

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA

EMANUEL ANDRÉ SOARES CORREIA

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Carvalho Marques de Faria

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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.

À memória do meu Pai, e da minha irmã Rosário

Quem fica no vale jamais atingirá o topo da colina.

Thomas Fuller

AGRADECIMENTOS

Este trabalho culmina todo um longo e difícil caminho percorrido, com a ajuda de inúmeras pessoas, às quais não posso deixar de dar uma palavra terna de agradecimento...

- à minha família, Mãe, Isabel, Avó, Albina, António, Carlos, Emília, Manuel, como expoente máximo da minha vida, não esquecendo a forma como me “abraçaram” e impulsionaram a continuar o meu percurso académico, num momento particularmente difícil da minha vida;

- ao meu orientador Professor Rui Faria, pela sua permanente disponibilidade e compreensão, constituindo para mim um exemplo a todos os níveis;

- aos meus amigos e colegas, dos quais destaco a Ana Luísa, Bruno Cunha, Nélson Ribeiro, Isabel Fernandes, Teresa Cruz, Ana Carneiro, Christian Moreira e Jorge Guimarães, pela intensa e terna amizade;

- a si, meu Pai, por todo o amor que me deu, por tudo o que me ensinou, por tudo o que lutou, não há agradecimento suficiente...

- a ti, minha irmã Rosário, para sempre no meu coração.

RESUMO

A madeira maciça e/ou derivados de madeira, têm vindo a manter ou mesmo a aumentar a sua cota de utilização pela indústria da construção. Verifica-se, assim, a sua reacção a um conjunto de limitações que lhes são frequentemente apontadas (qualidade, durabilidade e estabilidade) e à forte concorrência de outros materiais tradicionais (betão ou aço) ou não tradicionais (compósitos não envolvendo madeira).

Em grande medida, esta situação deriva da modificação ocorrida, nomeadamente na última década, na percepção por parte da indústria de construção em Portugal acerca da possibilidade de utilização de madeira. A realização de obras emblemáticas, o desenvolvimento de um conjunto alargado de regulamentação e normalização (designadamente o Eurocódigo 5 com toda a normalização associada) e surgimento de novos produtos à base de madeira, tais como o MDF (*medium density fibreboard*) e o OSB (*oriented strand board*).

O presente trabalho pretende, sintetizar no essencial o contexto actual da madeira, nos aspectos referentes ao conhecimento das suas características e comportamento estrutural, bem como dar ênfase a aspectos normativos, mormente o Eurocódigo 5, que regula o dimensionamento de estruturas de madeira, efectuando a aplicação do mesmo a dois casos concretos. Apontando-se algumas insuficiências, no conhecimento actual do comportamento da madeira.

Numa primeira parte, são cobertas todas as questões relacionadas com a estrutura interna e propriedades inerentes à madeira. Em seguida, são discutidos aspectos relativos a bases de dimensionamento previstos no Eurocódigo 5 (EC 5).

O trabalho termina com uma aplicação prática do EC 5, por meio de duas estruturas comuns de madeira.

PALAVRAS-CHAVE: análise estrutural, resistência ao fogo, asnas, EC 5.

ABSTRACT

The solid wood and / or engineered wood products have been maintained or even increased their share of use by the construction industry. There is, its reaction to a set of constraints which are often mentioned (quality, durability and stability) and the strong competition from other traditional materials (concrete or steel) or non-traditional (not involving composite wood).

In a large extent, this derives from the change occurred, particularly in the last decade, the perception by the construction industry in Portugal about the use of wood. The symbolic execution of works, the development of a set of regulations and standards (including the Eurocode 5 with all the associated standards) and emergence of new products made of wood such as MDF (medium density fibreboard) and OSB (oriented strand board).

This paper aims, in essence, summarize the current context of the timber, in aspects related to knowledge of their structural characteristics and behavior, and emphasize the normative aspects, including the Eurocode 5, which governs the design of structures of wood, the enforced application in two cases. And identify fields that require further scientific research, in order to increase the knowledge of the behavior of wood.

In the first part, are covered all the issues related to internal structure and properties inherent in wood. In the next part, discussed aspects of the design bases specified in Eurocode 5 (EC 5). The work ends with a practical application of EC 5, in two structures of wood.

KEYWORDS: structural analysis, fire resistance, truss, EC 5.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. CONTEXTO ACTUAL DA MADEIRA ENQUANTO MATERIAL ESTRUTURAL	1
1.2. ENQUADRAMENTO NORMATIVO	2
1.3. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
 2. A MADEIRA – MATERIAL ESTRUTURAL	 5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. A GÉNESE DA MADEIRA	6
2.2.1. A ÁRVORE E A MADEIRA SERRADA	6
2.2.2. ESTRUTURA MACROSCÓPICA DA MADEIRA	7
2.2.3. ESTRUTURA MICROSCÓPICA E COMPOSIÇÃO QUÍMICA	9
2.2.4. CARACTERÍSTICAS NATURAIS DA MADEIRA	11
2.2.4.1. Nós	11
2.2.4.2. Fio da Madeira	12
2.2.4.3. Madeira de Reacção	12
2.2.4.4. Lenho Juvenil	13
2.2.4.5. Secagem da Madeira	13
2.3. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA	14
2.3.1. ASPECTOS GERAIS	14
2.3.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA MADEIRA	15
2.3.2.1. Humidade	16
2.3.2.2. Densidade	17
2.3.2.3. Retractilidade	17
2.3.2.4. Resistência ao Fogo.....	18
2.3.2.5. Durabilidade Natural.....	21
2.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA	21
2.4.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS	22

2.4.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PERPENDICULAR ÀS FIBRAS.....	23
2.4.3. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO PERPENDICULAR ÀS FIBRAS	23
2.4.4. RESISTÊNCIA À FLEXÃO ESTÁTICA	24
2.4.5. RESISTÊNCIA AO FENDIMENTO	24
2.4.6. RESISTÊNCIA AO CORTE	24
2.4.7. OUTRAS PROPRIEDADES MECÂNICAS	25
2.5. CLASSIFICAÇÃO DA MADEIRA	26
2.5.1. NORMA EUROPEIA EN 408	26
2.5.1.1. Madeira Serrada Classificada	27
2.5.1.2. Normas Europeias de classificações de madeiras em classes de qualidade.....	27
2.5.1.3. Classes de Resistência	28
2.5.1.4. Relação entre classificação visual e classes de resistência	29
2.5.1.5. Valores de cálculo	29
2.6. PRODUTOS DERIVADOS DE MADEIRA.....	29
2.6.1. MADEIRA LAMELADA COLADA (“GLUED LAMINATED TIMBER”)	30
2.6.2. CONTRAPLACADOS (“PLYWOOD”).....	32
2.6.3. MADEIRA FOLHEADA COLADA (LVL “LAMINATED VENEER LUMBER”).....	33
2.6.4. LAMINATED STRAND LUMBER (LSL), CONHECIDO COMO TIMBERSTRAND ®.....	34
2.6.5. PARALLEL STRAND LUMBER (PSL), CONHECIDO COMO PARALLAM ®.....	34
2.6.6. AGLOMERADOS DE PARTÍCULAS DE MADEIRA LONGAS E ORIENTADAS (OSB)	35
2.6.7. AGLOMERADOS DE PARTÍCULAS DE MADEIRA (“PARTICLEBOARD”).....	35
2.6.8. VIGAS EM I.....	35
2.6.9. VIGAS EM CAIXÃO	36
 3. INTRODUÇÃO AO EUROCÓDIGO 5	 37
3.1. INTRODUÇÃO	37
3.2. ASPECTOS PARTICULARES NO CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA.....	37
3.2.1. REQUISITOS PARA A ANÁLISE ESTRUTURAL	37
3.2.2. CLASSE DE DURAÇÃO DAS ACÇÕES	39
3.2.3. CLASSES DE SERVIÇO.....	39
3.2.4. FACTOR DE MODIFICAÇÃO.....	40
3.2.5. FACTOR DE TAMANHO.....	41
3.3. MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA.....	42

3.3.1. REGRAS DE DIMENSIONAMENTO.....	42
3.3.2. VALORES DE CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	42
3.4. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	44
3.4.1. NOÇÕES GERAIS	44
3.4.2. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE MADEIRA	44
3.4.3. FLEXÃO	45
3.4.3.1. Comportamento da Madeira face à Flexão	45
3.4.3.2. Flexão Desviada.....	46
3.4.3.3. Flexão Composta com Tracção paralela ao Fio	46
3.4.3.4. Flexão Composta com Compressão paralela ao Fio	46
3.4.3.5. Instabilidade lateral torsional (Bambeamento).....	47
3.4.3.6. Flexão em elementos com entalhe	49
3.4.4. CORTE	49
3.4.4.1. Generalidades	49
3.4.4.2. Metodologia do Eurocódigo 5	52
3.4.5. TORÇÃO	52
3.4.6. COMBINAÇÃO DO CORTE COM TORÇÃO.....	53
3.4.7. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS EM MADEIRA LAMELADA COLADA	53
3.4.7.1. Generalidades	53
3.4.7.2. Dimensionamento de Vigas de 1 água	54
3.4.7.3. Dimensionamento de Vigas de 2 águas, de águas com intradorso curvo e de vigas curvas ..	56
3.5. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE SERVIÇO (ELS)	59
3.5.1. DEFORMAÇÃO POR FLEXÃO E CORTE.....	59
3.5.2. DEFORMAÇÃO POR COMPRESSÃO NA ZONA DOS APOIOS.....	62
3.6. LIGAÇÕES	62
3.6.1. LIGAÇÕES DO TIPO CAVILHA.....	62
3.6.2. ASPECTOS GERAIS – FILOSOFIA DO EC 5	62
3.6.3. METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO PELO EC 5	64
3.6.3.1. Resistência ao Esmagamento	64
3.6.3.2. Momento de Cedência Plástica do conector	64
3.6.3.3. Corte Simples e Duplo	65
3.6.3.4. Definição geométrica das ligações	65
3.6.4. LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS.....	65

3.6.5. LIGAÇÕES TRADICIONAIS	66
3.6.5.1. Nós de Encontro	67
3.6.5.2. Dimensionamento das ligações tradicionais	67
3.6.6. MEIOS DE FIXAÇÃO DE DIFERENTE TIPO ACTUANDO CONJUNTAMENTE	69
3.6.7. EFEITO DE GRUPO	69
3.6.8. FACTORES INTERVENIENTES NO DETALHE DAS LIGAÇÕES	69
3.6.9. SELECÇÃO DO TIPO DE LIGAÇÃO.....	72
3.6.10. DURABILIDADE DAS LIGAÇÕES.....	72
3.6.11. PRINCÍPIOS DE DETALHE DE LIGAÇÕES	73

4. MÉTODOS DE CÁLCULO DE RESISTÊNCIA AO FOGO 81

4.1. INTRODUÇÃO	81
4.2. MÉTODOS PREVISTOS PELO EC 5	81
4.2.1. MÉTODOS SIMPLIFICADOS	82
4.2.1.1. Método da secção transversal efectiva	82
4.2.1.2. Método da resistência e rigidez reduzida	83
4.2.1.3. Método avançado de cálculo	83
4.3. COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ REDUZIDA E O MÉTODO DA SECÇÃO TRANSVERSAL EFECTIVA	85
4.4. COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS SIMPLIFICADOS E O MÉTODO AVANÇADO DE CÁLCULO	86

5. CASO PRÁTICO

5.1. INTRODUÇÃO	87
5.2. ANÁLISE E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS ASNAS	87
5.2.1. ABORDAGEM DO EC 5.....	87
5.2.2. IMPORTÂNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES NAS ASNAS DE MADEIRA.....	89
5.2.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ASNAS SIMPLES.....	89
5.2.4. ASPECTOS A TER EM CONTA NA CONCEPÇÃO DAS ASNAS.....	90
5.3. TIPOS DE ASNAS E REGRAS SIMPLES DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO	90
5.3.1. ASNAS SIMPLES	90
5.3.2. ASNAS TIPO HOWE	91
5.3.3. ASNAS TIPO PRATT	92
5.3.4. ASNAS TIPO BELGA.....	93

5.3.5. ASNAS COM BANZO SUPERIOR POLIGONAL (BOWSTRING)	93
5.4. DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA DE MADEIRA	95
5.4.1. DESCRIÇÃO GERAL	95
5.4.1.1. Tipo de Construção	95
5.4.1.2. Material Adoptado	95
5.4.1.3. Metodologia Aplicada	96
5.4.1.4. Secções da asna	97
5.4.1.5. Acções na Cobertura	97
5.4.2. DIMENSIONAMENTO DAS MADRES	97
5.4.2.1. Esquema Estrutural das Madres	97
5.4.2.2. Verificação ao Estado Limite Último.	98
5.4.3. DIMENSIONAMENTO DA ASNA	99
5.4.3.1. Verificação ao Estado Limite Último	100
5.4.3.2. Verificação ao Estado Limite Utilização	103
5.4.3.3. Dimensionamento das Ligações	104
5.4.4. DIMENSIONAMENTO AO FOGO DOS ELEMENTOS DA ASNA	108
5.5. DIMENSIONAMENTO DE UM PASSADIÇO EM MADEIRA	110
5.5.1. INTRODUÇÃO	110
5.5.2. PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO	112
5.5.3. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	114
5.5.4. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO DA VIGA PRINCIPAL	115
 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	 117
6.1. CONCLUSÕES	117
6.2. PERSPECTIVA FUTURA	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – a) Madeira do Grupo Botânico Gimnospérmicas (Carvalho); b) Madeira do Grupo Botânico Angiospérmica (Pinheiro)	7
Fig. 2.2 – Corte Transversal do tronco de uma árvore	7
Fig. 2.3 – Eixos Principais da Madeira.....	9
Fig. 2.4 – Anéis de Crescimento	9
Fig. 2.5 – Aspecto Microscópico da Madeira de Resinosas	10
Fig. 2.6 – Anéis de Crescimento Indistinguíveis	10
Fig. 2.7 – Aspecto Microscópico da Madeira de Folhosas	11
Fig. 2.8 – Lenho de Compressão	13
Fig. 2.9 – Defeitos desenvolvidos durante a secagem	14
Fig. 2.10 – Relação entre a resistência e/ou rigidez da madeira e o seu teor em água.....	16
Fig. 2.11 – Evolução da Presença da água na madeira decorrente do processo de secagem	16
Fig. 2.12 – Contracção e Distorção características de peças planas, quadradas e circulares resultantes da orientação dos anéis de crescimento anuais	18
Fig. 2.13 – Relação entre a densidade da madeira e a taxa de combustão	19
Fig. 2.14 – Vigas de Madeira, submetidas a um severo incêndio	19
Fig. 2.15 – Perda de secção de uma peça de madeira quando sujeita à acção do Fogo.....	20
Fig. 2.16 – Estudo realizado pelo Norwegian Institute of Wood Technology (NTI) com a participação do FMPA. – Relatório SP 2001:35, indica as temperaturas médias medidas a diferentes profundidades em vigas em madeira lamelada colada submetidas ao regime de incêndio padrão (ISO 834)	21
Fig. 2.17 – Diagrama de valores de resistência global da madeira, em função do esforço instalado...	22
Fig. 2.18 – Curva tensão – extensão, em madeira isenta de defeitos, na direcção das fibras (contínuo) e na direcção perpendicular às fibras (tracejado)	23
Fig. 2.19 – Tensões tangenciais que podem ocorrer na madeira. Tensões tangenciais de corte, de deslizamento e de rotação	25
Fig. 2.20 – Vigas em Caixão e Vigas em I	30
Fig. 2.21 – Secção de madeira lamelada colada	31
Fig. 2.22 – Junta Dentada	31
Fig. 2.23 – Eixos de rotação.....	33
Fig. 2.24 – Madeira Folheada Colada.....	33
Fig. 2.25 – LSL	34
Fig. 2.26 – PSL.....	35

Fig. 2.27 – Vigas I.....	36
Fig. 2.28 – Vigas em Caixão	36
Fig. 3.1 – Relações tensão – extensão normalmente usadas em análises não lineares	38
Fig. 3.2 – Comportamento Rígido-Plástico.....	38
Fig. 3.3 – Propagação da fendilhação sob carregamento constante	41
Fig. 3.4 – Distribuição das tensões e deslocamentos numa secção transversal.....	45
Fig. 3.5 – Modelo de Mirko Ros.....	46
Fig. 3.6 – Bambeamento de uma viga sujeita a Momento Flector em torno do eixo principal	47
Fig. 3.7 – Vigas com entalhes sujeitas a momentos	49
Fig. 3.8 – Componentes do esforço de corte num elemento de madeira	50
Fig. 3.9 – Tensões tangenciais que podem ocorrer na madeira.....	50
Fig. 3.10 – Rotura por corte de um elemento de madeira.....	51
Fig. 3.11 – Transferência das cargas na zona junto ao apoio	51
Fig. 3.12 – Viga com entalhe junto ao apoio	52
Fig. 3.13 – Viga de 1 água (a), viga de 2 águas (b), Viga curva (c), Viga de 2 águas, com intradorso curvo (d).....	54
Fig. 3.14 – Viga de 1 água (a), Secção Transversal (b), Tensões devidas à flexão (c), distribuição das tensões segundo o EC 5 (d).....	55
Fig. 3.15 - Zona do Cume (zona a sombreado) nos diferentes tipos de viga	57
Fig. 3.16 – Tensões devidas à flexão e radiais na zona do cume de uma viga de 2 águas.....	57
Fig. 3.17 – Tensões devidas à flexão e radiais para vigas curvas.....	58
Fig. 3.18 – Componentes da deformação de uma viga	59
Fig. 3.19 – Esquema Geral de uma ligação do tipo cavilha	63
Fig. 3.20 – Modos de rotura de ligações de Madeira; (1) Corte Simples; (2) Corte Duplo	63
Fig. 3.21 – Modo de rotura de ligação pregada	64
Fig. 3.22 – Comportamento Rotacional dos conectores numa ligação.....	66
Fig. 3.23 – Ligações Tradicionais mais correntes classificadas em função da forma do encontro	67
Fig. 3.24– Formas de realizar o entalhe nos nós de encontros inclinados	67
Fig. 3.25 – Exemplo de uma ligação por contacto	68
Fig. 3.26 – Distribuição teórica e real de forças numa ligação por contacto.....	69
Fig. 3.27 – Fendimento da madeira como resultado de retracção diferencial	70
Fig. 3.28 – Caminho das cargas originando tracções perpendiculares ao fio	71
Fig. 3.29 – Clivagem de um elemento como resultado de tensão perpendicular ao fio	71
Fig. 3.30 – Esforço de corte e flexão como resultado de ligação excêntrica relativamente ao apoio ..	72

Fig. 3.31 – Ligações mostrando a transferência das cargas	72
Fig. 3.32 – Ligação adoptada para evitar o fendimento (à esquerda); ligação adoptada para prevenir o ingresso de humidade na extremidade do elemento de madeira (à direita).....	74
Fig. 3.33 – Transferência das cargas por meio de apoio em chapas metálicas.....	74
Fig. 3.34 – Protecção dos conectores metálicos para atingir certo nível de resistência ao fogo	75
Fig. 3.35 – Base de pilares com apoio em chapas metálicas	75
Fig. 3.36 – Base de um pilar com ancoragens coladas dentro do elemento de madeira.....	75
Fig. 3.37 – Apoio de Arco ou Pórtico com tirante.....	76
Fig. 3.38 – Hipótese de apoio rotulado de um arco	76
Fig. 3.39 – Tipos de ligação Viga-Pilar (não resistentes a momentos).....	77
Fig. 3.40 – Ligação Viga-Pilar, onde os conectores estão embebidos na madeira.....	77
Fig. 3.41 – Ligação Viga a elemento de betão armado. As chapas metálicas podem ser usadas para melhorar o comportamento ao bambeamento	77
Fig. 3.42 – Ligação para Vigas inclinadas	78
Fig. 3.43 – Viga embebida na parede com bloqueio lateral para melhorar o impedimento torsional....	78
Fig. 3.44 – Transferência das cargas em apoio directo e através de parafusos de rosca. De notar que neste tipo de ligação a rotação da viga carregada é impedida.....	78
Fig. 3.45 – Apoio sobre a viga carregada, todas as cargas são transferidas por apoio directo.	79
Fig. 4.1 – Profundidades de carbonização.....	82
Fig. 4.2 – Condutibilidade térmica e densidade relativa da madeira em função da temperatura.....	84
Fig. 4.3 – Calor específico da madeira em função da temperatura	84
Fig. 4.4 – Redução da resistência paralela ao fio para madeiras resinosas	85
Fig. 4.5 – Efeito da temperatura no módulo de elasticidade paralela ao fio das madeiras resinosas...	85
Fig. 5.1 – Exemplo de modelo de cálculo	88
Fig. 5.2 – Geometria do apoio	88
Fig. 5.3 – Asna Simples ou de Palládio	91
Fig. 5.4 – Asna do tipo Howe	91
Fig. 5.5 – Asna do tipo Pratt.....	92
Fig. 5.6 – Asna do tipo Belga	93
Fig. 5.7 – Asna do tipo Bowstring.....	94
Fig. 5.8 – Asna do tipo Bowstring para vãos maiores.....	94
Fig. 5.9 – Asna do tipo Bowstring com banzo superior formado por elemento contínuo lamelado.....	94
Fig. 5.10 – Cobertura de Madeira	95
Fig. 5.11– Modelo de Cálculo da Asna	97

Fig. 5.12 – Eixos da Madre.....	98
Fig. 5.13 – Passadiços de Madeira localizados na Pasteleira, Porto	111
Fig. 5.14 – Esquema estrutural do passadiço	111
Fig. 5.15 – Modelo de cálculo adoptado.....	111

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1 – Efeito do desvio do fio nas propriedades resistentes da madeira	12
Quadro 2.2 – Variação dimensional	17
Quadro 3.1 – Classe de duração das acções	39
Quadro 3.2 – Classes de Serviço	40
Quadro 3.3 – Factores de Segurança para as propriedades dos materiais e resistências	42
Quadro 3.4 – Relação entre o comprimento efectivo e o comprimento teórico	48
Quadro 3.5 – Volume tensionado na zona do cume	59
Quadro 3.6 – Valores limite de deformação para vigas segundo o EC 5	60
Quadro 3.7 – Factores de amplificação da deformada por flexão	62
Quadro 5.1 – Secções da Asna	97
Quadro 5.2 – Esforços nas madres	98
Quadro 5.3 – Combinações	98
Quadro 5.4 – Cargas actuantes na asna	99
Quadro 5.5 – Combinações	100
Quadro 5.6 – Verificação ao Estado Limite Último (Pernas)	100
Quadro 5.7 – Verificação ao Estado Limite Último (Linha)	101
Quadro 5.8 – Verificação ao Estado Limite Último (Escoras)	102
Quadro 5.9 – Verificação ao Estado Limite Último (Pendural)	103
Quadro 5.10 – Verificação ao Estado Limite Serviço	104
Quadro 5.11 – Ligação Pernas - Pendural	105
Quadro 5.12 – Ligação Pendural / Escoras / Linha	107
Quadro 5.13 – Ligação	115

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

E_d - valor de cálculo do módulo de elasticidade (GPa)

E_{mean} - valor médio do módulo de elasticidade (GPa)

$E_{mean,fin}$ - valor do módulo de elasticidade após fluência (GPa)

$F_{v,Rd}$ - capacidade resistente de cálculo de um ligador por plano de corte por ligador

$F_{v,Rk}$ - capacidade resistente característica de um ligador por plano de corte por ligador

G_d - valor de cálculo do módulo de elasticidade transversal

G_{mean} - valor médio do módulo de elasticidade transversal

K_{ser} - módulo de escorregamento

$K_{ser,fin}$ - módulo de escorregamento final

K_u - módulo de escorregamento instantâneo para estados limites últimos

$M_{ap,d}$ - momento flector de cálculo actuante na zona do cume

$M_{y,Rk}$ - momento flector característico de cedência do ligador

$f_{h,k}$ - resistência ao esmagamento localizado

$f_{ax,k}$ - tensão característica de arranque dos pregos

$f_{c,0,d}$ - resistência à compressão na direcção do fio

$f_{c,90,k}$ - resistência à compressão perpendicular ao fio

$f_{m,k}$ - resistência à flexão

$f_{t,0,d}$ - resistência à tracção na direcção do fio

$f_{t,90,d}$ - resistência à tracção na direcção perpendicular ao fio

$f_{v,d}$ - resistência ao corte

$k_{c,y}$ ou $k_{c,z}$ - factor de instabilidade

k_{crit} - factor de bambeamento

k_{def} - factor de deformação

k_h - factor de tamanho

k_m - factor que tem em conta a redistribuição dos esforços de flexão na secção transversal

k_{mod} - factor de modificação

k_{shape} - factor dependente da forma da secção transversal

k_{vol} - factor volume

u_{creep} - deformação por fluência

u_{fin} - deformação final

u_{inst} - deformação instantânea

λ_y – esbelteza correspondente à flexão segundo o eixo y

λ_z – esbelteza correspondente à flexão segundo o eixo z

$\lambda_{rel,y}$ - esbelteza relativa correspondente à flexão segundo o eixo y

$\lambda_{rel,z}$ - esbelteza relativa correspondente à flexão segundo o eixo z

ρ_k – densidade característica

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO ACTUAL DA MADEIRA ENQUANTO MATERIAL ESTRUTURAL

O seguro e sustentável uso de materiais na construção necessita que o ciclo de vida e desempenho das estruturas possa ser avaliado e previsto com eficácia. Pesquisas recentes, no campo da ciência dos materiais e da reabilitação estrutural, trouxeram novas possibilidades, fornecendo um enquadramento teórico e legal, para a quantificação da segurança, do comportamento, durabilidade e custos associados ao ciclo de vida das estruturas. No entanto, este enquadramento apenas foi alcançado no campo dos materiais estruturais mais utilizados, como são o betão e o aço.

O conhecimento actual, acerca do comportamento estrutural da madeira, ainda é considerado insuficiente, mormente por ainda ser escassa a investigação à volta deste, sendo por consequência, pouco utilizado.

A madeira é contudo um eficiente material estrutural, não apenas pelas propriedades mecânicas que apresenta, mas também porque se trata de um material altamente sustentável considerando todas as fases do ciclo de vida de uma estrutura: produção, uso e degradação.

A madeira é um recurso natural, amplamente disponível em várias regiões do mundo, que com o devido cuidado de gestão, e associado a um potencial económico e ambiental, pode a curto prazo, tornar-se um material estrutural frequentemente utilizado. O baixo custo energético e nível de poluição dispensado na sua produção, garante um impacte ambiental muito menor quando comparado com outro tipo de estruturas. Em adição, a madeira apresenta um conjunto de características mecânicas, que a tornam ainda mais vantajosa.

