 2: $F_{v,k,2}$ (N)	Sem efeito	Modo de rotura de tipo 3: $F_{v,k,3}$ (N)	11615,64
	Rope effect			
		Resistência à tração do parafuso ($N_{t,k}$) (N)	8784,00	
		Resistência ao punçoamento da chapa ($B_{p,k}$) (N)	32572,03	
		Resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha ($N_{t,90,k}$) (N)	72382,29	
		Resistência ao arranque ($F_{a,k}$) (N)	8784,00	
	Parcela Rope effect (N)	2196,00		

Figura D.13 Cálculo resistência ligação S1

Resistência da Teoria de Johansen de um parafuso ($F_{v,k}$) (kN)	11,62	
Valor de cálculo da resistência de um parafuso ($F_{v,d}$) (kN)	8,04	
Força actuante no conector por metro linear (F_1) (kN/m)	31,96	
Força actuante total (kN)	31,96	
Número mínimo de parafusos	4	
Número de parafusos espaçados segundo eixo zz (m)	14	
Número de parafusos espaçados segundo eixo xx (m)	1	
Número total de parafusos	14	
Resistência total da ligação (kN)	112,58	OK
Espaçamento segundo eixo zz (m)	0,060	
Espaçamento segundo eixo xx (m)	0,071	

Figura D.15 Cálculo número de ligadores S1

Verificação da rotura por corte em bloco - EC 5 Anexo A		
Perímetro da área de corte líquida ($L_{net,v}$) (m)		0,91
Largura líquida da área tracionada ($L_{net,t}$) (m)		0,142
Espessura efetiva, função do modo de rotura do ligador (t_{ef}) (m)		1,85E-02
Espessura da seção de Madeira (t_1) (m)		1,50E-01
Área de corte líquida paralela ao fio ($A_{net,v}$) (m ²)		0,08
Área de topo líquida ($A_{net,t}$) (m ²)		2,13E-02
Valor característico da resistência contra a rotura por corte em bloco ($F_{b0,rk}$) (kN)		575,10
Valor de cálculo da resistência da ligação ($F_{v,d,2}$) (kN)		398,15
		OK

Figura D.16 Verificação rotura por corte em bloco S1

Hipótese 2	Reforço com duas chapas metálicas laterais até metade da altura	
	Geometria do reforço em aço	
Largura ($b_{Aço}$) (m)		0,005
Altura ($h_{Aço}$) (m)		0,0900
Área ($A_{Aço}$) (m ²)		0,0009
Inércia ($I_{Aço}$) (m ⁴)		6,08E-07
Centro gravidade ($y_{gAço}$) (m)		0,045
Módulo Elasticidade ($E_{Aço}$) (kPa)		2,10E+08
Peso Volúmico (kg/m ³)		7850
Classe do perfil (c/t)		9,00
Classe 2		OK
Classe de resistência	S235	▼
Tensão cedência (f_y) (kPa)		235000
Tensão rotura (f_u) (kPa)		360000

Figura D.17 Características reforço S2

Características da ligação		Espaçamentos mínimos	
		Madeira	
Coefficiente parcial de segurança (γ_{L2})	1,3	a1 (mm)	21,31
Parafusos de Porca		a2 (mm)	24,00
Diâmetro segundo ISO 262:1998	M6	a3 (mm)	38,18
Diâmetro (d) (mm)	6,00	a4 (mm)	18,00
Área da parte rosçada (A_r) (mm ²)	20,10	Aço	
Altura mínima de penetração na viga (h_{pen}) (mm)	36,00	p1 (mm)	15,4
		p2 (mm)	16,8
Classe resistência	4,6	e1 (mm)	8,4
Tensão cedência (f_{yb}) (kPa)	240000,00	e2 (mm)	8,4
Tensão rotura (f_{uk}) (kPa)	400000,00	Espaçamento efetivo	
Módulo deslizamento - ELS (K_{ser}) (N/mm)	33789,62	s _{eq} (mm)	80,00
Módulo deslizamento - ELU (K_{ul}) (N/mm)	22526,42	Anilha	
		Diâmetro anilha (mm)	18
		Espessura anilha (mm)	1,8