A madeira é um material leve, que relativamente ao seu peso específico possui uma elevada resistência; o ratio entre a resistência e o peso específico chega a ser superior ao do aço. Contudo, considerando todas as propriedades vantajosas, a madeira ainda não é um material usado na construção, em todo o seu esplendor.

Muitos projectistas e arquitectos, não consideram a madeira como um material competitivo quando comparado com o betão armado ou o aço. Uma das principais razões para que tal aconteça é o facto de a madeira se tratar de um material extremamente complexo, precisando actualmente de um número apreciável de especialistas para apreciar todo o seu potencial enquanto material estrutural.

As deformações e tensões num elemento estrutural genérico em madeira, submetido a uma solicitação arbitrária, é complexo. O dimensionamento correcto destes elementos exige uma abordagem analítica rigorosa, que leve em conta a existência de estados tridimensionais de deformação e de tensão, e sobretudo a natureza ortotrópica da madeira.

A análise do desempenho de qualquer elemento estrutural requer o conhecimento das propriedades mecânicas do material que o constitui. No caso da madeira, assim como para todos os materiais ortotrópicos, não é uma tarefa trivial determinar as verdadeiras relações tensão - deformação, incluindo as tensões junto à rotura. Assim, há ainda uma série de questões que necessitam de mais investigação, antes de a madeira se tornar um material com o mesmo reconhecimento que o aço e o betão já atingiram.

Em suma, a madeira é um material estrutural durável e de grande apelo arquitectónico. Oferece possibilidades ilimitadas, e a curto prazo promete tornar-se um material estrutural desafiador. É um material fácil de utilizar, possui um equilíbrio ecológico bastante positivo e tem uma resistência comparável com o betão armado e o aço. É um material inflamável mas cuja resistência ao fogo é plenamente calculável. O maior esforço, contudo é requerido, na expansão deste, como material estrutural, na comunidade técnica.

1.2. ENQUADRAMENTO NORMATIVO

Nos últimos anos, decorrente de diversos factores, existe a sensação da existência de uma maior abertura por parte da comunidade técnica para a utilização de produtos de madeira no mercado da construção, mormente como material estrutural. Os factores que poderão ter influenciado esta abertura prendem-se com alterações ocorridas em termos de normalização e certificação. Igualmente outros acontecimentos ocorreram proporcionando um forte estímulo à formação, nomeadamente pela inclusão em cursos de engenharia civil de programas curriculares dedicados à utilização estrutural e não estrutural de madeira.

A Directiva dos Produtos da Construção (DPC) [1], publicada em 1989, e a primeira versão do Eurocódigo 5 (EC 5) [2], publicada em 1994 na versão pré-norma (ENV), vieram garantir um enquadramento para um crescimento sustentado da utilização de produtos de madeira na construção. A DPC prevê um conjunto de mecanismos, comuns a todos os produtos, que estes deverão se satisfazer de forma a obterem a respectiva marcação CE, e portanto poderem ser colocados no mercado da construção. Estes mecanismos permitem que as obras satisfaçam, durante um tempo de vida razoável, os requisitos essenciais nomeadamente em matéria de resistência mecânica e de estabilidade, de segurança em caso de incêndio, de saúde e ambiente e de segurança na utilização.

Em Portugal, nunca existiu um regulamento específico para estruturas de madeira. Existem algumas publicações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, mas que não foram concebidas com o objectivo de serem usadas como orientação para o dimensionamento. Com a adopção do EC 5 esta lacuna foi preenchida, ao ser contemplada a madeira como material estrutural.

O trabalho do CEN, na comissão técnica CEN/TC250 “*Structural Eurocodes*”, publicou uma série de regulamentos para dimensionamento de estruturas apoiado em diversos materiais (betão armado, aço, madeira, etc.). O EC5 permitiu que por um lado existisse, pela primeira vez em Portugal, um regulamento específico para produtos de madeira, e por outro lado que se pudessem colocar estes produtos ao mesmo nível de outros normalmente utilizados para fins estruturais (betão e aço) – englobados numa filosofia de dimensionamento comum. O EC5, tal como a DPC, veio implicar a necessidade de um conjunto de normas de suporte para fornecimento de produtos derivados de madeira.

O EC5 foi o regulamento aplicado na realização da maior estrutura lamelada-colada em Portugal, o Pavilhão Atlântico. Este pavilhão trouxe a percepção da madeira como um produto nobre na construção, demonstrando as formas, espaços e alcance das estruturas lameladas-coladas. Esta obra

conquistou o interesse de arquitectos e projectistas nacionais nas possibilidades de estruturas lameladas-coladas.

No entanto, a plena implementação daqueles dois documentos (DPC e EC 5) encontrava-se ainda limitada pela fraca ou inexistente ligação entre os diversos sectores da cadeia constituída pela indústria da madeira e da indústria da construção. Este problema, embora de forma mais crítica em Portugal, é igualmente sentido na generalidade do espaço Europeu.

Desta forma a ausência de documentos interpretativos, que facilitassem a comunicação entre a Indústria de construção e a de madeira, levaria a uma manutenção do estado marginal de utilização de produtos de madeira na construção. Documentos normativos ou outros foram elaborados de forma a facilitar a utilização de produtos de madeira, sem prever a necessidade por parte do projectista de noções aprofundadas sobre o material (abrindo a este um mundo desconhecido) e permitindo por outro lado à indústria da madeira fornecer rapidamente e de acordo com critérios claros o produto pretendido.

Assim para esse efeito foi criada, a nível europeu uma abordagem que permite a garantia da utilização correcta de madeira em estruturas, num campo em que a maioria dos projectistas e arquitectos aparenta um profundo desconhecimento acerca do comportamento dos produtos de madeira.

De forma a possibilitar/não limitar, neste cenário, a utilização de madeira em estruturas, foi criado a montante (para utilização da indústria de construção) o conceito de classes de resistência [3]). Igualmente criou-se a jusante (para a indústria de madeiras) a norma EN1912 [4] que estabelece a correspondência entre as classes de resistência e classes de qualidade visual para diversas madeiras europeias e tropicais existentes e com tradição de utilização para fins estruturais.

Por via disso, no EC 5 são apenas analisados requisitos de resistência, aptidão ao uso e durabilidade das estruturas. Não se incluem aspectos construtivos, não são apresentadas as propriedades dos materiais e não cobre as condições de dimensionamento e resistência aos sismos.

Em complemento ao EC 5, existe um vasto conjunto de normas europeias que tratam os mais diversos aspectos relacionados com a utilização da madeira como material de construção. A título de exemplo, poderemos encontrar as propriedades mecânicas das várias classes de resistência para a madeira maciça em [3] e as regras para a quantificação das propriedades físicas e mecânicas da madeira maciça ou de lamelados colados em [5].

1.3. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Conforme é possível entender através do que foi dito nos pontos anteriores, há cada vez mais a necessidade de compreender as características peculiares deste material que é a madeira, analisando as suas vantagens e desvantagens comparativamente com outros materiais estruturais já implementados no mercado da construção. O presente trabalho pretende, então, sintetizar no essencial o contexto actual da madeira, nos aspectos referentes ao conhecimento das suas características e comportamento estrutural, bem como dar ênfase a aspectos normativos, mormente o Eurocódigo 5, que regula o dimensionamento de estruturas de madeira, efectivando a aplicação do mesmo a dois casos concretos. Há ainda a preocupação de efectuar uma análise crítica do EC 5, apontando falhas e omissões, assim como identificar os princípios de dimensionamento adoptados pelo mesmo.

O trabalho desenvolve-se em 6 capítulos, onde se abordam aspectos de análise e dimensionamento estrutural, juntamente com uma perspectiva geral da madeira, com o objectivo de enquadrar convenientemente um assunto que não é dos mais explorados.

Após a introdução, o Capítulo 2 refere-se às principais características da madeira, envolvendo uma análise do material, nas suas componentes mais intrínsecas, como é a sua estrutura interna e diversidade biológica. Expõe-se ainda as características que afectam o seu comportamento sob os diferentes esforços.

O Capítulo 3 é exclusivamente dedicado à análise do EC 5, dando ênfase às questões formais de dimensionamento para os diversos Estados Limite, ligações incluídas. Por fim, é feita uma análise de ordem prática a um conjunto de ligações, de forma a evitar erros típicos na execução das mesmas.

No Capítulo 4, é levada a cabo uma análise breve da Parte 1-2 do mesmo Eurocódigo, onde se faz uma comparação entre os métodos simplificados e o método avançado de dimensionamento ao fogo.

No Capítulo 5, abordam-se dois casos práticos, uma cobertura constituída por asnas e um passadiço de 20m de vão (dois dos tipos de estruturas de madeira, mais frequentes em Portugal). Neste capítulo, põe-se em prática todo o procedimento preconizado pelo Eurocódigo 5, para o dimensionamento de estruturas de madeira. No âmbito das asnas, foi ainda realizada uma pequena recolha de informação, que permitiu a exposição de diferentes tipos de esquemas estruturais e respectivas fórmulas (simples) de pré-dimensionamento de secções.

No Capítulo 6, são expostas as considerações finais, fruto das conclusões obtidas por meio da realização deste trabalho, e realizadas algumas recomendações para desenvolvimentos futuros.

2

A MADEIRA – MATERIAL ESTRUTURAL**2.1. INTRODUÇÃO**

A madeira é actualmente, um dos materiais utilizados na construção civil, mais sustentáveis. Apresenta um elevado ratio resistência/peso específico, sendo um material que se comporta razoavelmente bem a esforços de compressão e de tracção, e por consequência, tem também um bom comportamento à flexão. A madeira é utilizada em diversos sistemas estruturais, sujeita aos mais diversos esforços. Alguns dos sistemas estruturais mais utilizados são mormente vigas, pilares, asnas, grelhas, sendo ainda utilizado como cofragem. Há um número razoável de características inerentes à madeira que fazem com que esta seja um material ideal para utilizar na construção civil. Isso inclui o já referido, elevado ratio resistência/peso específico, a sua durabilidade (desde que tomadas as devidas precauções), e o isolamento térmico e acústico que proporciona. A madeira beneficia ainda do seu crescimento natural, do padrão do fio, cores e disponibilidade em muitas espécies, tamanhos e formas que a tornam num material notavelmente versátil e esteticamente agradável. Esta pode ainda ser, moldada e ligada por meio de pregos, parafusos, parafusos de porca, cavilhas, anéis e placas denteadas.

As limitações, ao nível das dimensões das secções transversais rectas de madeira natural serrada e vãos, devido ao comprimento finito da árvore e defeitos naturais, são ultrapassadas pelas recentes evoluções de materiais compósitos e produtos derivados da madeira, tais como o MDF (“*medium density fibreboard*”) e o OSB (“*oriented strand board*”). Juntas denteadas e várias técnicas de laminação permitiram madeiras (elementos e sistemas) de qualquer formato e de alta qualidade, sendo apenas limitado pela fabricação e ou condições de transporte. As estruturas de madeira conseguem ser extremamente duráveis se correctamente tratadas, dimensionadas e construídas. Há numerosos exemplos de edifícios históricos, em todo o mundo, onde ainda persistem estruturas de madeira. Este tipo de estruturas, têm como vantagem, poderem ser facilmente reabilitadas e mesmo alteradas, e se danificadas estas podem ser reparadas.

Intensa investigação, ao longo das últimas décadas, tem resultado em informação mais fiável acerca das propriedades da madeira e dos seus produtos derivados, assim como dos cuidados a ter no dimensionamento estrutural. No entanto, e dada a utilização ancestral da madeira, a experiência acumulada, fornece-nos muita informação acerca dos métodos de construção mais adequados, detalhes de ligações e limitações do dimensionamento.

Neste capítulo, apresentar-se-á uma breve descrição das propriedades físicas e mecânicas da madeira, que são do interesse dos projectistas, dando ainda ênfase às variações das mesmas devido a diferentes

condições ambientais, nomeadamente a humidade, a qual possui um efeito directo na resistência e rigidez, retracção e dilatação da madeira. Uma correcta compreensão das características da madeira previne erros de dimensionamento e de construção nas estruturas de madeira.

2.2. A GÉNESE DA MADEIRA

2.2.1. A ÁRVORE E A MADEIRA SERRADA

O comportamento estrutural dos diferentes tipos de madeira está relacionado com o arranjo da estrutura interna, que dependendo da forma final do produto resulta em maior ou menor grau de anisotropia. Normalmente, as madeiras reconstituídas têm propriedades isotrópicas garantindo o seu excelente desempenho estrutural, diversificando assim o seu emprego nas construções. Portanto, a sua aplicação como material estrutural exige um domínio do conhecimento da estrutura interna dos diferentes tipos de madeira para orientar as técnicas de análise e dimensionamento das ligações e de regiões especiais das estruturas, garantindo-se a segurança e durabilidade das construções de madeira.

A madeira resulta da transformação de um organismo vivo, a árvore, sendo um material heterogéneo e acentuadamente ortotrópico. Dada a diversidade de factores que influenciam o seu crescimento (como a natureza do solo, a altitude, as condições climáticas, entre outros), pode-se afirmar que não é possível encontrar numa árvore dois pontos distintos com características iguais [6]. É um material complexo, estrutural e morfológicamente, sendo o conhecimento das propriedades físicas e mecânicas indispensável para a correcta utilização como material estrutural.

Em função da sua estrutura anatómica, as madeiras podem ser divididas em dois grandes grupos botânicos: as **Gimnospérmicas** (vulgarmente denominadas de **Resinosas, Coníferas ou madeiras brandas**) (Figura 2.1b) e as **Angiospérmicas** (vulgarmente denominadas de **Folhosas ou madeiras duras**) (Figura 2.1a). Seguidamente veremos quais as principais características fibro-anatómicas que as distinguem.

As madeiras do grupo botânico das Angiospérmicas podem dividir-se em dois grandes grupos: as monocotiledóneas e as dicotiledóneas. O primeiro, de que são exemplo as palmeiras e os bambus, contém madeiras bastante fibrosas e de baixa resistência estrutural. As madeiras vulgarmente designadas de Folhosas inserem-se pois no grupo das dicotiledóneas, sendo que este alberga, tanto madeira de baixa, como de elevada qualidade (por exemplo: carvalho, faia e choupo). Foi feita esta nota para que se perceba que, apesar de vulgarmente se usarem os dois termos como equivalentes, não o são efectivamente. Este grupo de madeiras, tem uma taxa de crescimento lenta, podendo, nalguns casos, atingir a maturação só ao final de 100 anos, tem características naturais que beneficiam a sua durabilidade, são economicamente dispendiosas, uma vez que a maioria delas são tropicais [6].

O grupo botânico das Gimnospérmicas é composto por quatro classes, das quais apenas duas têm porte para produzir madeira estrutural, sendo a classe *coniferopsidos* e a ordem *coniférales*, conhecida vulgarmente pelo nome de Coníferas, a mais utilizada em estruturas [6]. Caracterizam-se por ter folha perene, boa resistência à compressão e ainda melhor à tracção (sendo utilizadas para estruturas), elevada taxa de crescimento, resultando numa madeira de baixa densidade e de resistência relativamente baixa. Possuem ainda, fracas qualidades naturais de durabilidade, sendo, no entanto, economicamente mais acessíveis.

São exemplos de espécies de madeiras resinosas, o Pinheiro, o Abeto, o Cedro e o Cipreste; e de madeiras folhosas o Castanho, o Eucalipto, o Carvalho, o Choupo e a Nogueira.



a)

b)

Fig.2.1 – a) Madeira do Grupo Botânico Angiospérmicas (Carvalho), b) Madeira do Grupo Botânico Gimnospérmicas (Pinheiro)

2.2.2. ESTRUTURA MACROSCÓPICA DA MADEIRA

A madeira é um material originário do tecido vegetal, com características intrínsecas definidas pela fisiologia da árvore, sendo constituídas pela raiz, caule e copa. Como material de construção, é normal apenas o aproveitamento da madeira do caule (ou tronco). O que se vê à vista desarmada num corte transversal de um tronco, são uma parte exterior ou casca e uma interior ou lenho. Neste último, com maior ou menor dificuldade, distinguem-se também duas regiões, o **cerne** ou coração – parte interior, mais dura e compacta, constituída exclusivamente por células mortas, em geral, mas não sempre, com boa resistência ao apodrecimento, e o **borne**, albúrneu ou sâmage – parte exterior, com células vivas e mortas e que é muito pouco resistente ao apodrecimento (Fig. 2.2).

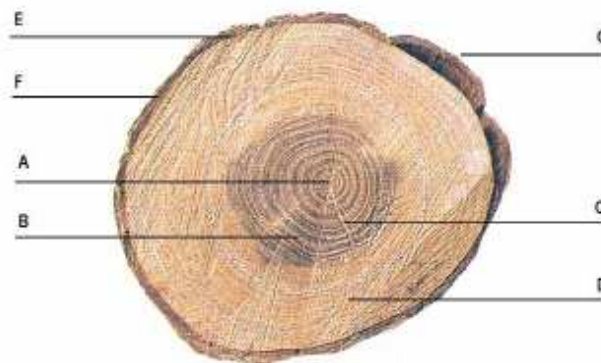


Fig.2.2 – Corte transversal do tronco de uma árvore. [2] Legenda: A - Medula / B- cerne / C – raio medular / D – borne / E – câmbio / F – líber / G – casca

A **casca**, camada mais externa do tronco, é uma capa de espessura irregular, sendo formada por duas secções distintas: a camada epidérmica, que corresponde à secção externa, formada por células mortas com função de protecção do lenho; e o líber, formado por células vivas, que além de garantir igualmente a protecção do tronco, procede à condução da seiva que foi elaborada nas folhas da árvore, permitindo o seu crescimento [8]. Em função deste crescimento, a casca vai sendo renovada.

O **câmbio** tem a função de gerar células novas, sendo pois constituído por um tecido denominado por tecido merismático, em permanente transformação celular. Assim, a actividade do meristema líbero-lenhoso é responsável pelo engrossamento e transformação, quer do líber (na direcção exterior), quer do borne (na direcção interior), no qual serão visíveis os anéis de crescimento anual resultantes deste processo [8].

O **lenho** constitui o suporte da árvore e apenas desta secção é aproveitado material para utilização estrutural. É constituído pelo borne e pelo cerne.

O **borne**, camada mais externa, corresponde à madeira mais jovem da árvore. É constituído por células vivas e garante a condução da seiva bruta, desde a raiz da árvore até à sua copa, por ascensão capilar. Em geral, é menos espesso e de coloração mais clara que o cerne e contém grande quantidade de água e substâncias nutritivas [6].

O **cerne**, camada interior, é constituído por tecido morto, sem função circulatória de substâncias. Vai sendo progressivamente engrossado devido às transformações celulares que ocorrem no borne, nomeadamente pelo espessamento das paredes celulares, por sucessivas impregnações de lenhina, resinas, taninos e corantes [8]. Deste modo, o cerne apresenta maior densidade, resistência e estabilidade perante a humidade e agentes de degradação biológica. Tem uma coloração mais escura do que o borne.

A **medula**, de reduzida espessura, é a parte central do tronco da árvore, sendo constituída por tecido sem qualquer resistência mecânica e durabilidade. Nas secções do borne e cerne são visíveis os **anéis de crescimento anual**, resultado do crescimento transversal por adição de novas camadas concêntricas e periféricas, pela acção do meristema líbero-lenhoso. Os anéis de crescimento variam muito de largura e distinção em função das diferentes espécies de madeira, e dentro da mesma espécie, consoante a altura da árvore e as condições a que se encontra exposta. São o reflexo do crescimento da árvore, sendo que nas zonas temperadas ou frias, o período vegetativo é anual, e então o número de anéis coincide com a idade da árvore, formando camadas estreitas e bem diferenciadas; nas zonas tropicais este período é função das estações de chuvas, formando anéis de rápido crescimento, largos e pouco diferenciados. A formação dos anéis caracteriza-se pela génese de duas camadas distintas: o *lenho inicial* ou lenho de Primavera (apenas para períodos vegetativos anuais), composto por células longas, de paredes finas e com escassez de fibras, dada a necessidade de uma intensa circulação de seiva; e o *lenho final*, tardio ou de Verão (igualmente apenas para períodos vegetativos anuais), composto por células estreitas, de paredes grossas, aumentando a quantidade de fibras e reduzindo-se a quantidade de vasos [9]. O lenho inicial é de formação rápida, enquanto que, o lenho tardio é formado mais lentamente, distinguindo-se do primeiro pela sua coloração mais escura.

Os anéis de crescimento além de registarem a idade da árvore, servem de referência para a consideração e estudo da ortotropia da madeira que é uma característica marcante da mesma. Para esse efeito, na avaliação do desempenho físico e mecânico do material são sempre considerados três direcções ou eixos principais – Fig.2.3.

- a) direcção tangencial, direcção transversal tangencial aos anéis de crescimento;
- b) direcção radial, direcção transversal radial dos anéis de crescimento;
- c) direcção axial, no sentido das fibras, longitudinal em relação ao caule.

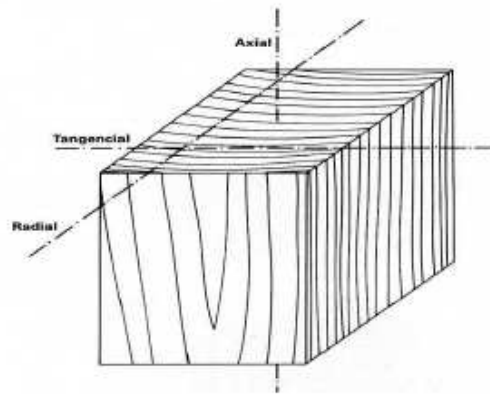


Fig.2.3 – Eixos Principais da Madeira [3]

Por fim, os **raios medulares**, que se estendem radialmente e de forma perpendicular ao eixo do tronco, desde a medula até à casca, têm como função transportar transversalmente e armazenar as substâncias nutritivas. Além desta função principal, são importantes para a classificação da madeira e para as suas propriedades, entre outras, contribuindo para a rigidez da estrutura do tronco. São formados por tecido laminar, mais brando que a restante madeira. Os raios medulares são susceptíveis de provocar o enfraquecimento da madeira, criando secções de menor resistência, ao longo das quais, quando submetidas a cargas podem originar fendas e deslocamentos transversais, capazes de provocar roturas [10].

2.2.3. ESTRUTURA MICROSCÓPICA E COMPOSIÇÃO QUÍMICA

A compreensão do complexo e heterogêneo comportamento físico-mecânico do material madeira inicia-se pelo conhecimento da sua estrutura fibro-anatómica. Ainda que variando ligeiramente de espécie para espécie, são considerados dois grandes grupos de arranjos fibro-anatómicos nas madeiras: o das Resinosas e o das Folhosas.

As **Resinosas**, são constituídas em cerca de 90 a 95% por células alongadas, denominadas de traqueídeos, com 2 a 5mm de largura e 10 a 50 μ m de diâmetro, tendo os extremos uma forma afiada ou plana [10]. Uma vez que, no início da época de crescimento (madeira de Primavera) a função dominante é a condução, enquanto que, no final de estação (madeira de Verão) predomina a função de sustentação, as paredes celulares do final de ciclo de crescimento são mais grossas e densas do que a madeira de Primavera. Estas diferenças moleculares são visíveis macroscopicamente através dos anéis de crescimento (Fig.2.4).



Fig.2.4 – Anéis de Crescimento

Os traqueídeos têm a função de suporte mecânico e condução de seiva [11]. O armazenamento e condução de produtos ou substâncias alimentares e metabólicas são realizados pelas células denominadas de parênquima (ou mais vulgarmente, parênquima lenhoso), sendo que nas Resinosas estas se dispõem principalmente na direcção radial [12].

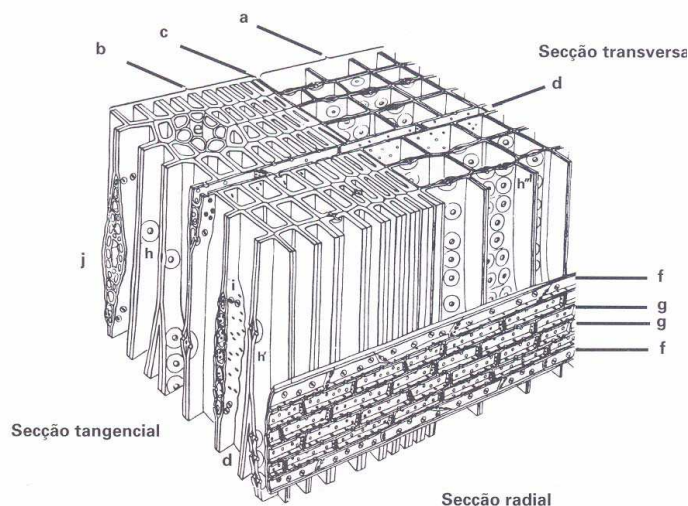


Fig.2.5 – Aspecto microscópico da madeira de resinosas [12]

Legenda: a – lenho inicial; b – lenho final; c – limite de camadas de crescimento; d – raio lenhoso; e – canal de resina vertical; f – traqueídeos radiais; g – células de parênquima; h – pontuação aureolada; i – pontuação de raio de cruzamento; j – raio lenhoso fusiforme com canal de resina horizontal.

As fibras das folhosas têm paredes de maior espessura e menor diâmetro interior dos que os traqueídeos das resinosas. Assumindo como principal função, a de suporte mecânico, estas formam um conjunto denso de fibras dispostas longitudinalmente, sendo muito delgadas, com extremos pontiagudos e fechados. Ao contrário das Resinosas, não é visível uma diferença tão nítida entre as fibras das madeiras de Primavera e Verão, e por isso, os anéis de crescimento não são tão nítidos (Fig.2.6).

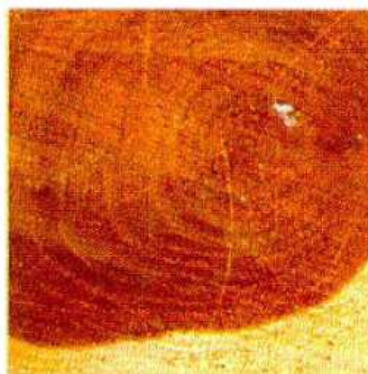


Fig.2.6 – Anéis de Crescimento Indistinguíveis

As células do parênquima lenhoso são muito mais numerosas e têm raios lenhosos mais desenvolvidos do que os das Resinosas (Fig. 2.7), de igual função e dispostos na direcção radial (ou também na direcção vertical). Os vasos têm a função de transporte de seiva e apresentam dimensões bastante maiores e paredes mais delgadas que as restantes células, visível em corte transversal.

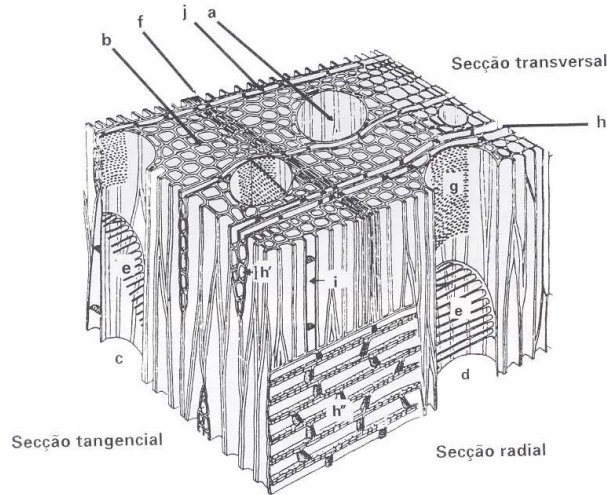


Fig.2.7 – Aspecto microscópico de madeira de folhosas [7]

Legenda: a – vaso; b – fibra; c – segmento vascular (secção tangencial); d – segmento vascular (secção radial); e – perfuração escalariforme; f – limite de camadas de crescimento; g – pontuações radio-vasculares; h – raio lenhoso bisseriado (secção transversal); h' – raio lenhoso bisseriado (secção tangencial); h'' – raio lenhoso unisseriado (secção radial); i – parênquima axial; j – raio lenhoso unisseriado (secção transversal).

A composição química da madeira, varia muito pouco qualquer que seja a espécie.

Segundo a sua natureza, a madeira é constituída por cerca de 60% de celulose que é constituída por hidratos de carbono (carbono, oxigénio e hidrogénio) e que constitui a maior parte das paredes das células), por cerca de 28% de lenhina (substância dura e corada, impermeável, pouco elástica de resistência mecânica apreciável e insensível à humidade e temperaturas habituais, sendo os outros constituintes óleos, resinas, açúcares, amidos, taninos, substâncias nitrogenadas, sais inorgânicos e ácidos orgânicos [8].

2.2.4. CARACTERÍSTICAS NATURAIS DA MADEIRA

A madeira como material natural que é, possui uma estrutura de grande variabilidade, contendo características intrínsecas ou defeitos que são introduzidos durante o período de crescimento, e de produção. Frequentemente essas características ou defeitos, causam problemas na madeira, reduzindo a sua resistência e prejudicando a sua aparência.

2.2.4.1. Nós

Os nós são características comuns na madeira, trata-se de, inserções dos ramos no tronco da árvore, de forma cónica, com o vértice situado na medula. A influência dos nós depende do seu tamanho, forma, frequência e localização no membro estrutural. A presença de nós tem um efeito adverso na maioria das propriedades mecânicas da madeira, na medida em que, provocam distorção das fibras à sua volta, causando descontinuidade das fibras e concentração de tensões ou distribuições não uniformes de tensão. Os seus efeitos vêm ampliados em elementos sujeitos a tensões de tracção, quer por esforços

de tracção simples ou flexão. A resistência à compressão também diminui mas de forma menos pronunciada, já as deformações provocadas por compressão perpendicular às fibras vêm aumentadas nas regiões onde existam nós. A presença dos nós, em secções circulares, têm muito menor efeito adverso nas propriedades de resistência, do que nas secções de madeira serrada. Quando a secção é serrada, os nós e as fibras que os circundam, deixam de ser contínuas, afectando negativamente as propriedades resistentes, enquanto na madeira em toro, não há descontinuidades das fibras e frequentemente o ângulo das fibras com o eixo longitudinal da peça é inferior ao da madeira serrada [10]. Em geral, o tamanho, forma, frequência e localização dos nós influenciam a qualidade e consequentemente a classe da madeira do grupo das Resinosas, utilizadas em estruturas, com as melhores classes a serem atribuídas às que têm menos e mais pequenos nós.

2.2.4.2. Fio da Madeira

O alinhamento das fibras relativamente ao eixo do tronco ou de um seu segmento, denomina-se fio da madeira. Regra geral, a direcção das fibras não são paralelas ao eixo longitudinal. Nas madeiras resinosas, o desvio em relação ao eixo longitudinal é sempre constante, resultando no denominado fio em espiral. Fio interligado, acontece nas madeiras folhosas de origem tropical, onde a direcção do fio muda constantemente de uma direcção para outra. O fio cruzado, acontece quando a direcção do mesmo tem um ângulo com o eixo longitudinal da secção serrada, ocorrendo durante o processo de produção da madeira. O desvio do fio pode prejudicar severamente as propriedades resistentes da madeira (Quadro 2.1). Sendo a sua importância físico-mecânica, fundamental, quer pela alteração do conceito de planos fundamentais do material lenhoso, com expressão óbvia nas deformações decorrentes da retracção por secagem, quer pelos acréscimos dos desvios causados nos vectores força.

As regras da classificação visual limitam os desvios do fio, geralmente, um desvio máximo de 6° é aceite para classes elevadas.

Quadro 2.1 – Efeito do desvio do fio nas propriedades resistentes da madeira [10]

Inclinação do Fio da Madeira	Resistência à Flexão (%)	Compressão Paralela ao Fio (%)
Fio Recto	100	100
3°	93	100
6°	81	99
11,5°	55	93

2.2.4.3. Madeira de Reacção

A madeira de reacção é referente a tecidos anormais produzidos no tronco da árvore, quando esta se encontra sujeita a solicitações externas de carácter permanente ou cíclico, nomeadamente, pressões elevadas do vento ou quando posicionada em terreno inclinado. Microfibrilas horizontais e inclinadas, formam a madeira de reacção, prevenindo a excessiva deformação e fendilhação sob o seu peso próprio. Existem dois tipos de madeira de reacção: nas resinosas é referida como lenho de compressão, ao passo que, nas folhosas, é designado como lenho de tracção. O lenho de compressão (Fig.2.8), é formado por micro fibrilas inclinadas de aproximadamente 45°, contendo mais lenhina que a madeira normal. O lenho de tracção é constituído por micro fibrilas aproximadamente paralelas às fibras axiais e contém mais celulose que a madeira normal. A madeira de reacção é mais densa que a madeira

normal, cerca de 35% quando se fala, do lenho de compressão, e cerca de 7% no lenho de tracção. A retracção longitudinal é também maior, dez vezes mais no lenho de compressão e 5 vezes no lenho de tracção [11]. A madeira que contenha lenho de compressão, é mais resistente à excessiva distorção durante a fase de secagem, e tende a ter uma rotura do tipo frágil. É mais difícil inserir pregos no lenho de compressão, havendo uma maior probabilidade de ocorrer “spilitting” da madeira. As regras da classificação visual, limitam a quantidade do lenho de compressão para as classes mais elevadas.



Fig.2.8 – Lenho de Compressão (Parte mais escura) [10]

2.2.4.4. Lenho Juvenil

Em algumas espécies, a madeira correspondente aos primeiros 5 a 20 anos de crescimento apresenta propriedades distintas da restante. Nessa fracção da madeira, os traqueídeos são de menor comprimento e de parede mais delgada, como consequência, o lenho juvenil exhibe menor resistência e rigidez e uma maior retracção longitudinal que a madeira dos restantes anéis de crescimento.

2.2.4.5. Secagem da Madeira

Embora, o material lenhoso, seja reconhecido, *à priori*, como dotado de propriedades que o tornam recomendável para utilização em numerosas e diversificadas finalidades, é no entanto indispensável beneficiá-lo de forma a evitar ou contrariar deficiências de natureza intrínseca ou provocadas no decorrer do processo de exploração e transformação. Estas deficiências compreendem, fundamentalmente três aspectos, nomeadamente, a alteração das propriedades e consequente diminuição da resistência em resultado da variação do teor de humidade, a deterioração da matéria-prima acarretando redução da sua durabilidade, e a vincada heterogeneidade e ortotropia dos tecidos lenhosos com reflexos patentes na limitação das dimensões das peças.

A excessiva secagem ou a secagem desigual, assim como a presença de lenho de compressão, lenho juvenil, nós, e a exposição ao vento e à chuva, podem produzir defeitos e distorções na madeira. Exemplos de defeitos ocorridos devido a uma incorrecta secagem, como são o caso, do empenamento, rachas, abaulamento e fendas, são ilustrados na Fig.2.9. Todos estes defeitos têm consequências na resistência do elemento, nas ligações, estabilidade e aparência final.

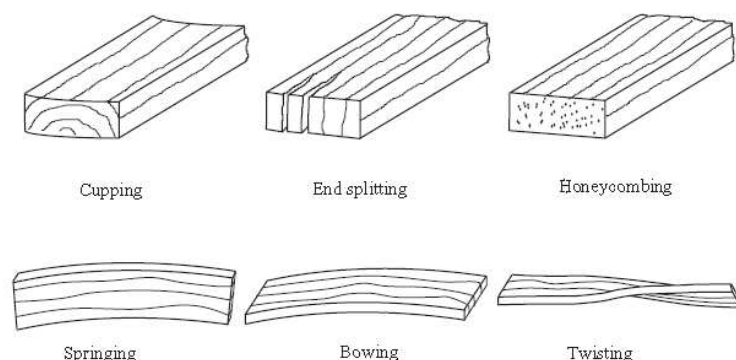


Fig.2.9 – Defeitos desenvolvidos durante a secagem [11]

Os defeitos podem ser controlados ou mesmo evitados, mediante recurso a processos de secagem, natural ou artificial, para que as madeiras possam ser aplicadas com o teor de humidade mais adequado, processos de preservação e de transformação.

A madeira, para ser utilizada com segurança requer um certo grau de humidade, compatível com a finalidade do seu emprego. O teor de humidade da madeira, quando em equilíbrio higroscópico, constitui um factor estabilizador que contraria os efeitos da retractilidade (empenos, fendas e rachas) e garante a manutenção de um determinado nível de resistência.

2.3. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA

2.3.1. ASPECTOS GERAIS

A madeira como material orgânico que é, tem associada a si, uma complexidade de factores que influenciam as suas características físicas e mecânicas e que explicam a sua grande heterogeneidade, algumas já acima referidas. Em virtude disso, e de forma a enquadrar o âmbito deste trabalho, neste sub-capítulo, apenas se abordam as propriedades da madeira com maior relevância para a sua análise enquanto material estrutural. Dentre os factores naturais mais determinantes dessas variações, destacam-se:

- **Espécie botânica da Madeira**

A estrutura anatómica e a constituição dos tecidos lenhosos que são essencialmente responsáveis pelo comportamento físico-mecânico da madeira, variam com a espécie;

- **Posição relativa do elemento de madeira no lenho**

Não existem duas amostras de madeira, com iguais características, posicionadas em secções diferentes do tronco, uma vez que a percentagem relativa de borne e cerne varia com a altura da árvore;

- **Existência de defeitos**

Influenciam de forma preponderante, o comportamento físico-mecânico do elemento, de acordo com a sua localização, dimensão e distribuição;

- **Teor em água**

O teor em água tem, para determinados intervalos, grande influência nas propriedades da madeira, nomeadamente na sua resistência mecânica. Esta apresenta valores máximos quando a madeira se encontra seca ou anidra, diminuindo consoante aumenta o conteúdo de humidade, até atingir o mínimo de resistência quando a madeira se encontra totalmente saturada. Para teores em água iguais ou superiores a aproximadamente 30% (ponto de saturação), verifica-se que a resistência se mantém praticamente constante, observando-se um aumento considerável para valores inferiores. Esta relação é aproximadamente linear para teores em água entre 8% e 30%.

▪ Temperatura

A temperatura, não é um factor condicionante do comportamento físico-mecânico da madeira, uma vez que, só para valores extremos de temperatura é que se verifica a sua interferência nos valores de resistência. As variações de dimensões são pequenas e desprezáveis na prática, em face das variações inversas devidas à retracção. Tomando como condições iniciais a temperatura de 0°C e a humidade de 0%, os coeficientes de dilatação são:

$a = 0,05 \times 10^{-4}$, na direcção axial ou longitudinal;

$a = 0,50 \times 10^{-4}$, nas direcções radial ou tangencial;

$a = 1 \times 10^{-4}$ coeficiente de dilatação volumétrico;

2.3.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA MADEIRA

Entre as características físicas da madeira, cujo conhecimento é importante para sua utilização como material de construção, destacam-se:

- Humidade;
- Densidade;
- Retractilidade;
- Resistência ao Fogo;
- Durabilidade Natural;
- Resistência Química;

Cada uma destas características, são de seguida analisadas.

2.3.2.1. Humidade

A madeira é um material higroscópico, isto é, tem a característica de absorver humidade até alcançar o equilíbrio com o ambiente em que se encontra. Esta variação de humidade interna da madeira vai impor-se como um dos factores mais relevantes no seu comportamento, provocando alterações nas suas propriedades físicas e mecânicas (Fig.2.10), tanto maiores quanto menor for o seu conteúdo de água (ainda que diminua a sua tenacidade e resistência ao choque).

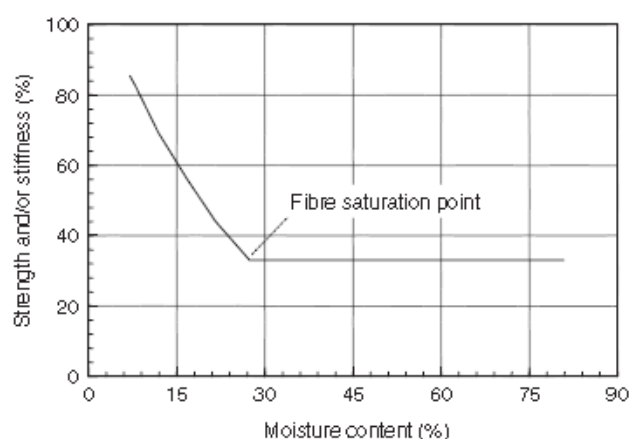


Fig.2.10 – Relação geral entre a resistência e/ou rigidez da madeira e o seu teor em água [10]

A água existe na madeira sob três formas diferentes: água de constituição, água de impregnação e água livre. A água de constituição encontra-se combinada com alguns componentes da matéria lenhosa, na qual está por conseguinte integrada, fazendo com que, só possa ser eliminada quando a estrutura molecular é destruída. A água livre, preenche todos os vazios celulares e é expulsa com relativa facilidade por secagem natural ao ar, esta expulsão não causa variação dimensional dos elementos de madeira (Fig.2.11). A água de impregnação, encontra-se a preencher os espaços entre as paredes das células, ligando-se a estas por meio de pontes de hidrogénio e forças de “Van der Waals”, requerendo uma maior energia para a sua libertação. A sua libertação dá azo a alterações, de maior ou menor vulto, no volume da peça, consoante o grau de humidade.

Após o abate da árvore, a água livre é rapidamente liberada, diminuindo drasticamente o teor em água da madeira até atingir o ponto de saturação ao ar correspondente a cerca de 30% de HR. A água livre altera os valores da massa volúmica da madeira mas não influencia as suas propriedades físicas e mecânicas.

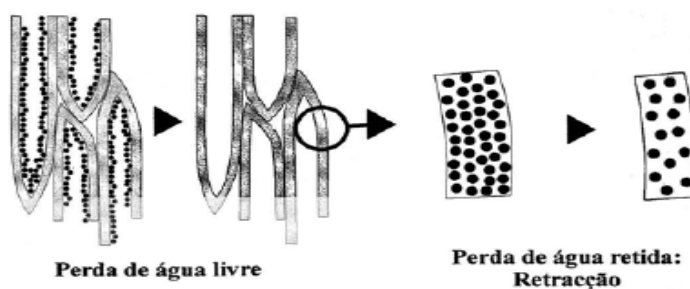


Fig.2.11 – Evolução da presença da água na madeira decorrente com o processo de secagem [17]

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 higrótérmicas de serviço, de forma a evitar alterações volumétricas causadoras de anomalias de diversos tipos. Estabeleceu-se o valor de 12% de humidade relativa como a medida internacional de referência para a realização de ensaios para apurar as propriedades físicas que dela dependam, sendo necessário efectuar correcções matemáticas quando tal não sucede.

2.3.2.2. Densidade

A densidade é uma das principais características físicas da madeira, porque condiciona a maioria das propriedades mecânicas, razão que justifica a inclusão de condicionalismos com ela relacionados nas normas de classificação de madeiras. Há, na realidade, uma correlação bastante consistente entre a densidade e a resistência mecânica, as madeiras mais pesadas são em geral mais resistentes. No entanto, na interpretação desta correlação, há que haver algum cuidado, devido à grande heterogeneidade e diversidade morfológica de espécies. O valor da densidade da madeira é fortemente influenciado pelo seu teor em água. Sendo que, a densidade ou massa volúmica é uma medida do peso da madeira por unidade de volume. Na área das madeiras, a densidade é considerada normalmente em termos de massa específica aparente, ou seja, considerando um volume aparente, em que não é deduzido o volume compreendido pelos poros [6]. Assim, é um parâmetro que varia em função do teor em água da madeira, o qual influencia não só o seu peso, como também, o seu volume.

2.3.2.3. Retractilidade

A retracção, consiste na propriedade da madeira de alterar as dimensões quando o seu teor de água se modifica. A madeira, predominantemente ortotrópica e heterogénea, não apresenta os mesmos valores de retracção segundo as três direcções principais, axial ou longitudinal, tangencial e radial. As variações segundo a direcção axial são praticamente insignificantes e têm pouca relevância na aplicação em construção. As retracções tangenciais são as mais significativas, chegando a ser duas vezes superiores às radiais [6]. Este comportamento ortotrópico é explicado pela existência de dois estratos diferentes de células, em cada anel de crescimento: o lenho inicial e o lenho tardio. Este último, sendo constituído por paredes celulares muito mais espessas, apresenta movimentos de expansão/contracção muito superiores aos do lenho inicial [13].

Quadro 2.2 – Variação Dimensional (Valores representativos, expressos em percentagem) [11]

Tipos de Retractilidade	Madeira Anidra (0% de Humidade)	Madeira seca ao ar (15% de Humidade)
Linear Tangencial	4 - 14	2 - 7
Linear Radial	2 - 8	1 - 4
Linear Axial	0,1 - 0,2	0,05 - 0,1

A existência de diferenças físicas e mecânicas, que resultam na anisotrópica variação dimensional, provocam igualmente a existência de tensões internas diferenciadas, que durante o processo de secagem podem estar na origem, por sua vez, da ocorrência de defeitos como empenos, rachas e fendas, como já referido anteriormente. As fendas podem ter uma influência importante na resistência mecânica das peças estruturais, sobretudo se existe inclinação do fio.

Podemos observar através da Fig.2.12, que os cortes em que os anéis, ou seja, as várias camadas de crescimento, se posicionam perpendicularmente às maiores superfícies da peça, são as que oferecem menor probabilidade de empeno, exemplo central que contempla a medula. Isto porque, como já vimos, a direcção tangencial a que apresenta maior deformação, sendo, neste caso, atenuada pela forma da peça.

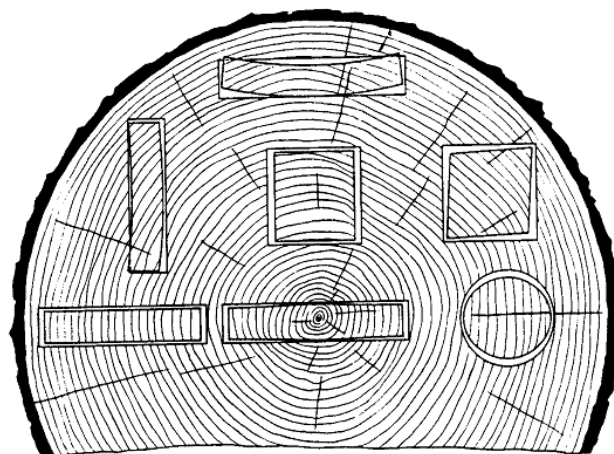


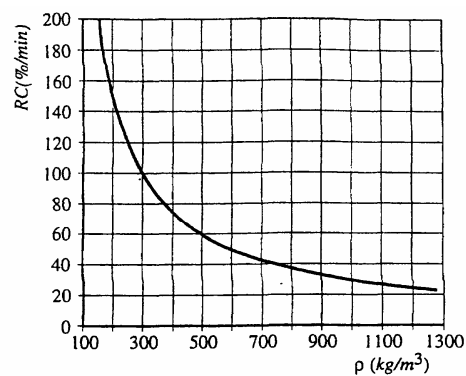
Fig.2.12 – Contração e Distorção características de peças planas, quadradas e circulares, resultantes da orientação dos anéis de crescimento anuais [8]

Para evitar, estes defeitos adversos, resultantes da retractsilidade, devem-se tomar as devidas precauções, nomeadamente, a utilização de peças de madeiras com teores de humidade compatíveis com os do meio ambiente normal, processos de serração adequados e impregnação da madeira com óleos e resinas impermeabilizantes.

2.3.2.4. Resistência ao Fogo

A madeira é um material combustível, devido à presença de elementos como o carbono, o oxigénio e o hidrogénio, fornecidos pela celulose e lenhina. A combustão pode definir-se como um processo químico de reacção rápida e exotérmica, iniciado por uma ignição, a chama, entre um combustível, a madeira, e um comburente, o oxigénio. A madeira apresenta-se como um material cuja reacção ao fogo não é muito boa, ainda que a sua resistência perante este elemento seja bastante melhor.

A Temperatura de Ignição depende de diversos factores, entre os quais a espécie, densidade, teor em água, forma da secção (Fig.2.13). Geralmente para madeiras normais, a combustão dá-se para temperaturas da superfície na ordem dos 300°C, quando existe a presença de chama, ou superiores a 400°C, quando tal não sucede [18], mas se a madeira é pré-aquecida durante um longo período, a combustão pode começar por volta dos 150°C.



Relationship between density ρ and rate of combustion RC

Fig.2.13 – Relação entre densidade da madeira e a taxa de combustão [7]

Outros factores condicionantes relativos à Temperatura de Ignição, são a presença de arestas vivas e fendas, que permitem a oxigenação mais fácil em todo o volume, já nos lamelados colados, estes possuem secções compactas que baixam a velocidade de combustão.

Até se dar a combustão, o processo é endotérmico, sendo que nesta fase a madeira utiliza a energia absorvida para libertar a água que contém. A partir desta temperatura, o processo passa a ser exotérmico, sendo visível o desprendimento de gases e de calor.

Em relação à **resistência ao fogo**, a madeira apresenta um bom comportamento, situação aparentemente contraditória e que não é do conhecimento comum de vários agentes da construção. A verdade, é que uma estrutura de madeira tem melhor comportamento, quando exposta ao fogo, do que estruturas equivalentes em betão ou aço (ainda que as estruturas de madeira encontrem nas suas uniões, pontos de debilidade) (Fig. 2.14).



Fig.2.14 – Vigas de madeira, submetidas a um severo incêndio, sofreram uma redução de secção mas mantiveram a capacidade de suporte do peso próprio e das vigas de aço, que entraram em colapso.

Tal deve-se ao facto de que ainda que a temperatura ultrapasse largamente o nível de 280°C, não sofre uma rotura súbita, pois mesmo num incêndio em que se atinjam 1000°C, ela conserva durante algum tempo uma boa resistência mecânica (devido ao efeito isolante das camadas externas carbonizadas), ao

contrário do que se verifica numa peça metálica, cuja resistência diminui drasticamente quando se atingem temperaturas da ordem dos 300°C, em virtude da total alteração das suas propriedades físico-mecânicas (plastificação).

Para tal contribui a forma de combustão das madeiras, sendo que inicialmente a sua superfície exterior entra facilmente em combustão, mas logo cria uma camada carbonizada que possui uma condutividade térmica cerca de 1/6 da madeira maciça, atrasando o processo e permitindo que a madeira no interior da peça não seja afectada pela acção do fogo [18].

Sob a camada carbonizada existe a uma outra camada com cerca de 5 mm de espessura na qual a madeira está alterada mas não completamente decomposta. Esta camada é designada por camada de pirólise. (Fig.2.15) A parte restante da secção encontra-se a uma temperatura baixa e mantém as capacidades mecânicas originais, contribuindo para a resistência da estrutura.

Verifica-se, pois, que o fogo degrada o material madeira, não pela diminuição das propriedades mecânicas devido à acção da temperatura (como para materiais como o aço), mas sim, por esta mesma diminuição devido à perda de secção da peça estrutural (Fig.2.15). A velocidade de carbonização da madeira não protegida, anda grosso modo, à volta de 0,6 a 0,7mm/ minuto/face exposta.



Fig.2.15 – Perda de Secção de uma Peça de Madeira quando sujeita à acção do fogo

A densidade interfere na reacção da madeira ao fogo, verificando-se que quanto maior é, menor é a facilidade e velocidade de combustão. O teor em água da madeira influencia também este processo, atrasando-o, não sendo porém de grande relevância em estruturas em serviço, pois o teor em água é, nesses casos, normalmente, baixo.

No dimensionamento de estruturas em madeira lamelada colada, deve-se ter em atenção a temperatura de trabalho limite para o produto de colagem utilizado. Na Fig. 2.16, pode-se ver as temperaturas médias medidas a diferentes profundidades em vigas em madeira lamelada colada submetidas ao regime de incêndio padrão (ISO 834).

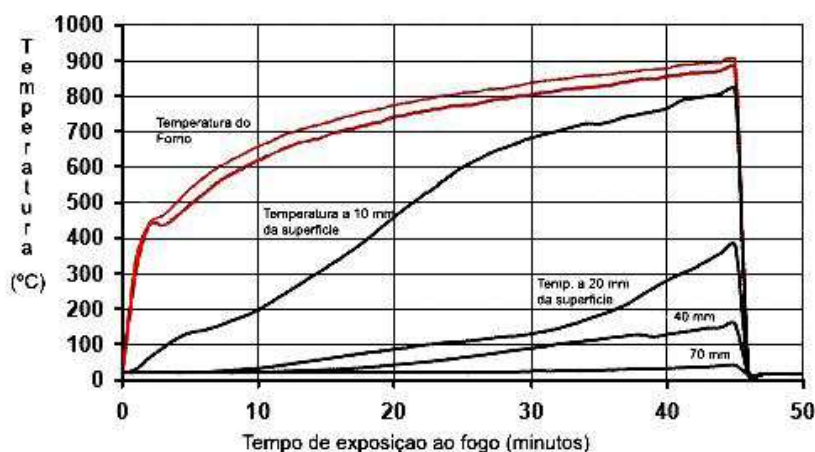


Fig.2.16 – Estudo realizado pelo Norwegian Institute of Wood Technology (NTI) com a participação do FMPA. – Relatório SP 2001:35, indica as temperaturas médias medidas a diferentes profundidades em vigas em madeira lamelada colada submetidas ao regime de incêndio padrão (ISO 834)

Os elementos de ligação da estrutura, devem ser objecto de particular atenção, uma vez que são, na maioria das vezes, ligações metálicas, e que podem condicionar a capacidade resistente da estrutura.