Figura D.18 Características ligação S2

Cálculo - EC 5 Anexo B				
$\gamma_{1-Aço}$ (ELU)	0,1312	Verificação em Flexão Composta da Seção Mista em tensões atuantes em relação ao E.L.U.		
$\gamma_{2-Madeira}$ (ELU)	1			
$\bar{a}_2$ - Madeira (ELU) (m)	0,0114	Tensão total actuante no Aço na fibra inferior (σ_{11}) (kPa)	210078,57	OK
$\bar{a}_1$ - Aço (ELU) (m)	0,0786	Tensão total actuante no Aço na fibra superior (σ_{12}) (kPa)	-131728,43	OK
Altura do eixo neutro (m)	0,0786			
(E^*) _{ef ELU}	1044,70	Verificação da seção de Madeira em flexão composta :		
Tensão axial actuante no Aço (σ_1) (kPa)	39175,07	$(\sigma_2/f_{t,0,d}) + (\sigma_{m2}/f_{m,d}) \leq 1$ (kPa)	0,88	OK
Tensão de flexão actuante no Aço ($\sigma_{m,1}$) (kPa)	170903,50	Flexão composta com compressão na Madeira		
Tensão axial actuante na Madeira (σ_2) (kPa)	2052,99	$(\sigma_2/f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m2}/f_{m,d}) \leq 1$ (kPa)	0,85	OK
Tensão de flexão actuante na Madeira ($\sigma_{m,2}$) (kPa)	16276,52			
		Factor de segurança	1,119	

Figura D.19 Parâmetros cálculo e estado de tensão S2 em E.L.U.

Flecha instantânea - Cargas permanentes						
Matriz K			Matriz f			Matriz Δ
106565,2118	26026,20921	-106291,8368	-1,07217		x	-0,006566147
26026,20921	9951,15307	-26572,95921	0,34249875		y	-0,000995255
-106291,8368	-26572,9592	106291,8368	-0,178695		z	-0,006816642
Flecha instantânea - Cargas variáveis						
Matriz K			Matriz f			Matriz Δ
106565,2118	26026,20921	-106291,8368	-5,1		x	-0,031233247
26026,20921	9951,15307	-26572,95921	1,62916667		y	-0,004734136
-106291,8368	-26572,9592	106291,8368	-0,85		z	-0,032424777

Figura D.20 Cálculo deformação instantânea em S2

	Y_1 - Aço (E.L.S)	0,185		
	Y_2 - Madeira (E.L.S)	1,00		
	a_2 - Madeira (E.L.U) (m)	0,02		
	a_1 - Aço (E.L.U) (m)	0,07		
	$(E^*)_{eff\ ELS}$	1107,21		
	g (kN/m)	0,715		
	q (kN/m)	3,40		
Deformação				
	$U_{inst,g}$ (m)	0,0068	$U_{fin,g}$ (m)	0,0109
	$U_{inst,q}$ (m)	0,0324	$U_{fin,q}$ (m)	0,0383
	$U_{net,fin} = U_{inst,g} + U_{fin,q} - U_0$ (m)	0,049168		
Limites deformação ECS				
	$U_{inst,q\ max}$	0,0167		KO
	$U_{fin,q\ max}$	0,0250		KO
	$U_{net,fin\ max}$	0,0250		KO
Vibração				
	$(E^*)_{inst,eq}$ (Nm ² /m)	5688915,08		
	m (kg/m ²)	526,04	2º critério	Sem efeito
	f_1 (Hz)	6,534	Módulo Elasticidade da placa perpendicular ao pavimento (kPa)	7500000
Frequência fundamental inferior a 8Hz - Necessário realizar uma análise específica				
			$(E \cdot I)_b$	16875,000
			n_{ao}	18,126
	1º critério	Sem efeito	v	0,001621419
	$u/F \leq 1,5$	6,25493	ζ	0,01
		KO	$v \leq 100$ (71,54)	OK

Figura D.21 Verificação em E.L.S. S2

Parâmetros resistência em função do tipo de conector	Ângulo força-fio (α) (graus)	90
	Coefficiente k_{90}	0,99
	Resistência ao esmagamento na direção do fio ($f_{h,D,k}$) (Mpa)	40,85
	Resistência ao esmagamento a um ângulo α na direção do fio ($f_{h,\alpha,k}$) (Mpa)	41,27
	Momento plástico ($M_{y,rk}$) (N.mm)	12658,27
d/2	0,003	Chapa espessa

Teoria de Johansen	Chapa fina		Chapa espessa	
	Modo de rotura de tipo 1: $F_{t,rk,1}$ (N)	Sem efeito	Modo de rotura de tipo 1: $F_{t,rk,1}$ (N)	18569,27
	Modo de rotura de tipo 2 - Parcela Johansen: $F_{v,rk,2(P,1)}$ (N)	Sem efeito	Modo de rotura de tipo 2 - Parcela Johansen: $F_{v,rk,2(P,1)}$ (N)	4071,76
	Modo de rotura de tipo 2: $F_{v,rk,2}$ (N)	Sem efeito	Modo de rotura de tipo 2: $F_{v,rk,2}$ (N)	5089,70
	Rope effect			
	Resistência à tração do parafuso ($N_{t,1,k}$) (N)		4824,00	
	Resistência ao punçoamento da chapa ($B_{p,rk}$) (N)		40715,04	
	Resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha ($N_{z,90,k}$) (N)		21714,69	
	Resistência ao arranque ($F_{a,rk}$) (N)		4824,00	
	Parcela <i>Rope effect</i> (N)		1017,94	