2.3.2.5. Durabilidade Natural

A durabilidade da madeira, com relação ao ataque de agentes biológicos, depende da espécie e das características anatómicas. Certas espécies apresentam alta resistência natural ao ataque biológico enquanto outras são menos resistentes. 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 de madeira foi extraída, pois, como visto anteriormente, o cerne e o borne apresentam características diferentes, incluindo-se aqui a durabilidade natural, com o borne a ser muito mais vulnerável ao ataque biológico.

A baixa durabilidade natural de algumas espécies pode ser compensada por um tratamento preservativo adequado às peças, alcançando-se assim melhores níveis de durabilidade, próximos dos apresentados pelas espécies naturalmente resistentes.

2.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA

O conhecimento das propriedades mecânicas da madeira reveste-se da maior importância, pois permite uma escolha mais eficaz das espécies de madeira a empregar, de acordo com as suas aptidões naturais. No entanto, esta escolha não se poderá basear única e exclusivamente nas suas propriedades mecânicas, mas também na sua durabilidade natural, sobretudo em casos em que, a madeira estará continuamente exposta ao ar. Se bem que, hoje em dia, este inconveniente possa ser ultrapassado, mediante, um tratamento prévio das madeiras, tendo em vista a sua preservação. Assim como a retratilidade, as propriedades mecânicas variam de acordo com as direcções principais da madeira (longitudinal, radial e tangencial).

As características mecânicas do material lenhoso estão intimamente ligadas com as suas propriedades ortotrópicas e também com a sua heterogeneidade e capacidade de absorção da água, de acordo com a sua estrutura anatómica. A estrutura fibro-anatómica da madeira, caracteriza-se por um conjunto denso de fibras dispostas longitudinalmente e implantadas numa matriz amorfa de hemicelulose e lenhina,

sendo que cada um destes elementos contribui de forma própria para a resistência mecânica. Essa mesma estrutura fibro-anatómica, adapta-se às solicitações a que a árvore está sujeita durante o seu crescimento, orientando-se de forma a resistir melhor a essas solicitações [6].

Os feixes fibrosos, são os principais elementos responsáveis pela resistência da madeira, conferindo ao lenho, compacidade e rigidez, e se as fibras são longas, os tecidos apresentam-se coesos, oferecendo maior resistência à flexão [8].

Assim compreende-se, que o comportamento estrutural da madeira depende do tipo de solicitação, nomeadamente, da sua grandeza, duração e direcção (Fig.2.17). Este último, é mesmo um factor preponderante, pois verificam-se grandes diferenças de valores de resistência para solicitações no sentido paralelo e perpendicular às fibras (por exemplo, para o Pinho bravo, a resistência à tracção no sentido paralelo às fibras é cerca de 50 vezes superior à mesma resistência no sentido perpendicular) [8].

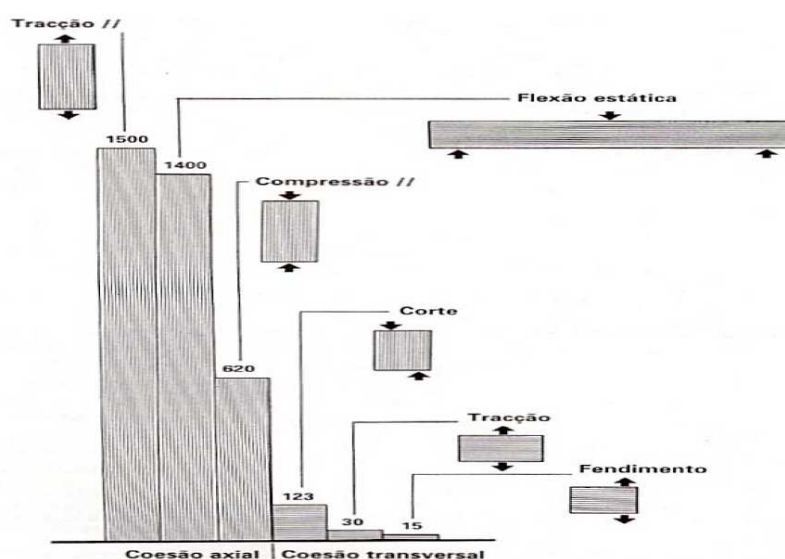


Fig.2.17 – Diagrama de valores de resistência global da madeira, em função do esforço instalado. [12]

A caracterização mecânica da madeira implica pois o seu estudo em duas direcções principais, traduzidas em termos de **coesão axial** (que se reporta a tensões dispostas no sentido paralelo às fibras, como a compressão paralela, tracção paralela, flexão estática e dinâmica) e **coesão transversal** (que se reporta a tensões dispostas no sentido perpendicular às fibras, como a compressão perpendicular, tracção perpendicular, torção, corte e fendimento) [8].

2.4.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS

A madeira quando solicitada à compressão na direcção das fibras, revela valores de resistência que variam entre 16 a 34 MPa. Esta resistência é cerca de 40% da resistência à tracção paralela às fibras [12]. O comportamento à compressão é quase linear até ao valor máximo de resistência, contudo a rotura é dúctil (Fig.2.18), ocorrendo por encurvadura de algumas fibras que originam um plano de corte.

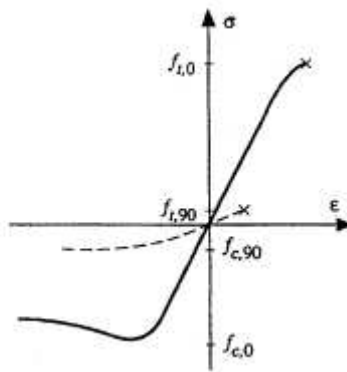


Fig.2.18– Curva tensão – extensão, em madeira isenta de defeitos, na direcção das fibras (contínuo) e na direcção perpendicular às fibras (tracejado) [17]

A solicitação de compressão no sentido axial provoca a separação das fibras longitudinais, diminuindo assim a coesão do elemento estrutural, e consequentemente, a sua resistência global. A resistência dos elementos estruturais de madeira à compressão axial está intrinsecamente ligada aos seguintes factores:

- **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;
- **Defeitos** – pouca influência nos valores obtidos para esta grandeza.

2.4.2. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PERPENDICULAR ÀS FIBRAS

A resistência à compressão, no sentido perpendicular às fibras, depende da distribuição da carga no elemento, e pode ser traduzida pela sua resistência ao esmagamento, sendo função da massa volúmica do material. No caso de toda a peça ser comprimida, as fibras são apertadas entre si, tal como se de um conjunto de tubos se tratasse, até que seja atingida a tensão correspondente ao esmagamento das fibras. Quando a zona de compressão diminui, a rigidez é maior, e as alterações no seu valor, que são menos pronunciadas, surgem para tensões mais elevadas. Isto explica-se, pela transferência de carga, pelas fibras, para as zonas descarregadas. Verifica-se que a resistência à compressão no sentido perpendicular às fibras é bastante inferior a igual solicitação, no sentido paralelo, na ordem aproximada de 20% [12] a 25% [9].

2.4.3. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO PERPENDICULAR ÀS FIBRAS

A resistência à tracção na direcção perpendicular às fibras é muito reduzida, 25 a 50 vezes menor que na direcção paralela. O valor característico da resistência à tracção perpendicular à direcção das fibras é de 0,3 a 0,9 MPa [19]. Esta baixa resistência justifica-se pelo escasso número de fibras que a madeira possui na direcção perpendicular ao eixo das árvores, e consequentemente, pela falta de travamento transversal das fibras longitudinais e a debilidade das ligações intercelulares transversais. Na prática, e pensando em estruturas correntes, esta solicitação é crítica unicamente em peças de directriz curva (arcos, vigas curvas, etc.). Outra situação a ter em conta, são os erros construtivos,

nomeadamente nas ligações entre vigas principais e secundárias, originando tracções perpendiculares às fibras nas vigas principais. Deve-se evitar, ao máximo, este tipo de esforços mediante a realização de disposições construtivas.

Quanto maior é o volume da peça submetida à tracção menor é a tensão resistente à tracção, dado haver maiores probabilidades de existir defeitos que conduzam a uma falha local, e consequentemente, à rotura da peça. A resistência à tracção normal não se relaciona com a massa volúmica, dado que esta não condiciona a aderência entre as fibras da peça de madeira [8].

2.4.4. RESISTÊNCIA À FLEXÃO ESTÁTICA

A madeira é um material que possui elevada resistência à flexão estática, atingindo valores próximos dos verificados para a sua resistência à tracção paralela às fibras. Por exemplo, para o Pinho bravo verifica-se que a resistência à flexão estática é da ordem dos 140 MPa (peças perfeitas), ou seja, cerca de 90% do valor da tracção axial [8]. A influência do teor em água, da massa volúmica e dos defeitos é em todo semelhante à referida para elementos estruturais sujeitos à compressão paralela às fibras.

O módulo de elasticidade à flexão estática na direcção do fio é uma propriedade muito importante na análise estrutural, constituindo-se como um indicador ou medida da flexibilidade ou rigidez de um material. Define-se um material frágil, como um material cuja rotura se dá quando se atinge o limite de proporcionalidade, sem se verificar a ocorrência prévia de deformações que indiciem essa situação. Nos casos em que tal não sucede, considera-se que os materiais têm comportamento flexível. Esta informação é bastante importante para o cálculo de estruturas, dada a correlação alta existente entre o valor do módulo de elasticidade à flexão estática e a tensão instalada no elemento solicitado, e entre a massa volúmica e a resistência mecânica da madeira submetida a esforços axiais.

2.4.5. RESISTÊNCIA AO FENDIMENTO

O fendimento é uma característica típica dos materiais fibrosos, como é o caso da madeira. O fendimento é uma propriedade que pretende traduzir a coesão ou resistência da madeira ao descolamento entre as fibras, provocado por uma esforço de tracção transversal em apenas uma das superfícies. Tal como a tracção normal às fibras, o fendimento é uma solicitação que, sempre que possível, deve ser evitada nas estruturas de madeira. Pode, no entanto, ser atenuada mediante a perfuração prévia, a colagem das peças, a associação de peças a contra-fio e o emprego correcto de ligações.

2.4.6. RESISTÊNCIA AO CORTE

A resistência ao corte ou escorregamento pode ser quantificado pela acção de 3 tipos de tensões (Fig.2.19), em função da orientação do fio da madeira:

- Tensões tangenciais, normais às fibras;
- Tensões tangenciais, paralelas às fibras;
- Tensões tangenciais, oblíquas às fibras.

Verifica-se que a resistência dos elementos de madeira é mínima no caso de tensões tangenciais paralelas às fibras, as quais provocam o seu deslizamento ou escorregamento. Deste modo, os ensaios

de avaliação de resistência ao corte são, regra geral, realizados para esta situação, dado que retrata o cenário mais desfavorável de comportamento estrutural da madeira.

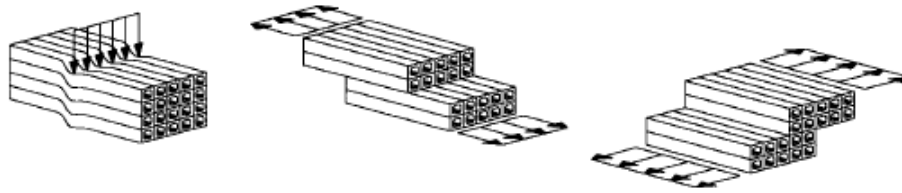


Fig.2.19 - Tensões tangenciais que podem ocorrer na madeira. Tensões tangenciais de corte, de deslizamento e de rotação [17]

A resistência ao corte é bastante influenciada pela existência de defeitos, como fendas e fissuras [8].

2.4.7. OUTRAS PROPRIEDADES MECÂNICAS

A **dureza** é uma característica mecânica que traduz a resistência do material no que concerne à sua penetração, riscagem e desgaste. A dureza é um parâmetro com interesse em apurar, dado que se relaciona com a densidade e “trabalhabilidade” da madeira, e porque permite realizar uma selecção adequada da espécie de madeira em função do fim a que se destina (por exemplo, madeiras a aplicar em pavimentos deverão ter um índice de desgaste superficial baixo e logo uma dureza elevada). As madeiras são normalmente designadas, em termos de dureza, como brandas, medianamente duras e duras.

A **resistência à fadiga**, é medida através da submissão, durante um certo tempo a cargas alternadas (tração/compressão), ou vibrações, os materiais podem sofrer roturas devidas a tensões não directamente relacionadas com os vários tipos de solicitações estáticas ou dinâmicas envolvidas. Carvalho, 1997 [13], apresenta um conjunto de considerações baseadas em dados experimentais, as quais se expõem:

- O quociente entre a resistência à fadiga e a resistência à flexão estática é, em média, da ordem de 1/3;
- A cota de fadiga (quociente entre a resistência à fadiga e a densidade) da madeira é da ordem de 6 a 7, enquanto para o alumínio é de 5 e de 2 a 3, para alguns aços especiais;
- 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 3 a 4% do valor da resistência à fadiga.

A **resistência a cargas de longa duração ou fluência** corresponde à deformação ou perda de resistência de um elemento estrutural, quando sujeito a cargas prolongadas superiores ao limite de elasticidade do material [8]. Este fenómeno largamente constatado, mas ainda longe de ser conhecido em toda a sua extensão, 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. Todo e qualquer material, quando solicitado prolongadamente por cargas superiores à do respectivo limite de elasticidade, pode atingir a chamada fase plástica, tornando-se um material frágil.

O processo final das deformações é caracterizado pela existência de duas componentes – uma elástica e outra plástica –, cujos níveis de intervenção dependem do tempo de actuação duma carga. Se esta for exercida rapidamente, a componente plástica não intervirá, e a deformação será predominantemente elástica, o que se traduzirá em maior resistência. Se, pelo contrário, a carga for prolongada e, portanto, a componente plástica se sobrepuser à componente elástica, a deformação da peça progredirá continuamente, passando a rotura da madeira a estar dependente da sua resistência plástica [10]. Na verdade, as peças das estruturas deverão ser dimensionadas para trabalhar em regime de deformações elásticas do material, ou seja, sob tensões inferiores ao limite de proporcionalidade, por forma a evitarem fenómenos de fluência [11]. O módulo de elasticidade não é praticamente afectado pela duração das cargas. Capuz, 2003 [9], aponta que as resistências obtidas nestas condições são da ordem de 60% das obtidas em ensaios de curta duração (5 ± 2 minutos).

O teor em água da madeira tem grande influência no coeficiente de fluência (quociente entre a deformação por fluência e deformação instantânea), sendo que para madeiras com maiores teores em água ou sujeitas a ciclos de humedificação/secagem, o seu valor é bastante superior.

Deste modo, a prevenção ou diminuição do impacto da fluência na resistência global de elementos estruturais de madeira pode ser garantida, se forem tomadas uma série de medidas previamente à sua aplicação [6]:

- Garantir que o elemento estrutural não está sujeito a grandes variações térmicas e higrométricas;
- Aplicação dos elementos estruturais devidamente estabilizados, em termos de percentagem de humidade;
- Sobrestimar as cargas actuantes sobre a estrutura ou subestimar o valor do módulo de elasticidade, para efeitos de dimensionamento, de forma a impedir que o elemento estrutural entre em regime plástico;
- Emprego de contra-flechas.

2.5. CLASSIFICAÇÃO DA MADEIRA

A capacidade resistente da madeira é difícil de avaliar, uma vez que raramente há controlo da sua qualidade e do crescimento da árvore. A resistência da madeira é função de diversos parâmetros incluindo o tipo de espécie, densidade, tamanho e forma da secção, teor de humidade, duração da aplicação da carga e da presença de defeitos, como a inclinação do fio e nós. Para ultrapassar esta dificuldade, existe uma classificação que divide as madeiras em classes de resistência. Essa classificação, associa a cada classe de resistência, todas as propriedades necessárias ao dimensionamento estrutural, isso inclui as várias resistências aos vários tipos de esforços e o módulo de elasticidade.

2.5.1. NORMA EUROPEIA EN 408 (2003) [5]

Na base da classificação das madeiras, encontra-se a avaliação dos diversos parâmetros resistentes da mesma. Para tal e para que se possa comparar as resistências medidas entre os vários tipos de madeira, é necessário uniformizar os métodos de ensaio utilizados. Tal ensejo é conseguido, por meio da norma EN 408 [5], com edição mais recente em 2003. A Norma EN408 [5] baseia-se na norma internacional ISO 8375, o que ainda lhe confere um carácter mais abrangente. A norma EN408 [5] especifica métodos de ensaio para a determinação das propriedades mecânicas de peças estruturais de média

dimensão de madeira maciça ou lamelada colada, tais como o módulo de elasticidade em flexão, a resistência à flexão, resistência ao corte, entre outras.

Adicionalmente, a norma especifica o modo de determinação das dimensões, do teor em água e da massa volúmica dos provetes de ensaio. Os métodos aplicam-se a elementos de secção rectangular ou circular (aproximadamente constante) de madeira maciça, com ou sem ligações de entalhes múltiplos (“*finger-jointed timber*”), e a madeira lamelada colada.

2.5.1.1. Madeira Serrada Classificada

A classificação da madeira surge na sequência da utilização da madeira enquanto material de construção fiável e seguro, garantindo que as peças estruturais com dimensões comerciais, aplicadas pelos construtores tenham características físicas e mecânicas totalmente compatíveis com as especificações de projecto. O procedimento actualmente seguido para esse efeito consiste, em primeira fase, no que genericamente se designa por **classificação visual** de madeiras.

Os sistemas nacionais de classificação visual de madeiras assentam em normas aplicáveis apenas a um conjunto reduzido de espécies e definem classes de qualidade associadas à limitação de defeitos. São exemplo dessas normas, a norma portuguesa NP 4305, aplicável à madeira de pinho bravo português.

A importância da correcta classificação é facilmente ilustrada pela enorme variabilidade da capacidade resistente das peças, em função da classe de qualidade em que são inseridas. Para tal, muito contribui os defeitos presentes na madeira, que são nesta primeira instância observados. Aliás o processo de classificação pode conduzir a peças que não cumprem os requisitos de limitação de defeitos previstos nas normas e que, por esse motivo, não deveriam ser usadas em estruturas.

2.5.1.2. Normas Europeias de Classificação de Madeiras em Classes de Qualidade

O sistema europeu de classificação de madeiras em classes de qualidade baseia-se nas 4 normas da série EN14081, editadas em 2005 e ainda não traduzidas para português:

- EN 14081-1 – Timber Structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 1 – General requirements;
- EN 14081-2 - Timber Structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 2 – Machine grading: additional requirements for initial type testing;
- EN 14081-3 - Timber Structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 3 - Machine grading: additional requirements for factory production control;
- EN 14081-4 - Timber Structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section – Part 4 - Machine grading – grading machine settings for machine controlled systems.

Estas normas definem as regras gerais de classificação de madeiras, visual e por máquina, para uso estrutural. Estes apresentam-se como os dois métodos actualmente disponíveis para classificação de madeiras.

A **classificação visual** assenta na limitação de defeitos por classe (Norma 14081-1) e é feita por operadores especializados.

Os principais defeitos a limitar são:

- o número e localização dos nós;

- o desvio do fio de madeira em relação ao eixo da peça;
- o descaio (“cantos cortados nas peças”);
- os empenos;
- as fendas.

Para além das normas nacionais de classificação visual existentes em cada país, estão já disponíveis, algumas normas europeias de classificação para madeira serrada tais como a EN 975-1 (1995) e a EN 975-2 (2004) para folhosas (Choupo, Carvalho e Faia) e a EN 1611-1 (1999) para resinosas (Espruce, Abeto, Pinho e Pseudotsuga).

As normas de classificação de origem nacional têm características específicas em função das populações de madeira a que se referem.

Devido à diversidade de normas disponíveis em uso nos diversos países, é actualmente impossível definir um conjunto de normas europeias que possam ser usadas universalmente em toda a Europa. Por esse motivo, o sistema de classificação visual que irá vigorar na Europa nos próximos anos assentará na norma EN 14081-1, que define as regras gerais, e nas normas de classificação específicas para grupos de espécies concretos, normas essas originárias de países europeus ou emitidas globalmente ao nível do CEN.

2.5.1.3. 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 objectiva, de modo a facilitar a sua aplicação em trabalhos concretos de estruturas. Cada classe de resistência é definida por uma sigla que identifica automaticamente as principais propriedades mecânicas a usar nos cálculos, facilitando assim extraordinariamente a especificação por parte dos projectistas. O conceito de classes de resistência, implementado na Europa através da norma EN 338 [3], pretende tratar a madeira para estruturas exactamente da mesma forma que o betão armado ou o aço, introduzindo assim um factor de segurança adicional na especificação dos materiais, já que bastará ao projectista definir a classe de resistência que usou no cálculo. Assim, passa a ser obrigação do construtor e da fiscalização garantir que as madeiras aplicadas sofreram um processo de classificação em classes de qualidade que valida a sua inclusão na classe de resistência especificada pelo projectista. As propriedades físicas e mecânicas especificadas na EN338 [3], para cada classe de resistência associam-se a classes de qualidade. As classes de qualidade resultam da classificação manual ou automática da madeira em função dos seus defeitos.

As classes de resistência mecânica definidas na norma europeia EN 338:2003 “Structural Timber–Strength classes”, encontram-se divididas em C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45 e C50, para as madeiras resinosas, e D30, D35, D40, D50, D60 e D70, para as folhosas. Esta norma apresenta os valores numéricos das propriedades físicas e mecânicas com interesse para o projecto de estruturas. Para especificar a utilização de uma madeira maciça basta ao projectista, referir que a madeira a utilizar será de determinada classe, de acordo com a EN338:2003.

Os valores indicados na EN338 foram obtidos da seguinte forma:

- as principais propriedades físicas e mecânicas (massa volúmica, resistência à flexão na direcção das fibras ($f_{m,k}$) e módulo de elasticidade) são resultado de numerosos ensaios;

- as restantes propriedades mecânicas, são resultado de relações numéricas obtidas por extrapolação estatística de resultados de ensaios, ou seja, essas propriedades são obtidas a partir das 3 principais propriedades através da utilização de relações numéricas simples, como se exemplifica de seguida para a resistência à tracção e compressão paralela ao fio.
- Resistência à Tracção Paralela ao Fio, $f_{t,0,k} = 0.6 f_{m,k}$
- Resistência à Compressão Paralela ao Fio, $f_{c,0,k} = 5(f_{m,k})^{0.45}$

2.5.1.4. Relação entre a Classificação Visual e as Classes de Resistência

O controlo da qualidade da madeira assenta nas normas de classificação visual ou mecânica de madeira para estruturas, pelo que é necessário definir uma forma de relacionar essas normas com as classes definidas na EN338 [5]. Esse papel é realizado pela norma EN1912 [4]. A Norma Europeia EN 1912: 2004 “Structural Timber – Strength classes – Assignment of visual grades and species” relaciona a madeira de diversas espécies com os diversos sistemas nacionais de classificação em classes de qualidade e a correspondente classificação em classes de resistência.

A única espécie de madeira com norma de classificação em classes de qualidade existente em Portugal é o Pinho bravo (*Pinus pinaster* Ait.). Esta norma, NP 4305: 1995 “Madeira serrada de pinheiro bravo para estruturas – classificação visual” classifica a madeira de pinho bravo nas classes de qualidade “E” e “EE”. Visto não existir uma correlação directa entre o previsto na norma NP 4305 e na norma EN 1912, o “Documento Nacional de Aplicação” do Eurocódigo 5 – parte 1.1, actualmente em processo de revisão, define as propriedades mecânicas da madeira de pinho bravo das classes “E” ou “EE”, correspondendo aproximadamente às classes C18 e C35 da EN 338 [5].

2.5.1.5. Valores de Cálculo

Os valores das principais propriedades físicas e mecânicas, a considerar no cálculo à rotura de estruturas de madeira, devem ser consultados na EN338 (2003) [5]. No respeitante, às madeiras lameladas coladas, a norma que define as principais propriedades físicas e mecânicas das diversas classes de resistência é a EN 1194: 2002 [18].

2.6. PRODUTOS DERIVADOS DE MADEIRA

O fácil acesso, a secções de madeira maciça serrada, é limitado no tamanho e na qualidade. A maior secção disponível situa-se nos 75 mm de largura e 225 mm de altura, com um comprimento máximo de aproximadamente 5 metros. Qualquer secção maior, que a anterior, irá sofrer severamente da presença de defeitos, tal como da sua secagem, advirá problemas, nomeadamente ao nível de deformações.

Assim fruto desta limitação, começaram a desenvolver-se produtos derivados da madeira, sendo produzidos em associados com colas, em diversas formas:

- Madeira Lamelada Colada (“*Glue Laminated Timber*”)
- Madeira Folheada-Colada (LVL) (“*Laminated veneer lumber*”)
- Aglomerados de partículas de madeira longas e orientadas (“*Oriented Strand Board*” - OSB)
- Parallel Strand Lumber (PSL), conhecido como Parallam ®

- Laminated Strand Lumber (LSL), conhecido como TimberStrand®

Estes produtos são desenvolvidos e testados para determinadas especificações, de acordo, com normas nacionais ou internacionais.

Os produtos derivados da madeira, podem ainda ser combinados entre eles, através de colagens ou fixados mecanicamente, por meio de ligações metálicas, de forma a constituírem uma secção combinada (Fig. 2.20), estruturalmente eficiente, como são os casos das Vigas I, e das vigas em caixão.

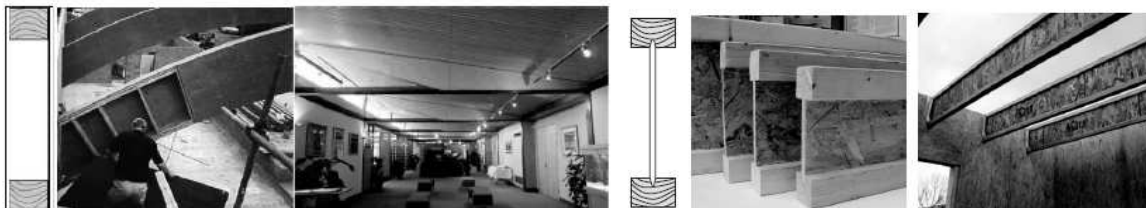


Fig.2.20 – Vigas em Caixão e Vigas em I

Os produtos derivados da madeira podem ser seleccionados em detrimento da madeira maciça, em várias aplicações, devido a diversas vantagens que apresentam, nomeadamente:

- Possibilidade de produção para uma performance específica;
- Secções maiores podem ser constituídos por diversas peças de madeira, reduzindo ou mesmo eliminando alguns dos defeitos;
- São na maioria das vezes mais resistentes, e menos propensas à variação da humidade e consequentes danos, embora as placas de aglomerado de madeira facilmente absorvam a água, a menos que tratadas com produtos selantes ou pintadas.

Os produtos derivados são mais onerosos na sua produção, mas oferecem vantagens, económicas, nomeadamente para grandes dimensões, devido à raridade de árvores sustentáveis para alcançar essas secções.

2.6.1. MADEIRA LAMELADA COLADA (“GLUED LAMINATED TIMBER”)

A madeira lamelada colada ou também designado como “*Glulam*”, é fabricada a partir de lamelas de madeira de dimensões reduzidas quando comparadas com as dimensões das peças em que estão inseridas, ligadas por colagem. As lamelas são dispostas de forma a que, os fios das lamelas fiquem paralelos entre si, e paralelos ao eixo longitudinal da peça (Fig.2.21).



Fig.2.21 – Secção de madeira lamelada colada

As lamelas têm normalmente uma espessura que varia entre 19 a 50 mm, e 1,5 a 5 m de comprimento, sendo ligadas longitudinalmente por juntas dentadas, dispostas aleatoriamente, ao longo do eixo da peça. A ligação de topo entre as várias lamelas, executada por entalhes múltiplos, também designados juntas dentadas (Fig.2.22), permitem a obtenção de peças com um comprimento qualquer. A configuração das juntas dentadas justifica-se pela necessidade de transformar as forças de tracção aplicadas à cola, a resistência destas à tracção é muito pequena, em esforços de corte e de aderência.

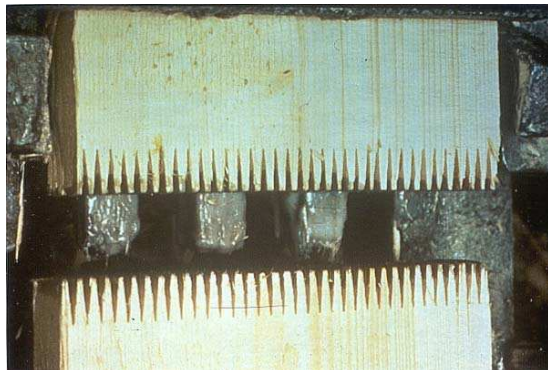


Fig.2.22 – Junta Dentada

Normalmente, as lamelas possuem um teor de humidade à volta dos 12 a 18% antes de ser coladas umas às outras. Secções das lamelas, com uma espessura de 33 mm até ao máximo de 50 mm, são usadas para formarem peças de eixo recto ou ligeiramente curvado, enquanto que, para peças de eixo curvo, as lamelas têm uma espessura inferior, de 12 a 33 mm. As vigas em madeira lamelada colada podem também ser constituídas por secções variáveis.

Geralmente, nas vigas Lameladas Coladas, o esforço que condiciona o seu dimensionamento é o da flexão. Onde as tensões desenvolvidas, são maiores nas extremidades da secção, daí que necessitamos de maiores resistências nas extremidades das secções. Baseando-se nesta observação, foram desenvolvidas, vigas lameladas coladas com lamelas de madeira de resistência distinta. A colocação criteriosa das lamelas de melhor qualidade nas fibras extremas, ficando as de material mais fraco ao centro, não só permite obter as resistências desejadas mas como permite um melhor aproveitamento e exploração mais criteriosa da madeira. Estes tipos de vigas designam-se por *Glulam Combinado*.

As vigas lameladas coladas podem também apresentar alguns inconvenientes, nomeadamente ao nível da dificuldade de transmissão de esforços às fundações. Acontece também, por vezes, a manifestação de defeitos após a secagem, mormente a fendilhação, devido a aplicação de madeira húmida, má protecção preventiva.

Acidentes por descolagem das lamelas são raros, caso se tomem as necessárias precauções na produção, mas poderão acontecer.

2.6.2. CONTRAPLACADOS (“PLYWOOD”)

Contraplacado é, por definição, uma placa de madeira que resulta da colagem de várias folhas de madeira natural, sobrepostas e dispostas com o fio cruzado folha a folha, geralmente de forma perpendicular. Os contraplacados foram os primeiros produtos a serem produzidos com base na madeira. As folhas de madeira têm espessuras de 2 a 4 mm. São obtidas por desenrolamento ou corte dos troncos. Os contraplacados têm geralmente entre 3 e 11 camadas (número ímpar para garantir a simetria da placa). Têm a designação de “marítimos” quando as resinas usadas na cola são resistentes à humidade e os topos e faces são revestidos com materiais resistentes à humidade.

A estrutura cruzada das fibras tem várias vantagens:

- limita as variações dimensionais no plano;
- reduz a anisotropia, relativamente à madeira maciça;
- favorece a colocação de pregos ou parafusos perto dos bordos.

Os contraplacados são classificados em relação a diversos aspectos. Quanto à composição estes podem ser, folhados, fasquiados, lamelados ou compostos. Relativamente à forma podem ser planos ou moldados. Podem ainda ser classificados relativamente à durabilidade e propriedades mecânicas (fins gerais ou fins estruturais). O contraplacado é produzido a partir de madeiras da espécie das resinosas, das folhosas, ou da combinação das duas.

O comportamento mecânico do contraplacado está intimamente relacionado com as propriedades mecânicas das folhas e com a sua orientação. Como, na madeira, o contraplacado depende do tipo de esforço a que está submetido, e da duração da carga.

O contraplacado pode estar submetido à flexão, em dois planos diferentes (Fig.2.23), dependendo da direcção do esforço aplicado, daí que seja importante diferenciar entre:

- Flexão em torno de determinado eixo (i.e. $x-x$ or $y-y$), no plano da placa;
- Flexão em torno do eixo perpendicular ao plano da placa (i.e. $z-z$);

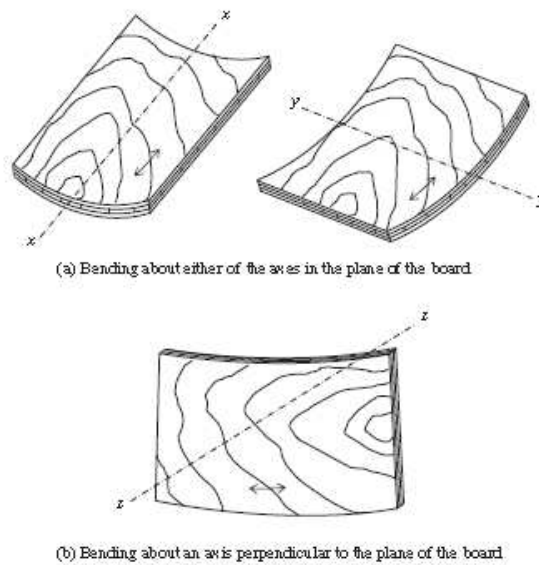


Fig.2.23 – Eixos de rotação [10]

A norma EN 636:2003 define os requisitos para a aplicação de contraplacados para fins gerais e para fins estruturais, em ambientes secos, húmidos ou no exterior.

2.6.3. MADEIRA FOLHEADA COLADA (LVL “LAMINATED VENEER LUMBER”)

Produto estrutural da família dos contraplacados de média espessura (9 a 12 cm de colchão) (Fig. 2.24). Constituído por folhas de madeira obtidas por desenrolamento dos troncos, coladas entre si. As folhas, com espessura de 3 a 4 mm, são obtidas após aquecimento dos troncos em água quente, durante cerca de 24 horas.



Fig.2.24 – Madeira Folheada Colada

Ao contrário do que acontece no contraplacado, no LVL a maioria das folhas de madeira são coladas com o fio paralelo, o que confere propriedades anisotrópicas semelhantes à madeira maciça serrada. No entanto, certas classes de LVL incluem também algumas folhas com o fio perpendicular, de forma, a incrementar a resistência nessa direcção. As lamelas são coladas com juntas desfasadas, de forma a

minimizar o seu efeito sobre a resistência do LVL. Permite fabricar vigas com 9 a 12 cm de largura, alturas até à largura do tapete de fabrico (aproximadamente 2 m) e comprimentos elevados (até cerca de 20 metros). Os nomes comerciais mais correntemente encontrados são:

- **Microllam** (na América do Norte)
- **Kerto** (na Europa)

2.6.4. LAMINATED STRAND LUMBER (LSL), CONHECIDO COMO TIMBERSTRAND®

LSL é produzido a partir de folhas, a exemplo do LVL, de espécies de madeira até 300 mm de comprimento e 30 mm de largura, ou combinações de espécies misturadas com um adesivo à base de poliuretano. As vertentes são orientados numa direcção paralela e formando tapetes com 2,44 m de largura, e até 14,63 m de comprimento, de diferentes espessuras, até 140 mm. Os tapetes são, então, pressionados, pela injeção de vapor, para atingirem a necessária espessura. O LSL está disponível, em dimensões até 140 mm de espessura, 1220 mm de altura e 14.63 m de comprimento.



Fig.2.25 – LSL

2.6.5. PARALLEL STRAND LUMBER (PSL), CONHECIDO COMO PARALLAM®

É fabricado a partir dos mesmos elementos que o LVL, utilizando-se no entanto as folhas exteriores do tronco que, devido às suas dimensões irregulares não podem ser utilizadas no LVL. As folhas constituintes do PSL, possuem um teor de humidade à volta dos 2 a 3%.

As formas produzidas são:

- vigas, com secções até 28 x 48 cm²;
- pilares ou postes, com secções até 18 x 18 cm²;

Comprimento é limitado por questões de transporte (geralmente as peças possuem até 20 m de comprimento). O nome comercial mais correntemente encontrado é **Parallam**.



Fig.2.26 – PSL

2.6.6. AGLOMERADOS DE PARTÍCULAS DE MADEIRA LONGAS E ORIENTADAS (“ORIENTED STRAND BOARD” - OSB)

São constituídos por lascas de madeira de dimensões geralmente rectangulares, que variam entre os 50 a 70 mm de comprimento por 20 mm de largura e 0,5 mm de espessura. As placas são geralmente constituídas por três camadas. Nas duas camadas exteriores, as lascas encontram-se alinhadas paralelamente ao comprimento da placa. Na camada intermédia, as lascas encontram-se dispostas aleatoriamente. As placas estão disponíveis em diversos tamanhos, com espessura a variar entre os 8 e os 25 mm, e até 4,80 m de comprimento. O processo de fabrico é semelhante ao das placas de aglomerados de partículas

2.6.7. AGLOMERADOS DE PARTÍCULAS DE MADEIRA (“PARTICLEBOARD”)

Um aglomerado de partículas de madeira é, por definição, um painel fabricado sob pressão e calor a partir de partículas de madeira (lascas, aparas, rebarbas, genericamente designados por estilha) com a adição de um adesivo. Podem ainda ser adicionados aditivos de forma a melhorar o desempenho da placa. As partículas mais grossas ficam no interior do aglomerado. A densidade da placa depende, nomeadamente, da pressão de fabrico e da madeira utilizada.

2.6.8. VIGAS EM I

Vigas em I (Fig. 2.27), são peças estruturalmente eficazes, compreendendo banzos constituídos, a partir de madeira maciça ou LVL e uma alma de OSB, contraplacado ou aglomerados de partículas de madeira. Os banzos e a alma, são ligados formando uma secção em I, sendo uma alternativa eficiente a vigas de madeira maciça. As vigas em I são económicas e versáteis elementos estruturais na qual a geometria permite uma utilização eficiente dos materiais através da concentração da madeira nas regiões ultraperiféricas da secção, onde ela é necessária, para resistir às tensões máximas. Os banzos são normalmente concebidos para proporcionar o momento resistente e a alma, para resistir aos esforços de corte. Tratam-se de elementos leves e que podem ser facilmente manipulados por uma ou duas pessoas, geralmente possuem maior resistência e rigidez do que secções de madeira maciça de dimensão comparável. Resistem à retracção, empenamento, separação e controlo, e são mais eficientes do que madeira maciça para grandes vãos e cargas. São, no entanto, elementos sensíveis ao corte e encurvadura, e são instáveis perante o bambeamento. Os banzos comprimidos devem ser contraventados para impedir a deformação lateral e a encurvadura. Estas vigas devem ser concebidas, usando as regras estabelecidas no Eurocódigo 5.



Fig.2.27 – Vigas I

2.6.9. VIGAS EM CAIXÃO

As vigas em caixão, são normalmente constituídas por madeira maciça, LVL, ou banzos em *glulam*, com a alma em contraplacado ou OSB. As almas são geralmente coladas aos banzos, em ambas as extremidades, de forma a constituir uma caixa. Similares às vigas em I, os banzos da secção transversal são constituídos pelo material de melhor qualidade, onde as tensões são maiores. A secção poderá ser envolvida numa caixa, em contraplacado, de forma a dar um acabamento estético ao elemento. A secção oca da viga, possibilita que possam ser incorporados dentro desta, material necessário a instalações eléctricas ou outras, dando um acabamento mais limpo à estrutura. A secção oca é também favorável à resistência à torção, tornando-a ainda capaz de resistir ao bambeamento ou a esforços devido a cargas excêntricas. As vigas em caixão são produzidas com alturas até 1,20 m. Reforços da alma são usados para controlar a encurvadura da alma por esforço transversal, e permitir a realização de ligações à alma.



Fig.2.28 – Vigas em Caixão

3

INTRODUÇÃO AO EUROCÓDIGO 5

3.1. INTRODUÇÃO

A aplicação do Eurocódigo 5 (EC5), no dimensionamento de estruturas de madeira, é apenas uma parte de um processo que leva à concepção da estrutura. O primeiro objectivo passa pela concepção do sistema estrutural, conhecimento do seu comportamento, patologias, e depois através de um modelo analítico, o mais fiel possível, simular a estrutura. Um erro diversas vezes cometido, especialmente nas estruturas de madeira, é não conseguir retratar fielmente o comportamento real da estrutura, tal é a dificuldade, em caracterizar totalmente as ligações (fundamentais no comportamento de estruturas hiperestáticas) e as condições de fronteira, nomeadamente ao nível dos apoios. A reabilitação de estruturas de madeira ainda é mais sensível, a esse nível.

O EC 5 estabelece um processo de dimensionamento baseado no conceito dos estados limites, com coeficientes parciais de segurança. O regulamento dá ênfase à resistência mecânica, comportamento em serviço, durabilidade e resistência ao fogo. O EC 5 é composto pelas seguintes partes:

- EN 1995-1-1 General – Common rules and rules for buildings
- EN 1995-1-2 General rules – Structural fire design
- EN 1995-2 Bridges

Neste capítulo, apresentar-se-á o Eurocódigo 5, nas suas vertentes principais, complementado de uma análise crítica e mais profunda, em aspectos de interesse fundamental para o engenheiro projectista de estruturas de madeira.

3.2. ASPECTOS PARTICULARES NO CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE MADEIRA

3.2.1. REQUISITOS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL

As bases da análise estrutural, estão explicitadas no Capítulo 5, do EC 5.

Na formulação dos modelos de cálculo, para os diferentes estados limites, estes devem ter em conta, as diferentes propriedades físicas e mecânicas dos materiais existentes, assim como os respectivos comportamentos que são função do tempo, nomeadamente a fluência. As diferentes condições climáticas a que a estrutura poderá estar sujeita, possuem também uma influência relevante no dimensionamento final da estrutura.

Devido à natureza frágil (“quebradiça”) da madeira, sob tensão, a análise plástica, não deve ser considerada, sendo que o EC5, recomenda que os esforços nas estruturas de madeira sejam obtidos por

meio de uma análise linear elástica. Apenas, elementos submetidos a esforços de compressão, poderão ser alvo de uma análise não-linear. Na Figura 3.1, apresentam-se diagramas característicos de análises não-lineares, alguns dos quais já utilizados para dimensionamento de elementos de madeira.

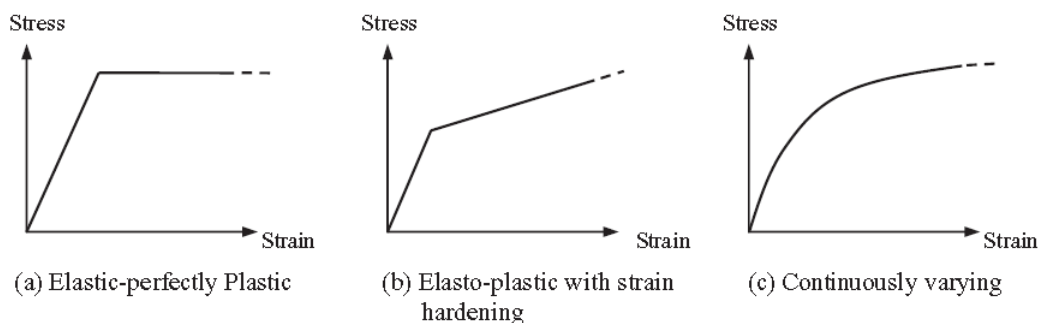


Fig.3.1 – Relações tensão – extensão normalmente usadas em análises não lineares [10]

As imperfeições geométricas devem ser levadas em conta, aquando das verificações de resistência dos elementos. No entanto, quando se considere uma análise linear de segunda ordem, normalmente em pórticos ou arcos, esta deve ser de acordo com os requisitos estabelecidos no EC5, 5.4.4.

Embora todas as ligações, exibam comportamento semi-rígido de diferentes níveis, quando a rotação da ligação tenha um efeito negligenciável, na distribuição interna de esforços da estrutura, o EC 5 refere que esta pode ser considerada como rígida, no entanto, quando o inverso se passa, genericamente a ligação pode ser considerada rotulada (EC5, 5.4.2 (7)). Mas sempre que uma análise mais rigorosa seja necessária, dever-se-á quantificar a rigidez e deformabilidade da ligação, ou então adoptar-se os valores regulamentados no EC5, 2.2.2 (2), para o módulo de escorregamento (K_{ser}) que é função do tipo de ligação adoptada. Se esta garantir ductilidade, ou seja, se possuir capacidade de redistribuição de esforços, poderá efectuar-se uma análise elasto-plástica da estrutura.

No dimensionamento de ligações do tipo cavilha, as equações estabelecidas no EC5, que definem a resistência da ligação, têm por base uma rotura de acordo com os princípios da teoria plástica, como mostra a Figura 3.2. Nestes casos, as forças no nó da ligação são fruto do resultado de uma análise linear elástica da estrutura em Estado Limite Último, ao passo que, a resistência da ligação é derivada da assunção de um comportamento rígido-plástico da mesma. Esta é apenas uma das aparentes anomalias, entre a determinação dos esforços actuantes (por meio de um modelo de análise global) e as resistências das ligações, onde outro tipo de análise pode ser assumido.

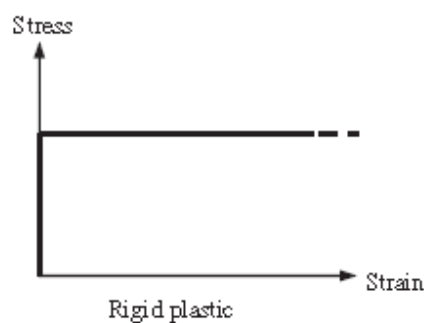


Fig.3.2 – Comportamento Rígido-Plástico

De referir ainda, que a deformação das ligações devem ser compatíveis, com as condições assumidas na análise global.

3.2.2. CLASSES DE DURAÇÃO DAS ACÇÕES

Quando sujeita a carregamentos, as propriedades resistentes da madeira reduzem-se em consonância com a duração da carga, ou seja, quanto mais longo é o período de actuação, maior é a redução da resistência. Este facto deve-se à contínua expulsão de água durante o carregamento, e consequente deformação, sendo que o módulo de elasticidade não é alterado com o decorrer do tempo.

De forma, a estabelecer uma base comum para o dimensionamento, o EC5, estabelece classes de duração de acções (ver EC5, 2.3.1.2), passíveis de ocorrer durante o período de vida da estrutura. No Quadro 3.1, pode-se verificar as classes definidas e a duração das acções associada a cada classe.

Quadro 3.1 – Classe de Duração das Acções

Classe de Duração das Acções	Período de Actuação	Exemplo
Permanente	>10 anos	Peso Próprio
Longa Duração	6 meses a 10 anos	Mobiliário, Produtos Armazenados
Média Duração	1 semana a 6 meses	Sobrecargas de Pessoas, Neve
Curta Duração	Menos de 1 semana	Neve, Vento
Instantânea	Instantânea	Vento, Acções Acidentais

A classe de duração do peso próprio, é designada como permanente, já as acções variáveis, são definidas tendo por base, uma estimativa do seu tempo de duração, cingindo-se às restantes classes.

3.2.3. CLASSES DE SERVIÇO

As classes de serviço são definidas, fruto da variabilidade da resistência e da fluência da madeira com o teor de humidade e condições de humidade relativa a que são submetidas no tempo de vida útil da estrutura. Quando o teor de humidade é baixo, as propriedades resistentes não são afectadas, mas à medida que a que o teor de humidade sobe, a resistência é reduzida até atingir o mínimo quando se alcança Ponto de Saturação das Fibras (PSF). De forma a ter em conta este efeito, no dimensionamento, três classes de serviço são definidas no EC5, (ver EC5, 2.3.1.3), cobrindo três típicos ambientes de exposição (Quadro 3.2).

Os maiores valores de resistência da madeira são obtidos quando as estruturas se encontram expostas às condições da classe de serviço 1, e os menores valores de resistência são obtidos para a classe de serviço 3. A madeira trata-se de um material que reage adversamente a uma contínua variação de humidade, durante o seu período de vida útil, fruto da sua natureza higroscópica, que conduz a uma troca constante de humidade com o ar circundante. Assim, a madeira é mais estável quando na presença de uma humidade constante, por exemplo, a madeira tem um comportamento mais regular quando submersa, levando a que tenha um período de vida de útil extenso.

A madeira é dimensionalmente estável quando o teor de água é superior ao PSS, ou seja, ou seja quando possua, um teor de humidade da ordem dos 30%.

Quadro 3.2 – Classes de Serviço

Classe Serviço	Condições Ambientais	Exemplo
1	T=20°C HR>65%, em poucas semanas do ano	Estruturas Interiores Geral
2	T=20°C HR>85%, em poucas semanas do ano	Estruturas Exteriores Cobertas
3	HR>HR (Classe 2)	Estruturas em Ambientes muito húmidos (Interiores ou Exteriores)

3.2.4. FACTOR DE MODIFICAÇÃO (K_{MOD})

O comportamento da madeira estrutural, em situações de carregamento de longa duração, assenta numa relação dependente, entre a acção e a resistência. A resistência da madeira é influenciada quer pela intensidade, quer pela duração da carga. Esta relação, tem sido alvo de grande interesse por parte da comunidade científica, levando numerosos programas experimentais a estudar este fenómeno. Fruto dessa actividade científica, têm surgido diferentes modelos que procuram descrever o comportamento da madeira, assentes em ensaios experimentais. Um desses modelos, é o designado *Curva de Madison* [17], que foi elaborado em função de ensaios em diferentes espécies de madeira, sem defeitos visíveis, actuadas com cargas constantes. No entanto, estes modelos empíricos têm a desvantagem de não ter em conta o efeito de carregamentos anteriores, e as condições ambientais.

Surgem outros modelos, como o sugerido por L. Fuglsang Nielsen [19], que propõe um modelo baseado na assunção da madeira como material viscoelástico, entrando já em linha de conta, com a resistência e a rigidez da madeira, assim como o comportamento face à fluência e as variações de carga. A ideia principal, por detrás deste modelo ("*Damaged Viscoelastic Material*"), é a premissa de que a madeira está já danificada, antes de ser carregada. O dano da madeira é representado pelas fissuras ao longo das fibras. O comportamento da madeira função da duração das cargas, é modelado com base numa única fissura sob tensão perpendicular ao plano de fendilhação.

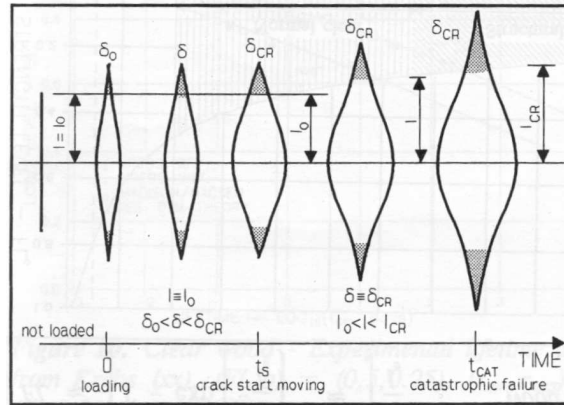


Fig.3.3 – Propagação da fendilhação sob carregamento constante. l é o comprimento da fissura.

O EC5, previne a perda da resistência da madeira com a duração da carga, através do designado factor de modificação (K_{MOD}), baseado em numerosos ensaios experimentais. Este factor, é extremamente importante no dimensionamento de estruturas de madeira, podendo reduzir a capacidade resistente até 50% da resistência característica. O factor de modificação é obtido em função da classe de duração das acções e da classe de serviço (ver EC5, Tabela 3.1).

Numa combinação de carga, constituída por acções de diferentes classes de duração, o factor de modificação a aplicar terá de ser em consonância com a acção de menor duração (EC5, 3.1.3 (2)).

3.2.5. FACTOR DE TAMANHO (K_h)

O factor de tamanho, ajusta a resistência característica à flexão e ou a resistência à tracção paralela ao fio, de forma a ter em conta o efeito do tamanho do elemento, quando o mesmo é inferior ao tamanho de referência dado no EC5. Para a madeira maciça, de secção rectangular, e cuja densidade característica (ρ_k) é inferior a 700 Kg/m, a altura de referência da secção em flexão ou a largura (máxima dimensão da secção transversal) quando submetida a esforços de tracção, é 150 mm. Para dimensões inferiores, os valores característicos, $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, podem ser incrementados pelo factor K_h , como se depreende da expressão 3.1.

$$K_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\} \quad (3.1.)$$

Em que h , é a altura quando em flexão, e a largura quando em tracção, dada em mm.

No entanto, para elementos de madeira lamelada colada, a altura referência da secção quando submetida à flexão ou a largura, quando submetida a esforços de tracção, é de 600 mm. Para dimensões inferiores, os valores característicos, $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, podem ser incrementados, também pelo factor K_h , obtido através da expressão 3.2.

$$K_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,2}, 1,1 \right\} \quad (3.2.)$$

Em que h , é a altura quando em flexão, e a largura quando em tracção, dada em mm.