Figura D.22 Cálculo resistência ligação S1

Resistência da Teoria de Johansen em corte duplo de um parafuso($F_{v,k}$) (kN)	10,18	
Valor de cálculo da resistência de um parafuso (F_{rd1}) (kN)	7,05	
Força actuante no conector por metro linear (F_1) (kN/m)	28,21	
Força actuante total (kN)	28,21	
Número mínimo de parafusos	5	
Número de parafusos espaçados segundo eixo zz (m)	14	
Número de parafusos espaçados segundo eixo yy (m)	1	
Número de parafusos total	14	
Resistência total da ligação (kN)	98,66	OK
Espacamento mínimo segundo eixo zz (m)	0,065	
Espacamento mínimo transversal yy (m)	0,042	

Figura D.23 Cálculo número de ligadores S2

Verificação da rotura por corte em bloco - EC 5 Anexo A	
Perímetro da área de corte líquida ($L_{net,v}$) (m)	0,969
Largura líquida da área tracionada ($L_{net,t}$) (m)	0,084
Espessura da seção de Madeira (t_1) (m)	0,15
Área de corte líquida paralela ao fio ($A_{net,v}$) (m^2)	0,15
Área de topo líquida ($A_{net,t}$) (m^2)	0,013
Valor característico da resistência contra a rotura por corte em bloco ($F_{bs,rk}$) (kN)	340,20
Valor de cálculo da resistência da ligação ($F_{rd,2}$) (kN)	235,52
	OK

Figura D.24 Verificação rotura por corte em bloco S2

ANEXO E

RESULTADOS SIMULAÇÃO

SOLUÇÃO 1 - ÁREA 1													
F.S.=1,10	Nº ligadores	s (m)	(E.I.) _{ELU} (kPa.m4)	Y _{ELU}	%ganho ligação	(E.I.) _{ELS} (kPa.m4)	Y _{ELS}	u _{fin g M+A} (mm)	%ganho u _{fin g}	u _{fin q M+A} (mm)	%ganho u _{fin q}	f _{1 M+A} (Hz)	%ganho f ₁
M4	42	0,019	952,33	0,2319	30,60%	1019,37	0,312	11,136	10,91%	39,3412	12,18%	6,461	24,25%
M5	35	0,022	952,33	0,2319	30,60%	1019,37	0,312	11,136	10,91%	39,3412	12,18%	6,461	24,25%
M6	30	0,026	952,33	0,2319	30,60%	1019,37	0,312	11,136	10,91%	39,3412	12,18%	6,461	24,25%
M7	22	0,036	932,22	0,2090	27,85%	996,43	0,284	11,232	10,14%	39,6598	11,47%	6,435	23,75%
M8	18	0,044	934,53	0,2116	28,16%	999,10	0,287	11,216	10,27%	39,6244	11,55%	6,438	23,81%
M10	16	0,048	952,33	0,2319	30,60%	1019,37	0,312	11,136	10,91%	39,3412	12,18%	6,461	24,25%

SOLUÇÃO 1 - ÁREA 2													
F.S.=1,10	Nº ligadores	s (m)	(E.I.) _{ELU}	Y _{ELU}	%ganho ligação	(E.I.) _{ELS}	Y _{ELS}	u _{fin g M+A} (mm)	%ganho u _{inst g}	u _{fin q M+A} (mm)	%ganho u _{inst q}	f _{1 M+A}	%ganho f ₁
M4	35	0,024	936,21	0,1387	28,32%	1009,46	0,195	11,248	10,02%	39,4828	11,87%	6,433	23,71%
M5	30	0,027	942,91	0,1436	29,24%	1017,63	0,201	11,216	10,27%	39,3648	12,13%	6,442	23,88%
M6	25	0,032	947,62	0,1471	29,89%	1023,34	0,206	11,2	10,40%	39,294	12,29%	6,448	24,00%
M7	21	0,038	951,12	0,1497	30,37%	1027,56	0,209	11,184	10,53%	39,235	12,42%	6,452	24,08%
M8	17	0,044	936,21	0,1387	28,32%	1009,46	0,195	11,248	10,02%	39,4828	11,87%	6,433	23,71%
M10	13	0,062	929,92	0,1341	27,46%	1001,74	0,188	11,28	9,76%	39,589	11,63%	6,424	23,54%