3.3. MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA

3.3.1. REGRAS DE DIMENSIONAMENTO

Para dimensionamentos normais, o Método dos Coeficientes Parciais de Segurança, deve ser utilizado para a verificação dos Estados Limites. Neste método, as acções são multiplicadas por factores parciais, de forma a obter os esforços de cálculo, Ef_d , e as resistências, que são geralmente derivadas, de propriedades dos materiais, são divididas por factores parciais, para obtenção das resistências de cálculo, R_d . A verificação do cumprimento do Estado Limite acontece quando Ef_d é menor ou igual a R_d (expressão 3.3).

$$Ef_{d,ELU} \leq R_{d,ELU} \quad e \quad Ef_{d,ELS} \leq R_{d,ELS} \quad (3.3.)$$

Os valores utilizados para as acções e para as propriedades dos materiais são os valores característicos, ou outros representativos, já os factores parciais variam de acordo com o Estado Limite considerado.

Há que ter o cuidado, de que muitas vezes os Estados Limite, referentes ao processo construtivo, são mais severos que os referentes à obra já em utilização.

3.3.2. VALORES DE CÁLCULO DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Quando se lida com estruturas de madeira, e estando em linha, com o preconizado na EN 1990 (Eurocódigo 0), a resistência de cálculo é definida de acordo com a expressão 3.4 (EC5, 2.4.3).

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.4.)$$

O coeficiente de segurança γ_M , tem em conta a incerteza da resistência modelo definida para o dimensionamento, juntamente com os efeitos adversos das imperfeições geométricas. O valor do coeficiente de segurança pode ser consultado no EC5, *Tabela 2.3*, sendo transcrito do mesmo, no Quadro 3.3, os valores que o coeficiente de segurança pode assumir, para os tipos de madeira mais utilizados, e para as ligações.

Quadro 3.3 – Factores de Segurança para as propriedades dos materiais e resistências

Combinações Fundamentais	γ_M
Madeira Maciça	1,30
Madeira Lamelada Colada	1,25
LVL, OSB	1,20
Ligações	1,30

Para as combinações acidentais, o coeficiente de segurança a utilizar é em todos os casos, deve ser igual a 1,0.

A fim de determinar, o caso de carga condicionante do dimensionamento (i.e. o caso de carga que leva ao máximo momento flector, esforço de corte, etc.), as combinações devem ser cuidadosamente aplicadas, uma vez que em função das cargas intervenientes na combinação, a resistência do elemento

altera-se. Por exemplo, considerando o Estado Limite Último, para uma viga simplesmente apoiada carregada com o seu peso próprio, $Gk_{,1}$, uma carga permanente, $Gk_{,2}$, uma acção variável de média duração, $Q_{k,1}$, e uma outra carga variável de natureza distinta, de curta duração, $Q_{k,2}$. Adoptando a combinação fundamental, prevista na EN 1990, chegamos às diferentes combinações consideradas para determinar certo tipo de esforço (por exemplo um momento flector), que se apresentam de seguida:

$$1,35(Gk_{,1} + Gk_{,2}) \rightarrow Ef_1 \quad (3.5)$$

$$1,35(Gk_{,1} + Gk_{,2}) + 1,5 Q_{k,1} \rightarrow Ef_2 \quad (3.6)$$

$$1,35(Gk_{,1} + Gk_{,2}) + 1,5 Q_{k,2} \rightarrow Ef_3 \quad (3.7)$$

$$1,35(Gk_{,1} + Gk_{,2}) + 1,5 Q_{k,1} + 1,5 \Psi_{0,2} Q_{k,2} \rightarrow Ef_4 \quad (3.8)$$

$$1,35(Gk_{,1} + Gk_{,2}) + 1,5 Q_{k,2} + 1,5 \Psi_{0,1} Q_{k,1} \rightarrow Ef_5 \quad (3.9)$$

Quando a combinação de carga consiste em acções pertencentes a diferentes classes de duração, o efeito da duração das mesmas nas propriedades da madeira são tidas em conta pelo uso do factor de modificação (K_{mod}), já discutido em 3.2.4. O efeito das combinações de acções permanentes e acções variáveis, têm uma consequência mais reduzida na resistência da madeira, do que aquelas combinações onde só pontifiquem acções permanentes. Nesta base, e de acordo com o recomendado pelo EC5, 3.1.3 (2), o factor de modificação terá de ser o correspondente à acção, constituinte da combinação, com menor duração.

Quando exista uma relação linear entre acções e esforços, a combinação de dimensionamento, será aquela que possuirá o maior esforço depois de dividido pelo correspondente K_{mod} . Para o exemplo dado pelas expressões 3.5 -3.9, tomando o $K_{mod,perm}$, $K_{mod,med}$, e $K_{mod,curta}$, como os factores de modificação para as acções permanentes, de média duração, e de curta duração, respectivamente, e uma relação linear entre acções e correspondentes esforços, o valor de dimensionamento Ef_d , será o maior valor dado pela expressão 3.10.

$$Ef_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{Ef_1}{K_{mod,perm}} \\ \frac{Ef_2}{K_{mod,med}} \\ \frac{Ef_3}{K_{mod,curta}} \\ \frac{Ef_4}{K_{mod,curta}} \\ \frac{Ef_5}{K_{mod,curta}} \end{array} \right. \quad (3.10.)$$

Note-se, que quando o efeito favorável de uma acção variável é desprezado (i.e. $\gamma_Q=0$), isto significa que acção variável não está a ser aplicada nesse caso de carga particular, assim o K_{mod} , a ser usado nada terá a ver com essa acção variável, mas com a acção presente de menor duração.

3.4. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

3.4.1. NOÇÕES GERAIS

Os procedimentos de dimensionamento ao ELU, descritos neste sub-capítulo aplicam-se a todos os elementos de madeira maciça, madeira lamelada colada, ou produtos derivados da madeira, de secção transversal constante e cujo fio é paralelo ao eixo longitudinal da peça.

A análise de estruturas deve ter em conta as características de rigidez de acordo com o tipo de estrutura em análise. Assim, para uma análise de 1ª ordem de uma estrutura cuja distribuição interna de esforços não é afectada pela distribuição de rigidez dentro da estrutura, devem ser utilizados valores médios do módulo de elasticidade (E_{mean}), do módulo de escorregamento (K_{ser}) e do módulo de elasticidade transversal (G_{mean}). Quando o inverso se passa, devem-se usar os valores finais (expressões 3.11-3.13), ajustadas à acção que causa o maior ratio esforço/resistência.

$$E_{mean, fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 \times K_{def})} \quad (3.11.)$$

$$G_{mean, fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 \times K_{def})} \quad (3.12.)$$

$$K_{ser, fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 \times K_{def})} \quad (3.13.)$$

O factor K_{def} , pode ser consultado no EC 5, 3.1.4, e quantifica a deformação por fluência, correspondente a cada classe de serviço.

Quando se efectua uma análise linear de 2ª ordem, devem ser utilizados apenas valores de cálculo.

3.4.2. DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE MADEIRA

O campo das deformações e o campo das tensões num elemento estrutural genérico em madeira, submetido a uma solicitação arbitrária, é complexo. Assim, o dimensionamento óptimo destes elementos exige uma abordagem analítica rigorosa, que leve em conta a existência de estados tridimensionais de deformação e de tensão, bem como a natureza ortotrópica da madeira [16, 17]. Mesmo num elemento estrutural com uma forma global simples e sujeito a um carregamento elementar, a distribuição espacial das deformações e das tensões, pode ser complexa, em virtude da inclinação do fio da madeira e da existência de nós [20].

A análise do desempenho de qualquer elemento estrutural requer o conhecimento das propriedades mecânicas do material que o constitui. No caso da madeira, assim como para todos os materiais ortotrópicos, não é uma tarefa trivial determinar as verdadeiras relações tensão-deformação, incluindo as tensões junto à rotura.

No âmbito dos compósitos sintéticos de fibras de vidro e de carbono, um importante esforço de investigação tem sido dedicado ao problema da identificação do comportamento mecânico, particularmente do comportamento ao corte. O mesmo não é verdade no caso da madeira, havendo poucos trabalhos publicados sobre a caracterização completa do seu comportamento mecânico ortotrópico [22].

A maioria dos cálculos estruturais assentam na hipótese da madeira possuir um comportamento linear e elástico. Todavia, uma representação analítica mais realista do comportamento da madeira é

necessária para a resolução de vários problemas, como os que surgem nas ligações de elementos estruturais. De facto, como foi claramente demonstrado por vários autores, a madeira exibe um comportamento mecânico não linear [22]. Diversos métodos de modelação da não linearidade do comportamento mecânico dos materiais foram até hoje propostos. Esses métodos são classificados em diferentes categorias: métodos empíricos de ajustamento de curvas, modelos de elasticidade não linear, modelos de plasticidade e modelos de dano. Alguns destes modelos têm sido aplicados à madeira.

O EC5, no entanto limita ainda, a análise dos elementos a uma análise linear elástica, podendo apenas os elementos sujeitos a compressão, ser sujeitos a uma análise não linear (elasto-plástica). De seguida, apresenta-se, sumariamente, as expressões relativas à verificação do Estado Limite Último, para os esforços mais correntes em estruturas de madeira. Normalmente em vigas de vão médio (aproximadamente 6 m), a verificação da flexão é o aspecto mais crítico, enquanto que, em vigas de vão grande (> 6m), a verificação do Estado Limite de Serviço torna-se mais condicionante.

3.4.3. FLEXÃO

3.4.3.1. Comportamento da madeira face à flexão

No cálculo de uma secção rectangular à flexão, que se trata do caso mais frequente, é assumido pelo EC5, que o eixo neutro da peça se encontra no centro de gravidade da mesma. Mas observando o comportamento real do elemento, conclui-se que, a distribuição das tensões e deslocamentos corresponde a essa assunção apenas para esforços de flexão reduzidos (Fig.3.4a).

Na fase elástica, devido à variação do módulo de elasticidade da zona em compressão para a zona em tracção, o eixo neutro é deslocado em direcção à zona traccionada (Fig.3.4b). À medida que o carregamento aumenta, e visto que o limite de tensão resistente de compressão (σ_{c*}) é mais baixo que o limite de tensão resistente de tracção (σ_{t*}), cerca de três vezes, as fibras expostas à compressão vão ultrapassar mais cedo o limite elástico, que as fibras expostas à tracção. O momento em que as fibras traccionadas ainda estão em fase elástica, e nas fibras mais comprimidas, σ_{c*} , já foi atingido, trata-se do momento, em que se inicia o processo de redistribuição interna de esforços (Fig.3.4c). Quando as fibras traccionadas atingem, σ_{t*} , a secção esgota a capacidade de absorver esforço, através do aumento das cargas exteriores, dando-se assim a rotura.

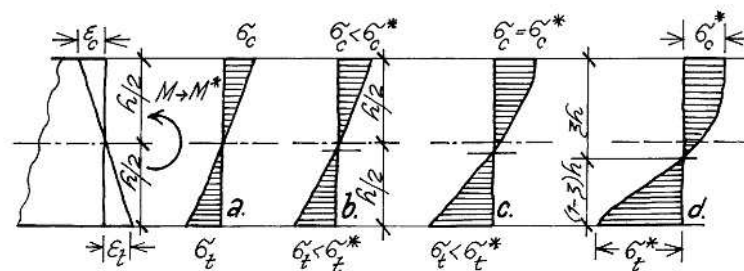


Fig.3.4 – Distribuição das tensões e deslocamentos numa secção transversal

A parte do diagrama da zona de compressão é parabólico, e o eixo neutro está mais próximo do bordo traccionado. No momento da rotura, as extensões mantêm uma relação aproximadamente linear. Existem diagramas simplificados que simulam o diagrama real de rotura da madeira, como é o caso do diagrama de Prantl-Royce, ou o modelo de Mirko Ros (Fig. 3.5).

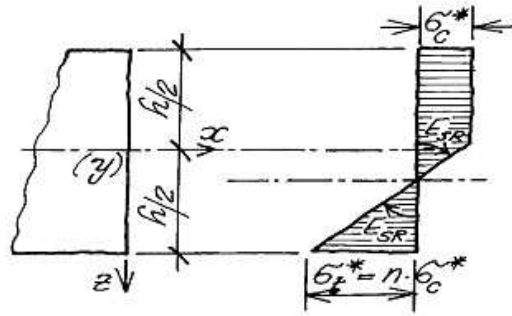


Fig.3.5 – Modelo de Mirko Ros

Por tudo que foi explanado anteriormente percebe-se que, a metodologia proposta pelo EC5 é conservativa ao limitar-se a uma análise linear elástica.

3.4.3.2. Flexão Desviada

Segundo a metodologia do EC5, quando uma secção estiver sujeita a flexão desviada, esta terá de cumprir as seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.14.), (3.15.)$$

O factor k_m , tem em conta a redistribuição dos esforços e os possíveis defeitos da secção, e toma o valor de 0,7 para secções rectangulares de madeira maciça, lamelada colada e LVL, e de 1 para outro tipo de secções.

3.4.3.3. Flexão Composta com Tracção paralela ao Fio

Muitas vezes, os elementos estruturais estão submetidos a esforços de natureza distinta. Em vigas submetidas a flexão composta com tracção paralela ao fio é necessário que sejam satisfeitas as expressões 3.16 e 3.17.

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.16.), (3.17.)$$

O factor K_m , assume os mesmos valores que os já referidos em 3.4.3.2.

3.4.3.4. Flexão Composta com Compressão paralela ao Fio

Mais frequente que a situação do ponto anterior, no cálculo de flexão composta com compressão paralela ao fio exige-se a satisfação, em simultâneo, das expressões (3.18 e 3.19).

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.18.), (3.19.)$$

Nestes casos, é necessário averiguar o risco de ocorrência de encurvadura. O EC 5, considera existir o risco de encurvadura quando os valores da esbelteza relativa, para as direcções em que haja a possibilidade de encurvadura, forem superiores a 0,3.

Na quantificação dos valores das esbeltezas relativas, para as diferentes direcções, normalmente, z-z e y-y, deverá ser utilizada a equação 3.20.

$$\lambda_{rel,y/z} = \frac{\lambda_{y/z}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (3.20.)$$

Quando a verificação da encurvadura não é dispensada, as expressões de dimensionamento são as seguintes (3.21 e 3.22):

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,y} \times f_{c,0,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,z} \times f_{c,0,d}} \right) + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.21.), (3.22.)$$

Onde $K_{c,y}$ e $K_{c,z}$, são factores de instabilidade que podem ser obtidos através das expressões 6.25 a 6.28 do EC 5.

3.4.3.5. Instabilidade lateral torsional (Bambeamento)

Este fenómeno de instabilidade de flexão de vigas, que se manifesta em secções esbeltas flectidas no seu plano de inércia máxima, consiste basicamente na ocorrência de encurvadura no plano perpendicular ao carregamento (Fig.3.6).

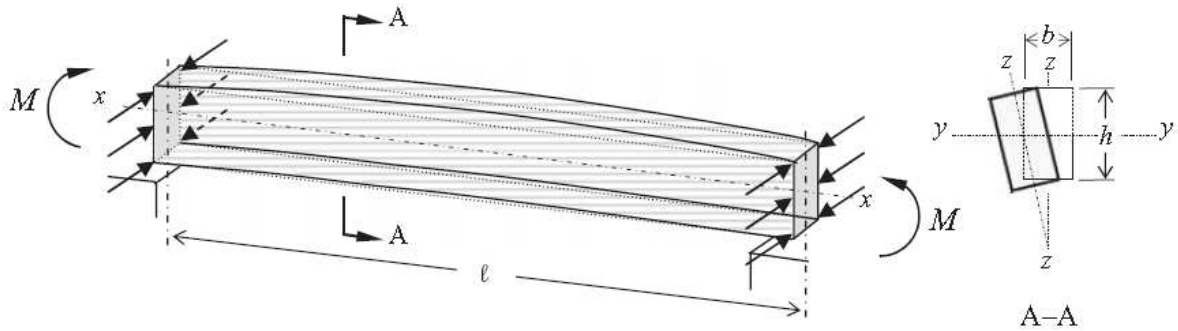


Fig.3.6 – Bambeamento de uma viga sujeita a Momento Flector em torno do eixo principal

Importa referir, que não há possibilidade de bambeamento, se o banzo comprimido estiver impedido de se deslocar lateralmente (ao longo do comprimento da viga) e cujos apoios impeçam a rotação da viga por torção, ou caso a esbelteza relativa para a flexão ($\lambda_{rel,m}$), seja inferior ou igual a 0,75. A esbelteza relativa pode ser obtida pela expressão 3.23.

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (3.23.)$$

Secções que possuem momentos iguais em torno dos dois eixos, caso de secções quadradas ou circulares, não terão problemas de instabilidade, e $f_{m,y,d}$ será igual a $f_{m,z,d}$.

A verificação tem por base o cálculo do coeficiente de bambeamento, k_{crit} (expressão 3.24). Trata-se de um coeficiente redutor da capacidade resistente, em consequência do fenómeno de bambeamento. O coeficiente de bambeamento, k_{crit} é calculado com base no valor da “tensão crítica de instabilidade por bambeamento”, $\sigma_{m,crit}$ (expressão 3.25). Este valor é calculado através da teoria da elasticidade, considerando o valor característico do módulo de elasticidade.

$$k_m = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \times \lambda_{rel,m} & \text{se } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,40 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{se } 1,40 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (3.24.)$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} W_y} \quad (3.25.)$$

Quando, $\lambda_{rel,m}$ é maior que 1,4, o ratio $f_{m,k} / \sigma_{m,crit}$ é aproximadamente igual a 2, e é tomado como o limite elástico do material, o elemento é considerado como rompendo por encurvadura elástica e a tensão crítica, passa a ser a tensão de dimensionamento. Para valores de $\lambda_{rel,m}$, entre 0,75 e 1,4, a secção rompe de forma inelástica, e o EC 5 adopta uma relação aproximadamente linear entre a esbelteza relativa e a resistência do elemento.

O comprimento efectivo (l_{ef}) de uma viga, pode ser consultado através do Quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Relação entre o comprimento efectivo e o comprimento teórico

Tipo de Viga	Tipo de Carregamento	$l_{ef}/l^{(a)}$
Simplesmente Apoiada	Momento Constante	1,0
	Carga Uniformemente Distribuída	0,9
	Força concentrada a meio vão	0,8
Consola	Carga Uniformemente Distribuída	0,5
	Força concentrada na extremidade	0,8

^(a) O ratio entre o comprimento efectivo e o comprimento teórico é válido para vigas cujos apoios impeçam a torção da viga, e carregadas no centro de gravidade. Se a carga for aplicada no banzo comprimido da viga, o comprimento efectivo deve ser aumentado de 2h, mas se a carga for aplicada no banzo traccionado da viga, o comprimento efectivo poderá ser reduzido de 0,5h.

A expressão regulamentar que visa a verificação dos elementos quando sujeitos ao bambeamento, é a seguinte (expressão 3.26).

$$\left(\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} f_{t,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{K_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (3.26.)$$

Na prática, devem ser tomadas medidas para evitar a possibilidade de ocorrência do bambeamento, visto que este fenómeno diminui muito a capacidade resistente de uma secção. Assim, deve-se tentar reduzir o mais possível o comprimento de encurvadura, aumentar a rigidez de flexão lateral e a rigidez de torção, além das medidas acima indicadas.

3.4.3.6. Flexão em elementos com entalhe

Quando elementos de madeira são entalhados, podem ocorrer concentrações de tensões na zona do entalhe, e dependendo do tipo de tensões, os efeitos daí decorrentes têm de ser levados em conta.

Para elementos com entalhe e sujeitos à flexão, como descrito no EC 5, 6.5.1(2), a concentração de tensões pode ser ignorada se, da flexão resultar tensões de tracção no entalhe e a inclinação do mesmo for inferior a 1:10, ou quando ocorram apenas tensões de compressão.

Quando uma viga tem uma secção transversal rectangular, e o fio é paralelo ao eixo longitudinal da peça, possuindo um entalhe no apoio, o efeito da concentração de tensões tem de ser considerado e analisado convenientemente.

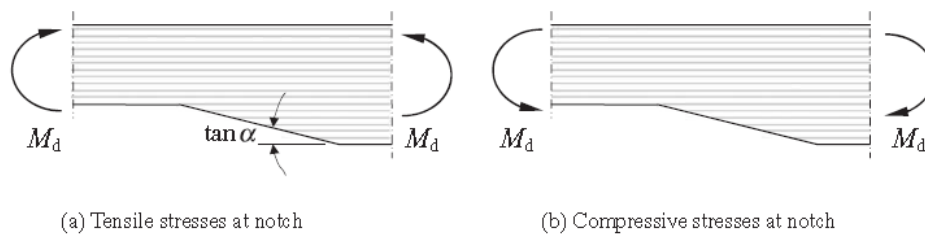


Fig.3.7 – Vigas com entalhes sujeitas a momentos

3.4.4. CORTE

3.4.4.1. Generalidades

Os esforços de corte estão normalmente associados à flexão, logo, sempre que ocorre um carregamento no elemento provocando momento flector, existirão também esforços de corte paralelos ao eixo longitudinal da peça, e para atingir o equilíbrio, desenvolver-se-ão também esforços de corte perpendiculares ao eixo longitudinal (Fig.3.8).

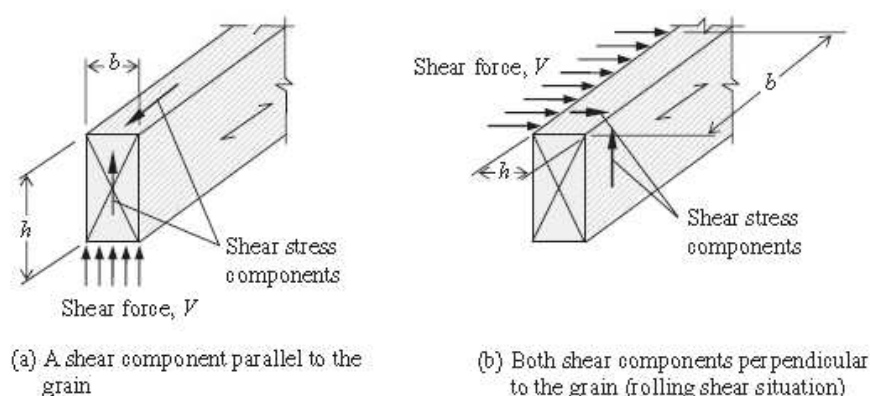


Fig.3.8 – Componentes do esforço de corte num elemento de madeira [10]

O esforço de corte origina tensões tangenciais que actuam sobre as fibras da madeira, segundo diversos modos. Na Fig. 3.9, apresentam-se as distintas formas de tensões tangenciais que podem ocorrer na madeira, em função da orientação das fibras em relação ao esforço de corte.

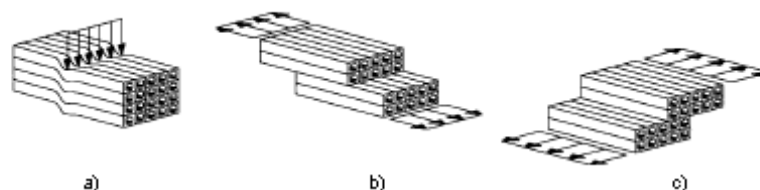


Fig.3.9 – Tensões tangenciais que podem ocorrer na madeira. Tensões de corte, de deslizamento e de rotação.

Nas tensões tangenciais de corte, as fibras são cortadas transversalmente por este esforço. Esta rotura ocorre por esmagamento. Nas tensões longitudinais de deslizamento, a rotura é produzida por deslizamento entre as fibras, longitudinalmente. As tensões tangenciais de rotação, levam à rotura por deslizamento transversal das fibras.

Nos elementos submetidos, simultaneamente, à flexão e ao corte, desenvolvem-se tensões tangenciais quer de corte quer de deslizamento. A rotura ocorre segundo o plano mais fraco, que é o mesmo que afirmar que a rotura se dá por deslizamento. O esforço de corte é dependente da geometria da viga e da configuração da carga. A rotura local por corte, ocorre quando o esforço é paralelo ao fio, i.e. esforços de corte actuando no plano longitudinal-tangencial (LT) ou longitudinal-radial (LR), excede a resistência ao corte.

A resistência ao corte de elementos de madeira é difícil de quantificar, uma vez que depende da secção do elemento, do tipo de carga, das fissuras já existentes, da presença de nós, inclinação do fio e teor de humidade. Uma rotura por corte puro, é difícil de atingir, uma vez que o corte interage sempre com o momento flector e tensões perpendiculares ao fio. Adicionalmente, pode ocorrer rotura por propagação das fissuras desde a extremidade do elemento até a uma das faces.

A rotura por corte em muitos materiais isotrópicos tende a ser orientada a 45° com o eixo neutro. No entanto, a madeira como material ortotrópico e constituída por fibras dispostas longitudinalmente e fracamente ligadas, tende a ter uma rotura por corte através de planos paralelos a essas fibras (Fig.3.10).

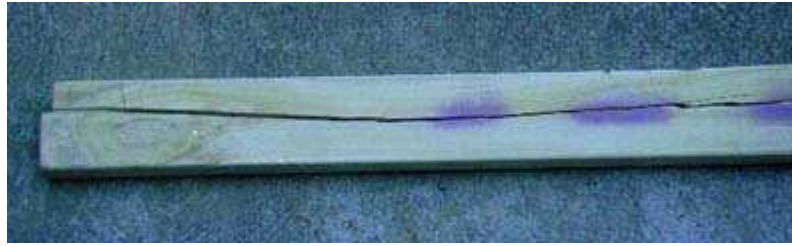


Fig.3.10 – Rotura por corte de um elemento de madeira

As fendas por corte, enfraquecem consideravelmente a secção, reduzindo para cerca de metade o módulo de elasticidade inicial, tornando o elemento muito mais flexível (a Inércia reduz-se para cerca de $\frac{1}{4}$). A significativa redução da resistência à flexão e da rigidez do elemento, significa que podem daí advir roturas (potencialmente catastróficas). No entanto, quando se inicia a rotura por corte da secção, esta experimenta um aumento considerável de deformação, podendo avisar os utilizadores de uma rotura iminente.

Usualmente, em vigas simplesmente apoiadas ou em vigas contínuas, o esforço de corte máximo ocorre na zona junto dos apoios. Esta transferência de cargas ocorre por compressão perpendicular ao fio, sem geração de momentos flectores. O efeito desta transferência, nas linhas de influência do esforço de corte está ilustrado na Fig.3.11., e é semelhante ao modelo de treliça de Mørsh, adoptado para as vigas de betão armado.

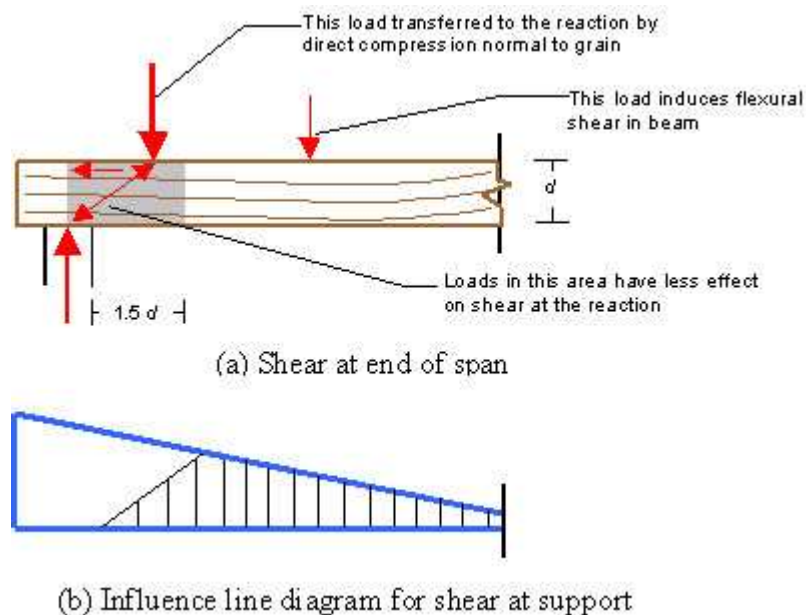


Fig.3.11 – Transferência das cargas na zona junto ao apoio. [23]

O esforço de corte de cálculo deve ser determinado de acordo apenas com as acções que actuem no vão efectivo de corte. Ou seja, as acções, a uma distância do apoio, inferior à altura do elemento, podem ser desprezadas. Essas acções são transmitidas por compressão directa no apoio. É relativamente raro, que a capacidade resistente ao corte do elemento seja excedida. Verifica-se experimentalmente, que mesmo as vigas com capacidade resistente ao corte reduzida, raramente têm rotura por corte, a não ser que, haja já fissuras de corte nos extremos do elemento ou já entalhes de

grandes dimensões, na face inferior da viga. A rotura mais frequente, é por flexão ou por compressão perpendicular ao fio.

3.4.4.2. Metodologia do Eurocódigo 5

A verificação ao corte, segundo o EC 5, é obtida através da expressão 3.27, para tensões tangenciais com uma componente de esforço de corte, paralelo ao fio, ou com as componentes perpendiculares ao fio.

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (3.27.)$$

A determinação da resistência ao corte, proposta no EC 5, ignora a fissuração existente no elemento.

A tensão tangencial de cálculo, τ_d , é determinada com base no comportamento linear elástico do material. Assim para uma secção rectangular, sujeita a esforço de corte, a tensão é determinada com base na expressão 3.28.

$$\tau_d = \frac{3 \times V_{sd}}{2 \times b \times h} \quad (3.28.)$$

A tensão tangencial, será máxima ao nível do eixo neutro, e nula nas fibras extremas da secção.

Na verificação da segurança ao corte, deve-se ter em atenção, a presença de entalhes na face do elemento junto ao apoio (Fig.3.12). Nestes casos, o EC 5 prevê um factor de redução da capacidade resistente ao corte, K_v (EC 5, 6.5.2), que depende da inclinação do entalhe.

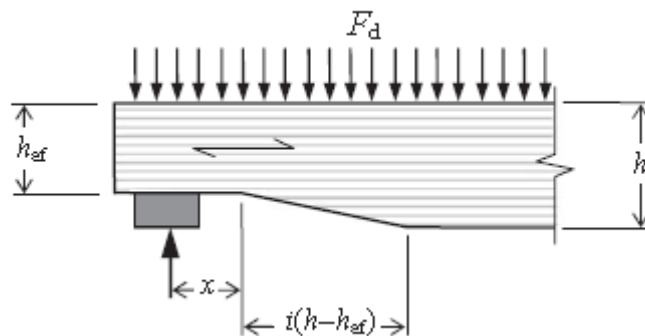


Fig.3.12 – Viga com entalhe junto ao apoio

3.4.5. TORÇÃO

Quando um elemento está sujeito à torção, esforços de corte são gerados ao longo da secção, e através da teoria da elasticidade, para secções sólidas, pode ser demonstrado que o elemento está sujeito a um momento torsor. A verificação de um elemento à torção é dada pela expressão 3.29. A tensão resistente da torção é obtida através da majoração da tensão resistente ao corte, pelo factor K_{shape} .

$$\tau_{tor,d} = K_{shape} f_{v,d} \quad (3.29.)$$

O factor K_{shape} , depende da forma da secção, e é dado pela expressão 3.30.

$$K_{shape} = \begin{cases} 1,2 & \text{para secções circulares} \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,15 \left(\frac{h}{b} \right) \\ 2,0 \end{array} \right\} & \text{para secções rectangulares} \end{cases} \quad (3.30.)$$

3.4.6.COMBINAÇÃO DO CORTE COM TORÇÃO

O EC 5 apenas trata elementos sujeitos a corte ou torção isoladamente e nunca quando actuados os dois simultaneamente.

Quando um elemento está sujeito a esforços de torção e de corte em simultâneo, estes esforços irão se combinar e haverá a necessidade de a secção ser dimensionada para o esforço de corte máximo, fruto dessa combinação. Há ainda pouco conhecimento nesta área, no entanto, existem autores que desenvolveram expressões que determinam a resistência de um elemento quando sujeito a esses dois esforços, como é o exemplo de Aune, 1995 [23]. A expressão 3.31 é proposta por Aune.

$$\frac{\tau_{tor,d}}{K_{shape}} + \left(\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (3.31.)$$

A expressão desenvolvida por Aune [23], assume que no elemento há uma redistribuição de esforços, aumentando a resistência ao corte da secção. Como alternativa, e de forma mais conservativa, pode ser adoptada uma sobreposição de efeitos, ou seja, o esforço de corte é adicionado linearmente ao esforço de corte provocado pela torção, a equação que rege o critério de rotura é a seguinte (expressão 3.32.).

$$\frac{\tau_{tor,d}}{K_{shape}} + \left(\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \right) \leq 1 \quad (3.32.)$$

O esforço de corte originado pela torção não interage com o momento flector, compressão, ou tracção, assim quando um elemento é sujeito a esse tipo de esforços, a verificação à torção é feita apenas por meio da expressão 3.29.

3.4.7.DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS EM MADEIRA LAMELADA COLADA

3.4.7.1. Generalidades

O uso de elementos lamelados colados para propósitos estruturais oferece vantagens de resistência e proporciona um ratio elevado de rigidez/peso próprio. É ainda possível, com estes elementos, atingir uma resistência ao fogo considerável.

O uso de finas lamelas na constituição da secção, torna possível a manufatura de formas complicadas, assim como o alcance de comprimentos de elementos elevados. Essas lamelas proporcionam ainda uma distribuição mais eficaz dos defeitos pela secção, reduzindo a variabilidade e aumentando a resistência da mesma. Os elementos de madeira lamelada colada podem funcionar como pilares, vigas ou elementos sujeitos a esforços axiais combinados com flexão. A produção destes elementos deve obedecer ao requisitos constantes da norma EN386:2001, sendo o seu processo de dimensionamento dependente da constituição do elemento, se constituídas por madeira da mesma

classe de resistência e espécie (Glulam Homogéneo) ou se formados por diferentes espécies e classes de resistência (Glulam Combinado).

As classes de resistência estão previstas na norma EN 1194:2003 [18], neste documento legal consta ainda as combinações possíveis de espécies e classes de resistência para obtenção de Glulam Combinado.

Neste sub-capítulo, descrever-se-á aspectos particulares do processo de dimensionamento de elementos de madeira lamelada colada, de acordo com o EC 5. Esses aspectos particulares, incidem sobre elementos cujo eixo longitudinal ou secção variam, como são os casos demonstrados na Fig. 3.13, já que os casos em que os elementos de madeira lamelada colada que tenham eixo longitudinal recto e não haja variação da secção, as verificações para ELU são realizadas de acordo com o exposto nos pontos anteriores.

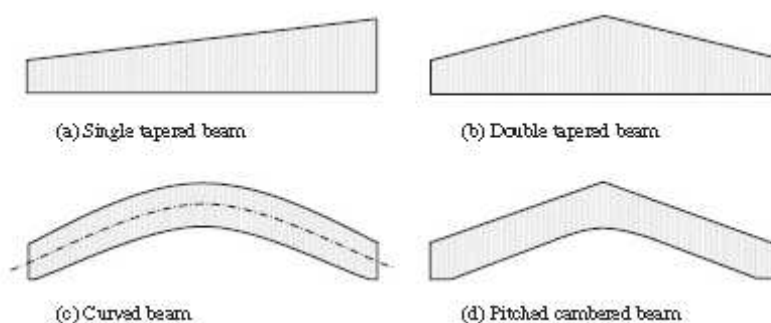


Fig.3.13 – Viga de 1 água (a), viga de 2 águas (b), Viga curva (c), Viga de 2 águas, com intradorso curvo (d)

Os elementos da Fig. 3.13, apresentam um comportamento diferencial dos restantes, em virtude da inclinação da secção, isto provoca uma distribuição não linear de tensões devidas a momentos flectores, e na zona do cume das vigas da Fig. 3.13 (b) e (d), há a indução de tensões radiais perpendiculares ao fio. Se o momento flector tende a aumentar o raio de curvatura da viga, as tensões radiais serão tensões de tracção perpendiculares ao fio, no entanto, se o momento flector actuar de forma a diminuir o raio de curvatura essas tensões serão de compressão perpendicular ao fio.

Neste tipo de vigas, é recomendado que as lamelas sejam paralelas ao bordo em tracção, para que o bordo inclinado esteja em compressão coincidente com o fio quando sujeito a cargas verticais. Assim, evita-se tracções que não sejam coincidentes com o fio.

3.4.7.2. Dimensionamento de Vigas de 1 água

Este tipo de viga possui secção rectangular e uma inclinação linear de um extremo a outro, como mostra a Fig. 3.14. Nenhum limite para o ângulo α , é imposto no EC 5, mas na prática este varia entre 0 a 10°, propicio à utilização destas vigas em coberturas.

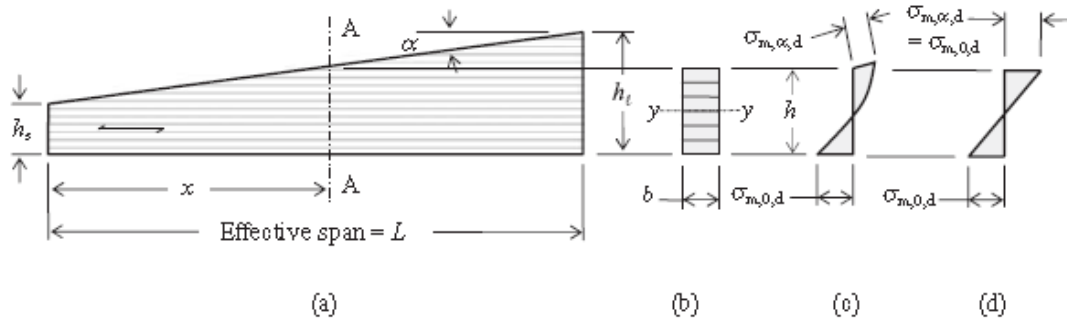


Fig.3.14 – Viga de 1 água (a), Secção Transversal (b), Tensões devidas à flexão (c), distribuição das tensões segundo o EC 5 (d)

No que respeita, às tensões máximas de corte, devido à inclinação da viga, a distribuição dos esforços de corte irão variar ao longo da profundidade da secção, e ao longo do desenvolvimento da viga. Quando sujeita a cargas uniformemente distribuídas ou a forças concentradas a meio vão, a máxima tensão de corte, irá ocorrer a meia altura da viga, e será dada pela expressão 3.28. A tensão resistente ao esforço de corte é determinada da mesma forma que a prevista em 3.4.4.

Devido à inclinação da viga, quando sujeita a momento flector, a distribuição das tensões resultantes é não-linear, como já referido anteriormente, com base na análise de Riberholt [27], que refere que em qualquer secção ao longo da viga, a máxima tensão paralela à face inclinada e a máxima tensão paralela à face horizontal é aproximadamente dada pelas expressões 3.33 e 3.34.

$$\text{Tensão paralela à face inclinada} = \left(1 - 3,7 \times \tan^2 \alpha \right) \times \frac{M}{W_y} \quad (3.33.)$$

$$\text{Tensão paralela à face horizontal} = \left(1 + 3,7 \times \tan^2 \alpha \right) \times \frac{M}{W_y} \quad (3.34.)$$

Onde W_y é módulo de flexão segundo eixo yy .

No entanto, o EC 5, de forma a simplificar o processo de dimensionamento, obtém os esforços através da teoria linear elástica, ignorando o efeito da variação da secção. A tensão paralela à face inclinada assim como a tensão horizontal paralela à face inferior, são tomadas iguais à assunção de que não existe inclinação da secção da viga, como se pode ver na Fig. 3.13(d). Como se pode depreender das expressões 3.33 e 3.34, esta é uma aproximação conservativa das tensões presentes na face inclinada, o mesmo não ocorrendo na face inferior, onde o esforço é ligeiramente subestimado.

Para vigas com inclinação até 10%, a tensão na parte inferior da viga é subestimada até um máximo de 11%. Quando a inclinação aumenta, para lá dos 10%, essa subestimação da tensão aumenta rapidamente, daí que seja recomendado a aplicação da expressão 3.34., para determinação da tensão actuante que posteriormente será comparada com a tensão resistente.

Com base na aproximação assumida pelo EC5, a tensão actuante é determinada, de acordo com a expressão 3.35.

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6M_d}{bh^2} \quad (3.35.)$$

O EC 5 estabelece ainda que a tensão actuante (ao nível das fibras extremas adjacentes à face inclinada) deve obedecer à expressão 3.36, para a verificação da segurança.

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq K_{m,\alpha} f_{m,d} \quad (3.36.)$$

Na expressão anterior $K_{m,\alpha}$ depende do tipo de esforço nas fibras extremas da face inclinada. Assim, se houver tracção nessa face, $K_{m,\alpha}$ é obtido pela expressão 3.37, se houver compressão, o mesmo factor é obtido pela expressão 3.38.

$$K_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \times \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad (3.37.)$$

$$K_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \times \tan^2 \alpha \right)^2}} \quad (3.38.)$$

Este tipo viga pode sofrer fenómenos de instabilidade, nomeadamente bambeamento. A verificação de tal fenómeno, é feita em concordância com o ponto 3.4.3.5 deste trabalho.

3.4.7.3. Dimensionamento de Vigas de 2 águas, de águas com intradorso curvo e de vigas curvas

Estes tipos de vigas têm secção transversal rectangular. O dimensionamento deste género de vigas deve verificar o referido, no ponto anterior, nas zonas em que tenham apenas uma água. No dimensionamento ao ELU, estes elementos dividem-se em duas zonas, a zona onde o ponto anterior se aplica, ou seja, onde a viga possui uma inclinação linear, e a zona do cume (Fig.3.15.).

Na zona do cume, é necessário ter em atenção diversos fenómenos que reduzem a resistência do elemento, nomeadamente, tensões residuais resultantes do processo de fabricação, distribuição interna de esforços, e a combinação de tensões de corte com tensões radiais perpendiculares às lamelas, causadas pela flexão.

O volume sujeito a essas tensões radiais é limitado a 2/3 do volume da viga.

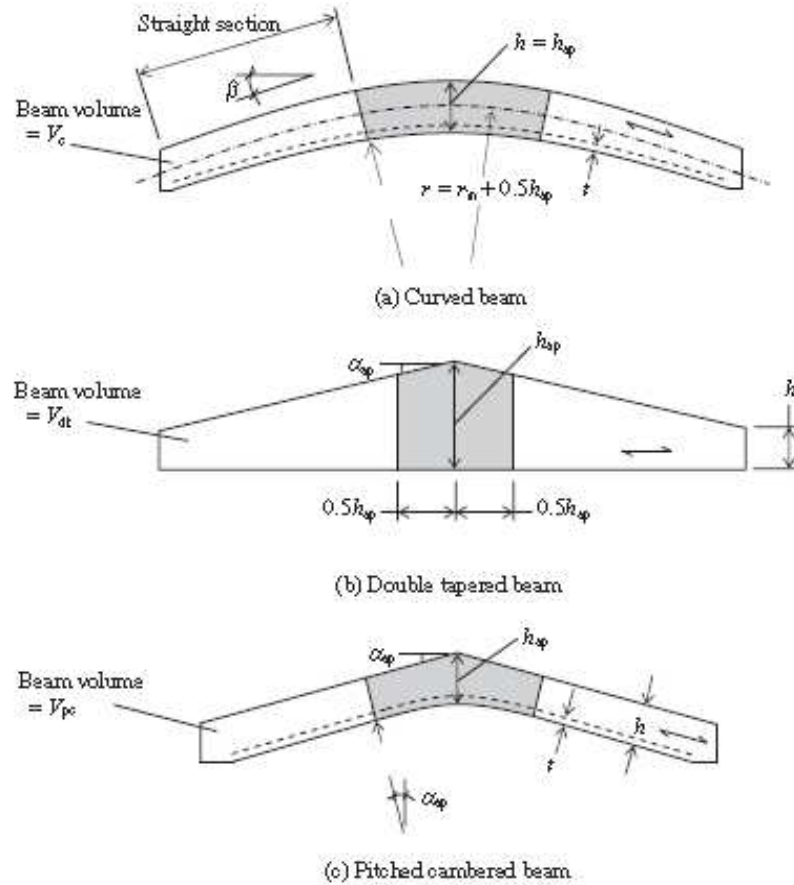


Fig.3.15 – Zona do Cume (zona a sombreado) nos diferentes tipos de viga [10]

Na zona do cume, de vigas de 2 águas (de dupla pendente), a distribuição das tensões devidas à flexão é complexa e não-linear, como se mostra na Figura 3.16. A tensão nas fibras superiores será nula (Fig.3.16 (c)), já as tensões radiais serão máximas ao nível do eixo neutro (Fig.3.15(d)).

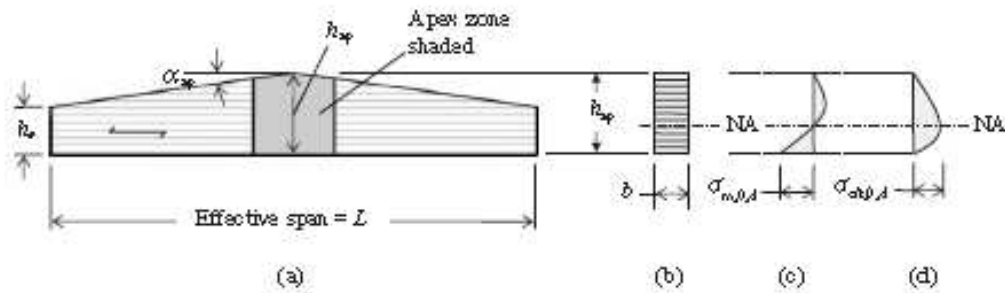


Fig.3.16 – Tensões devidas à flexão e radiais na zona do cume de uma viga de 2 águas

Sob a acção de um momento, $M_{ap,d}$, na zona do cume, a consequente tensão máxima, $\sigma_{m,0,d}$, é definida no EC 5 pela seguinte expressão:

$$\sigma_{m,0,d} = k_l \times \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad (3.39.)$$

Em que, K_l é obtido pela expressão 6.43 do EC 5.

A tensão resistente, é por sua vez, dada pela expressão 3.40.

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d} \quad (3.40.)$$

O factor K_r , tem em conta a redução da resistência das lamelas devido à indução de curvatura no processo de fabricação. O valor deste factor é obtido através da expressão 6.49 do EC 5.

A distribuição das tensões devidas à flexão nas vigas curvas não é linear. A posição do eixo neutro será abaixo do centro de gravidade da secção, e a distribuição das tensões será como mostra a Fig. 3.17., com a máxima tensão a ocorrer na face interior.

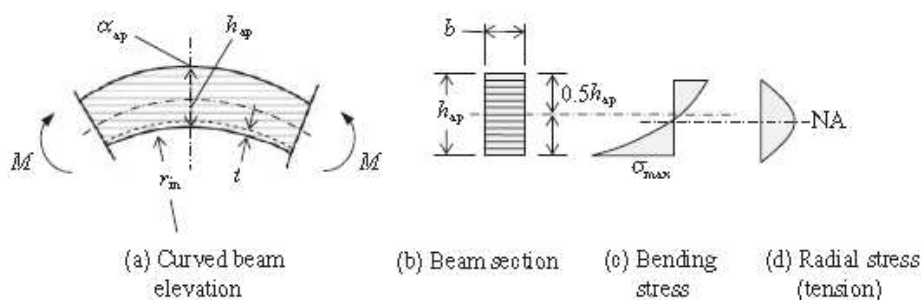


Fig.3.17 – Tensões devidas à flexão e radiais para vigas curvas

No que respeita, às tensões radiais, em vigas de duas águas, estas apresentam o valor máximo ao nível do eixo neutro e são nulas, nas fibras extremas da secção. Quando sob a acção de um momento, $M_{ap,d}$, na zona do cume, a tensão radial crítica será a tensão de tracção perpendicular ao fio, $\sigma_{t,0,d}$, sendo que esta tensão é obtida por meio da seguinte expressão:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \times \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} \quad (3.41.)$$

Em que K_p , é determinado pela expressão 6.56 do EC5.

A tensão de tracção perpendicular ao fio é tem de obedecer à seguinte expressão 3.42.

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \times K_{vol} \times f_{t,90,d} \quad (3.42.)$$

Em que o factor K_{dis} tem em conta o efeito da distribuição dos esforços na zona do cume, e o factor K_{vol} , tem em conta o efeito volume, e a maior probabilidade da existência de defeitos. O valor do volume tensionado para quantificação de K_{vol} , pode ser consultado no seguinte quadro.

Quadro 3.5 – Volume Tensionado na zona do cume

Tipo de Viga	Volume Tensionado na zona do cume
Viga Curva	$\frac{\beta \pi}{180} \times b \times (h_{ap}^2 + 2 h_{ap} r_{in})$
Viga de 2 águas	$b \times h^2 \times (1 - 0,25 \tan \alpha_{ap})$
Viga de 2 águas com intradorso curvo	$b \times \left(\sin \alpha_{ap} \cos \alpha_{ap} (r_{in} + h_{ap})^2 - r_{in}^2 \frac{\alpha_{ap} \pi}{180} \right)$

Os parâmetros constantes do quadro anterior podem ser consultados na Fig. 3.13.

3.5. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE SERVIÇO (ELS)

3.5.1. DEFORMAÇÃO POR FLEXÃO E CORTE

O EC 5 regulamenta que a deformação de qualquer elemento de madeira, deva ser compatível com o funcionamento previsto para a estrutura, não devendo apresentar aspecto desagradável, devido à excessiva deformação, nem condicionar ou danificar outros elementos adjacentes à própria estrutura.

No EC 5, a verificação do Estado Limite de Utilização, é feita através da verificação da deformação e o controlo da vibração, o que muitas vezes condiciona o dimensionamento dos elementos estruturais.

Neste sub-capítulo, dar-se-á apenas ênfase à verificação da deformação, uma vez que o controlo das vibrações é executado apenas para pavimentos de madeira, situação cada vez mais rara, dada as desvantagens de tais pavimentos.

A deformação da madeira ou de produtos derivados da mesma, é constituída por várias componentes, como se pode ver na Fig.3.18. A fim de limitar a deformação final da madeira a limites regulamentares, aplica-se diversas vezes uma contra-flecha (w_c), antes sequer da aplicação de qualquer carga. No instante, em que as cargas são aplicadas na estrutura, o elemento sofre uma deformação instantânea (w_{inst}), que durante a sua vida útil é incrementada através deformação relativa à fluência (w_{creep}).

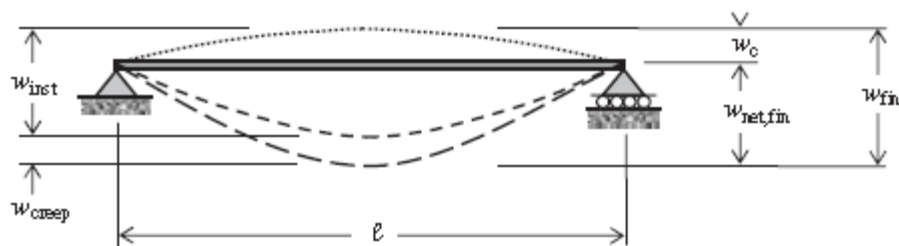


Fig.3.18 – Componentes da deformação de uma viga (baseada na Figura 7.1 do EC5)

O EC 5 estabelece limites de deformação a serem cumpridos, nomeadamente, no que diz respeito à deformação final ($w_{fin} = w_c + w_{net,fin}$), e à deformação instantânea. Pode-se observar esses limites através do Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Valores limite de deformação para vigas segundo o EC 5

Tipo de Viga	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Duplamente Apoiada	$l/300$ a $l/500$	$l/250$ a $l/350$	$l/150$ a $l/300$
Consola	$l/150$ a $l/250$	$l/125$ a $l/175$	$l/75$ a $l/150$

No EC5, a verificação do Estado Limite de Serviço, é baseada na combinação característica de acções, para a determinação de deslocamentos instantâneos.

A terminologia usada no EC 5, para descrever os deslocamentos ocorridos na estrutura é a mesma que a representada na Fig 3.18, mas com a letra u , em vez de w .

A deformação instantânea de um membro sólido, u_{inst} , deve ser determinada com base, na já referida combinação característica de acções, e valor médio do módulo de elasticidade, $E_{0,mean}$, e ou valor médio do módulo de elasticidade transversal, G_{mean} . A relação entre estas duas propriedades da madeira, anda à volta de $G_{mean} = E_{0,mean}/16$.

A deformação final, u_{fin} , é obtida através da combinação da flecha instantânea e da deformação por fluência.

O comportamento à fluência da madeira e dos produtos derivados é função de diversos factores, assim e de forma a simplificar o processo de dimensionamento, o EC 5 assume uma relação, para estruturas com comportamento linear elástico e constituídas por elementos e ligações com o mesmo comportamento à fluência, entre a deformação instantânea e deformação por fluência igual à expressão 3.32.

$$u_{creep} = K_{def} u_{inst} \quad (3.43.)$$

Onde K_{def} , é um factor de deformação, que depende do tipo de material utilizado e da classe de serviço a que estará sujeito, e pode ser consultado no EC 5, Tabela 3.2.