SOLUÇÃO 2 - ÁREA 2													
F.S.=1,10	Nº ligadores	s (m)	(E.I.) _{ELU}	Y _{ELU}	(E.I.) _{ELS}	Y _{ELS}	%ganho ligação	u _{fin g M+A} (mm)	%ganho u _{fin g}	u _{fin q M+A} (mm)	%ganho u _{fin q}	f _{1 M+A}	%ganho f ₁
M4	14	0,069	997,91	0,0969	1050,21	0,1390	16,49%	11,040	11,68%	38,800	13,39%	6,477	24,56%
M5	11	0,088	1002,91	0,1006	1056,50	0,1440	17,07%	11,040	11,68%	38,900	13,17%	6,483	24,67%
M6	9	0,109	1000,66	0,09889	1040,57	0,1410	16,81%	11,040	11,68%	38,900	13,17%	6,480	24,62%
M7	8	0,122	1003,95	0,1013	1057,75	0,1450	17,19%	11,040	11,68%	38,800	13,39%	6,484	24,69%
M8	7	0,14	1002,08	0,0999	1055,43	0,1430	16,97%	11,040	11,68%	38,900	13,17%	6,482	24,65%

SOLUÇÃO 1 - ÁREA 1												
(E.I.) _M *1,2	Nº ligadores	s (m)	F.S.	Υ _{ELU}	Υ _{ELS}	(E.I.) _{ELS} (kPa.m4)	u _{inst g M+A} (mm)	%ganho u _{inst g}	u _{inst q M+A} (mm)	%ganho u _{inst q}	f _{1 M+A} (Hz)	%ganho f ₁
M4	27	0,032	1,068	0,1471	0,206	929,22	11,52	7,84%	40,6746	9,21%	6,354	22,19%
M5	20	0,044	1,068	0,1471	0,206	929,22	11,52	7,84%	40,6746	9,21%	6,354	22,19%
M6	17	0,051	1,068	0,1471	0,206	929,22	11,52	7,84%	40,6746	9,21%	6,354	22,19%
M7	15	0,058	1,068	0,1471	0,206	929,22	11,52	7,84%	40,6746	9,21%	6,354	22,19%
M8	13	0,066	1,068	0,1471	0,206	929,22	11,52	7,84%	40,6746	9,21%	6,354	22,19%
M10	10	0,086	1,068	0,1471	0,206	929,22	11,52	7,84%	40,6746	9,21%	6,354	22,19%
SOLUÇÃO 2 - ÁREA 1												
(E.I.) _M *1,2	Nº ligadores	s (m)	F.S.	Υ _{ELU}	Υ _{ELS}	(E.I.) _{ELS} (kPa.m4)	u _{inst g M+A} (mm)	%ganho u _{inst g}	u _{inst q M+A} (mm)	%ganho u _{inst q}	f _{1 M+A} (Hz)	%ganho f ₁
M4	6	0,185	1,043228	0,0544	0,079	900,22	11,68	6,56%	41,11	8,24%	6,315	21,44%
M5	5	0,228	1,043228	0,0544	0,079	900,22	11,68	6,56%	41	8,48%	6,315	21,44%
M6	5	0,228	1,043228	0,0561	0,082	902,71	11,68	6,56%	40,8	8,93%	6,319	21,52%
M7	4	0,294	1,043	0,0551	0,08	901,71	11,68	6,56%	40,9	8,71%	6,315	21,44%
M8	4	0,170	1,043	0,0544	0,079	900,22	11,68	6,56%	40,7	9,15%	6,315	21,44%

SOLUÇÃO 1 - ÁREA 2												
(E.I.) _M *1,2	Nº ligadores	s (m)	F.S.	Υ _{ELU}	Υ _{ELS}	(E.I.) _{ELS}	u _{inst g M+A} (mm)	%ganho u _{inst g}	u _{inst q M+A} (mm)	%ganho u _{inst q}	f _{1 M+A}	%ganho f ₁
M4	26	0,034	1.075	0,1031	0,1471	947,62	11,504	7,97%	40,3796	9,87%	6,38	22,69%
M5	20	0,044	1.069	0,0958	0,1436	942,91	11,509	7,93%	40,592	9,39%	6,36	22,31%
M6	16	0,055	1.066	0,0914	0,1312	925,93	11,509	7,93%	40,7218	9,10%	6,35	22,12%
M7	14	0,063	1.068	0,0945	0,1398	937,77	11,510	7,92%	40,6274	9,31%	6,34	21,94%
M8	12	0,073	1,07	0,0969	0,1387	936,21	11,511	7,91%	40,5566	9,47%	6,35	22,04%
M10	10	0,086	1.069	0,0958	0,1436	942,91	11,512	7,90%	40,592	9,39%	6,35	22,12%