Estruturas que cumpram as condições acima expostas, têm uma deformação final dada pela expressão 3.33.

$$u_{fin} = u_{inst} + u_{creep} = u_{inst} (1 + K_{def}) \quad (3.44.)$$

Na determinação da deformação final provocada por acções variáveis, deve-se apenas entrar com os valores quase-permanentes das mesmas, como mostra a seguintes expressão.

$$u_{fin,Q} = u_{inst,Q} + u_{creep,Q} = u_{inst,Q} (1 + \psi_2 \times K_{def}) \quad (3.45.)$$

Quando as estruturas, tenham elementos ou ligações com comportamentos diferentes à fluência, esse mesmo comportamento diferencial vai afectar a rigidez e a distribuição de esforços, e a relação linear entre a deformação instantânea e a deformação por fluência que acontece na situação anterior deixa de se verificar. Assim, a deformação por fluência, é determinada usando a condição de carregamento instantâneo e as propriedades reduzidas de rigidez dos elementos da estrutura. As propriedades reduzidas da rigidez são dadas pelas seguintes expressões.

$$E_{mean, fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + K_{def})} \quad G_{mean, fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + K_{def})} \quad K_{ser, fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + K_{def})} \quad (3.46.), (3.47), (3.48)$$

Assim, a deformação final é dada pela seguinte expressão.

$$u_{fin} = u_{inst+creep} \quad (3.49.)$$

A fluência surge devido ao efeito combinado da duração das cargas, do teor de humidade e do nível de tensão. Assegurando que a temperatura, não excede os 50°C, esta tem um efeito desprezável na fluência.

Quando um elemento é sujeito à flexão através de forças de corte, em adição à deformação devido ao momento flector, o elemento irá se deformar também devido ao efeito dessas forças. Essa deformação será primeiramente função do ratio do módulo de elasticidade pelo módulo de elasticidade transversal.

Considerando, por exemplo, uma viga simplesmente apoiada de secção rectangular, de altura h , e vão l , carregada com uma força concentrada a meio vão. O ratio entre a deformação instantânea a meio vão causada pelas forças de corte, $u_{inst,v}$, e a deformação instantânea também a meio vão provocada pelo momento flector, $u_{inst,m}$, será dada aproximadamente pela expressão 3.38.

$$\frac{u_{inst,v}}{u_{inst,m}} = 1,2 \times \frac{E_{0,mean}}{G_{mean}} \times \left(\frac{h}{l} \right)^2 \quad (3.50.)$$

Para o aço estrutural, em que o ratio entre módulos de elasticidade é aproximadamente 2 e consequentemente a deformação por efeito do corte é geralmente ignorada. Com a madeira, isso não ocorre, uma vez que esse ratio ascende ao valor de 16 e visto que, a maioria das vigas possui uma relação h/l entre 0,1 e 0,05, resultando em deformação por corte entre 5 a 20% do valor obtido para a flexão. Como se trata de uma significativa percentagem, não se pode desprezar este efeito, aquando da verificação do ELS. A deformação por corte pode ser expressa em termos de um factor de amplificação da deflexão devida ao momento flector. No Quadro 3.7, está expresso alguns factores de amplificação da deformação por flexão, de forma a ter em conta o efeito das forças de corte. Esses factores de amplificação, aplicam-se a vigas simplesmente apoiadas ou a vigas em consola, de secção rectangular.

Quadro 3.7 – Factores de Amplificação da deformada por flexão

Tipo de Viga	Tipo de Carregamento	Deformação devido à flexão	Factor de Amplificação
Viga Simplesmente Apoiada	Força Concentrada (P) a meio vão	$\frac{P}{4E_{0,mean}^b} \left(\frac{l}{h}\right)^3$	$1 + 1,2 \left(\frac{E_{0,mean}}{G_{0,mean}}\right) \left(\frac{h}{l}\right)^2$
	Força Concentrada (P) a 25% ou 75% do vão	$\frac{11P}{32E_{0,mean}^b} \left(\frac{l}{h}\right)^3$	$1 + 0,873 \left(\frac{E_{0,mean}}{G_{0,mean}}\right) \left(\frac{h}{l}\right)^2$
	Força Concentrada (P) a 25, 50 e 75 % do vão	$\frac{19P}{32E_{0,mean}^b} \left(\frac{l}{h}\right)^3$	$1 + 1,011 \left(\frac{E_{0,mean}}{G_{0,mean}}\right) \left(\frac{h}{l}\right)^2$
Viga em Consola	Força Concentrada (P) na Extremidade da Consola	$\frac{4P}{E_{0,mean}^b} \left(\frac{l}{h}\right)^3$	$1 + 0,3 \left(\frac{E_{0,mean}}{G_{0,mean}}\right) \left(\frac{h}{l}\right)^2$

3.5.2. DEFORMAÇÃO POR COMPRESSÃO NA ZONA DOS APOIOS

Quando $K_{c,90}$ (factor que tem em conta o tipo de carga, possibilidade de fendimento e o grau de deformação por compressão), é igual à unidade, a extensão será de aproximadamente 2 a 3% e a deformação por compressão do elemento nos apoios, para o ELS poderá ser ignorado. Mas, se em ELU, é necessário um valor elevado de $K_{c,90}$, para obter a necessária resistência, a extensão poderá atingir os 10% e deformação adicional causada pela compressão, nas zonas de apoio, tem de ser considerada para o ELS.

3.6. LIGAÇÕES

3.6.1. LIGAÇÕES DO TIPO CAVILHA

O termo cavilha refere-se genericamente a pregos, parafusos de porca e auto-roscentes e cavilhas propriamente ditas. Os elementos de fixação do tipo cavilha são meios de junção de natureza mecânica, que transmitem os esforços mediante elementos metálicos através de tensões de esmagamento localizado sobre a madeira, e têm a forma de cavilha que atravessa as peças.

Normalmente, estes elementos de ligação são submetidos a esforços de flexão e corte. A transferência da carga é conseguida por flexão do ligador, por pressão diametral e corte da madeira ao longo do seu comprimento.

3.6.2. ASPECTOS GERAIS – FILOSOFIA DO EC 5

Os estudos desenvolvidos para a adopção de uma metodologia de cálculo de ligações mecânicas foram vastos, sendo, no entanto, a contribuição de Johansen, que permitiu evoluir os modelos de cálculo utilizados no EC 5.

A teoria de Johansen, originalmente designada como “Johansen Yield Theory”, estipula que a resistência de uma ligação, com ligador metálico do tipo cavilha, de diâmetro d , sujeito a uma força P (Fig.3.19), é regulada por dois efeitos. O primeiro dos quais, deve-se à resistência à flexão do ligador e a resistência ao esmagamento da madeira, que em conjunto designa-se como “efeito cavilha”.O

segundo efeito, prende-se com a resistência à tracção do ligador metálico e o atrito entre as superfícies da madeira, sendo que a parcela devida ao atrito, não é considerada no EC 5. Essa não inclusão, deve-se à variação, difícil de quantificar, do contacto entre superfícies de madeira e a sua rugosidade.

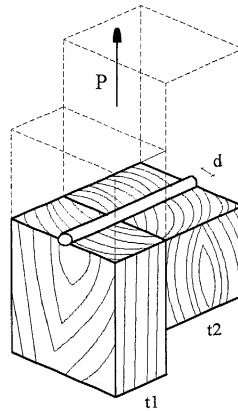


Fig.3.19 – Esquema Geral de uma ligação do tipo cavilha

A formulação teórica das ligações do tipo cavilha é feita através de considerações em regime plástico (Fig. 3.2), uma vez que tanto a flexão do ligador como o esmagamento da madeira são plásticos.

Através de ensaios, Johansen, verificou que a rotura da ligação se dava de modos diferentes. Os factores que numa primeira análise influenciavam o modo de rotura eram: o tipo de ligação (ligação de dois elementos – corte simples, ou ligação de três elementos – corte duplo); as espessuras dos diversos elementos; e a rigidez do ligador. Sendo assim, o desenvolvimento analítico foi individualizado para cada tipo de rotura, através de equilíbrio de esforços. Os diversos modos de rotura considerados, são apresentados na Fig. 3.20.

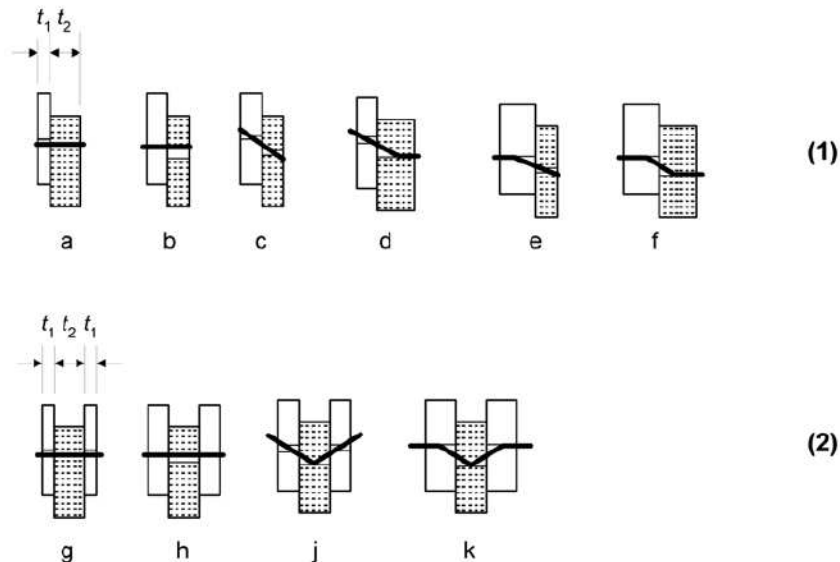


Fig.3.20 – Modos de rotura de ligações de Madeira; (1) Corte Simples; (2) Corte Duplo

Vemos então, que a rotura de uma ligação tipo cavilha se pode dar, segundo Johansen, de seis formas diferentes, em corte simples e de quatro formas, quando em corte duplo, correspondendo a cada uma,

um estado de tensão e deformação característico. Os casos (a) e (b), distinguidos na Fig. 3.20, ocorrem quando a esbelteza do conector é reduzida, isto é, quando a resistência à flexão do conector é grande ou a espessura da madeira é reduzida. Nestes casos, a resistência da madeira à pressão lateral é determinante. Os casos (c) e (d) ocorrem quando a esbelteza do conector é elevada, formando-se uma ou duas rótulas plásticas no conector. Na Fig. 3.21, pode-se ver as duas situações passíveis de ocorrer nas ligações do tipo cavilha, ou seja, o esmagamento da madeira, evidente nos elementos exteriores de madeira, ou a formação de rótulas plásticas, ao nível do conector metálico.



Fig.3.21 – Modo de rotura de ligação pregada

3.6.3. METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO PELO EC 5

3.6.3.1. Resistência ao Esmagamento

A resistência ao esmagamento localizado de uma dada madeira é igual ao valor máximo da tensão de compressão suportado por uma peça, exercida nesta por um elemento rígido do tipo cavilha que a atravessa numa dada secção.

O EC 5 define para cada ligação, o valor característico da resistência ao esmagamento localizado. Como exemplo, apresentam-se as expressões definidas no EC 5 para a quantificação do valor característico da resistência ao esmagamento localizado, para ligações pregadas madeira-madeira.

$$f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{0,3} \quad N/mm^2 \text{ (sem pré - furação)} \quad (3.51.)$$

$$f_{h,k} = 0,082 \rho_k (1 - 0,01 d^{0,3}) \quad N/mm^2 \text{ (com pré - furação)} \quad (3.52.)$$

3.6.3.2. Momento de Cedência Plástica do conector

O momento de cedência plástica do conector é o valor do momento sob o qual se atinge a plastificação completa da secção do conector. À semelhança da resistência ao esmagamento localizado, também se pode determinar o valor característico do momento de cedência plástica a partir de expressões resultantes de ensaios já efectuados. Estas expressões podem ser consultadas no EC 5.

3.6.3.3. Corte Simples e Duplo

O desenvolvimento das equações de Johansen estendeu-se desde as ligações entre peças de madeira, passando pelas ligações entre madeira e derivados de madeira, até às ligações de elementos de madeira com peças metálicas.

As expressões que regem a resistência ao corte simples e duplo encontram-se expostas no EC 5. Para ligações entre peças de madeira e entre madeira e derivados de madeira, em corte simples, é a expressão 8.6, já em corte duplo é a expressão 8.7. O mesmo acontece para ligações entre peças de madeira e peças metálicas, que em corte simples são as expressões 8.9 e 8.10, e em corte duplo são as expressões 8.11 a 8.13.

Cada resistência, obtida pelas expressões atrás referidas, é correspondente a um modo de rotura, sendo que a resistência final é a mínima obtida para os diferentes modos de rotura.

De referir ainda, que a capacidade resistente de uma ligação de n parafusos de porca, cavilhas ou parafusos de enroscar, alinhados com a direcção do esforço, deverá ter em conta o número efectivo de conectores, que também depende do tipo de ligação. Assim, para ligações pregadas aplica-se a expressão 8.17 do EC 5, e para ligações com parafuso de porca a expressão 8.34.

3.6.3.4. Definição geométrica das ligações

A cada tipo de ligação está associada um conjunto de disposições construtivas, previstas no EC 5, nomeadamente ao nível de espaçamentos mínimos e máximos entre conectores e distâncias aos limites das peças. Estas regras surgem, no intuito de minimizar ou mesmo eliminar, o risco de rotura frágil através do fendimento da peça de madeira. Para tal, devem ser cumpridas todas as disposições constantes do EC 5.

3.6.4. LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS

No dimensionamento de estruturas de madeira, é prática comum assumir que as ligações são totalmente rígidas (absorvem por inteiro os momentos flectores) ou rotuladas, no entanto, o comportamento real das mesmas é semi-rígido, em vários graus.

Quando uma ligação é sujeita a momentos flectores, os esforços resultantes na ligação são transferidos entre os elementos pelos conectores, sendo que, irão aparecer deslocamentos, devido às folgas dos buracos onde estão os conectores, assim como devido ao esmagamento dos elementos, e se os conectores forem flexíveis, à deformação dos mesmos. Como a rigidez dos elementos de madeira é normalmente elevada, quando comparada com os conectores, a deformação por flexão, axial e por corte é desprezada, uma vez que é muito inferior à deformação combinada do esmagamento e do conector.

A rotura dúctil deste tipo de ligações só se consegue atingir se não houver fendimento da madeira ou rotura por corte.

Quando se dimensiona ligações sujeitas a momento, os elementos de madeira são considerados rígidos, de forma a simplificar o dimensionamento. Assim todos os movimentos são assumidos como fruto do comportamento do conector. Neste modelo, ainda outras premissas são admitidas, como:

- A posição do centro de rotação dos conectores na ligação é fixa (Fig.3.22). Devido à relativa grande rigidez do conector, a variação da posição do centro de rotação é

geralmente pequena, podendo ser desprezada. Nesta base, o centro de rotação é tomado como sendo o centro de gravidade dos conectores.

- As forças de corte numa ligação serão distribuídas equitativamente por cada conector.
- Adota-se a aproximação conservativa, que todos os conectores possuem o mesmo comportamento e rigidez, e que esta cumpre os requisitos do EC 5.
- O espaçamento dos conectores é tal, que a rotura frágil não ocorrerá.

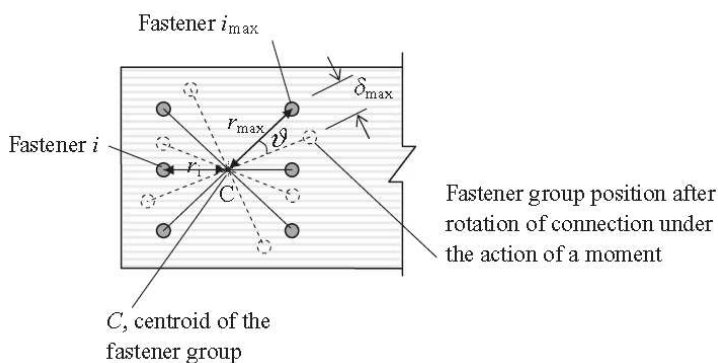


Fig.3.22 – Comportamento Rotacional dos conectores numa ligação

Incorporando estas premissas no dimensionamento das ligações, a teoria linear elástica pode ser adoptada de forma a analisar o comportamento rotacional da ligação e obter uma resistência conservativa.

3.6.5. LIGAÇÕES TRADICIONAIS

Neste tipo de ligações, os esforços são transmitidos entre os elementos através de entalhes, rebaixamentos, cachorros ou dentes, equilibrando, normalmente, os esforços axiais por atrito e por compressão. Os ligadores metálicos, pregos, parafusos ou chapas, com os quais são usualmente complementadas, têm a finalidade de estabilizar a ligação, principalmente, quando existe a possibilidade de inversão dos esforços.

Na Fig. 3.23, apresentam-se as ligações tradicionais mais comuns, classificadas em função da forma do encontro.

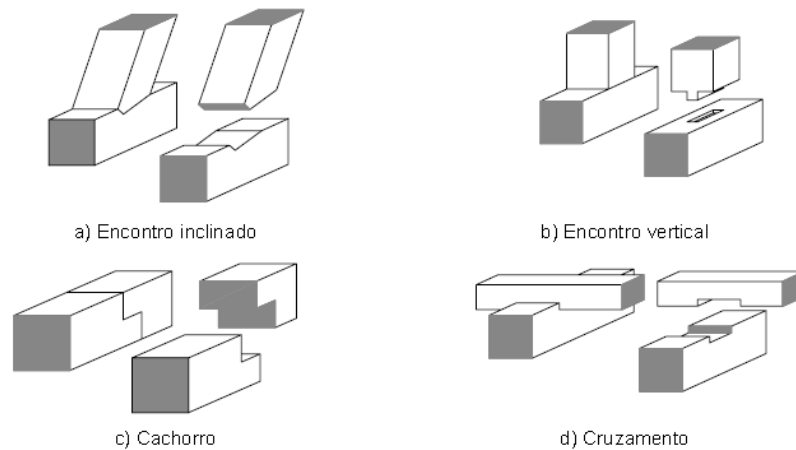


Fig.3.23 – Ligações Tradicionais mais correntes classificadas em função da forma do encontro

3.6.5.1. Nós de Encontro

Este tipo de ligação é utilizado quando se pretende transmitir esforços de compressão entre barras com um determinado ângulo (0 a 90°). As forças são transmitidas por contacto na superfície do interface entalhado. Este género de ligação pode possuir um dente ao longo de toda a largura da peça ou com uma largura inferior.

Quando o dente é do último tipo, é necessário proceder à execução de uma "caixa" na outra peça de madeira. Para que não seja o dente a suportar toda a carga de compressão, normalmente, a caixa é executada com uma profundidade ligeiramente superior ao dente, com o fim de evitar o apoio deste no seu interior. Quando o dente se estende em toda a secção transversal de uma das peças de madeira, existe a vantagem de não existir um enfraquecimento da extremidade da peça. Contudo, torna-se quase indispensável a utilização de cavilhas ou chapas metálicas. O entalhe realizado pode ser em dente simples, praticado na parte anterior ou posterior do interface entre as barras, ou em dente duplo (Fig. 3.24).

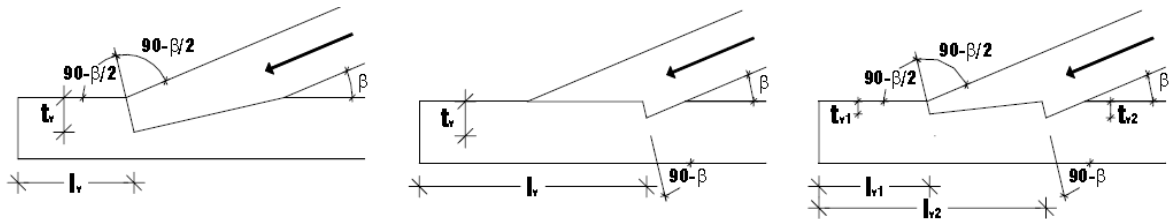


Fig.3.24 – Formas de realizar o entalhe nos nós de encontros inclinados

3.6.5.2. Dimensionamento das ligações tradicionais

O cálculo das ligações tradicionais restringe-se à verificação do valor das tensões de compressão localizada e das tensões tangenciais nos entalhes, de acordo com a forma como a transmissão de esforços é realizada. Assim, para os nós de encontro com dente simples, a verificação é assegurada pela comprovação das tensões de compressão fazendo um ângulo, α , com o fio:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.53.)$$

Devem, no entanto, ser distinguidos os casos das ligações madeira-madeira e os casos das ligações entre a madeira e um material mais rígido (aço ou betão).

No caso de ligações com contacto madeira-madeira, não há geralmente coincidência entre as fibras das duas peças de madeira em contacto. É, assim, possível a penetração das fibras entre as duas peças em contacto e, consequentemente, a redução da capacidade resistente. Esta redução é máxima no caso de as duas peças estarem ligadas topo a topo. A redução de resistência é menor à medida que aumenta o ângulo entre as fibras das duas peças em contacto.

O EC 5 não considera esta redução de resistência, no entanto a norma suíça SIA 164, prevê essa redução, como se pode observar pela expressão 3.54.

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{0,8 f_{c,0,d}}{\frac{0,8 f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (3.54.)$$

Em geral, este tipo de ligações não é capaz de resistir a inversões de esforços, uma vez que a maioria é pensada para transmitir os esforços por compressão. Daí ser muito importante estudar a possibilidade de inversão de esforços, nomeadamente, as resultantes da acção do vento sobre coberturas muito ligeiras. Nestes casos é necessário a colocação de ligadores para fazer frente a esta possibilidade.

A verificação de segurança das várias peças, deve atender às reduções de secção que resultam da execução dos entalhes e dos dentes (Fig. 3.25).

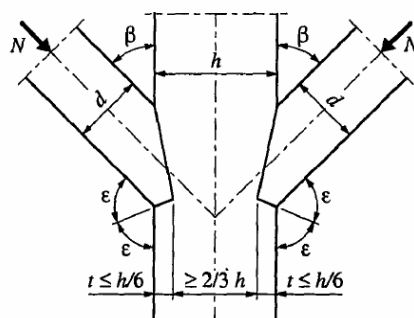


Fig.3.25 – Exemplo de uma ligação por contacto

A distribuição de forças nas superfícies que compõem a ligação depende de vários factores, nomeadamente defeitos de execução, variações dimensionais devidas ao teor de humidade e o atrito nas superfícies de contacto. Na Fig. 3.26, podemos ver como as forças se distribuem, de forma teórica e de forma real, quando acontecem erros de execução.

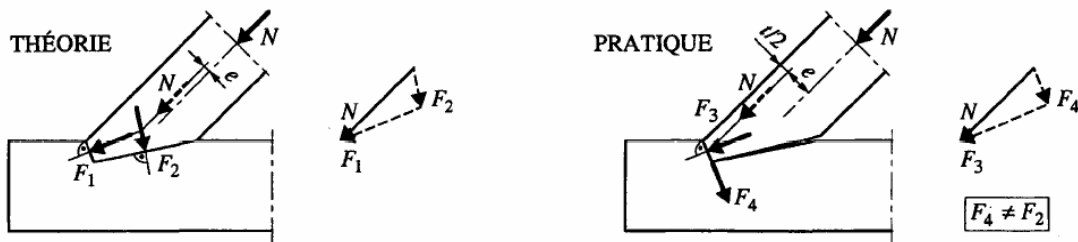


Fig.3.26 – Distribuição teórica e real de forças numa ligação por contacto

3.6.6. MEIOS DE FIXAÇÃO DE DIFERENTE TIPO ACTUANDO CONJUNTAMENTE

Cada meio de ligação tem características de rigidez distintas. Por exemplo, as ligações coladas são mais rígidas que as pregadas. Os métodos de ensaio estabelecem a carga última de uma ligação como a carga máxima de rotura (ou a carga correspondente a uma determinada deformação) e a deformação limite (deslizamento), podendo em alguns casos a rotura da ligação ser ditada por este último critério.

É importante ter em conta que a capacidade de carga de um conjunto de diferentes meios de ligação é, com muita frequência, inferior à soma das capacidades de carga individuais. Por exemplo, as ligações coladas exibem características de rigidez muito diferentes das restantes pelo que não se pode assumir que, quando em conjunto, trabalhem solidariamente.

As ligações coladas e as que empregam cavilhas, pela grande rigidez das primeiras e devido à elevada deformabilidade das segundas, não devem ser combinadas com outros tipos de ligação.

O cálculo de ligações constituídas por elementos de ligação de diferentes naturezas realiza-se admitindo um comportamento elástico dos elementos da ligação. Esta prática é justificável pela simplicidade que confere ao cálculo e pela garantia de segurança que acresce. A distribuição da carga pelos diferentes grupos de elementos de ligação é proporcional ao seu módulo de deslizamento. O cálculo das ligações, passa assim, a ser obtido através de equações de equilíbrio e de compatibilidade de deformações.

3.6.7. EFEITO DE GRUPO

Quando se define uma ligação na qual existam muitos elementos de ligação colocados em linha ou quando haja um conjunto de elementos agrupados numa zona da peça, permanece o perigo da capacidade de carga da ligação ficar comprometida por um desprendimento de uma parte da peça de ligação sem que se esgote a capacidade de carga de cada elemento.

3.6.8. FACTORES INTERVENIENTES NO DETALHE DAS LIGAÇÕES

A competitividade de uma estrutura de madeira relativamente a outros materiais estruturais, mede-se pela eficiência das ligações adoptadas. Em muitos casos, as ligações nas estruturas de madeira requerem escassos conhecimentos de dimensionamento, nomeadamente em estruturas de pequena importância, como são os casos de alpendres, onde os pregos e parafusos, são aplicados em todo o tipo de ligações. Em estruturas importantes, as ligações requerem conhecimentos aprofundados e o uso de conectores em função do tipo de esforços a absorver.

As características da madeira levam a que as ligações sejam um ponto crítico da durabilidade das estruturas, devido à retracção e inchamento, em reposta, à secagem e aumento da humidade da envolvente exterior à estrutura. A possibilidade de ataque biológico, devido ao teor de humidade e a protecção da corrosão e fogo, dos elementos metálicos, requerem especial cuidado no detalhe das ligações.

- Variações do teor de humidade

As variações do teor de humidade na madeira causam efeitos de retracção e inchamento. As variações dimensionais na direcção paralela ao fio, como já foi dito no Capítulo 2, são desprezáveis. No entanto, na direcção tangencial a madeira apresenta variações importantes. Este é um aspecto fundamental, a ter em conta, na concepção de uma ligação, nomeadamente na ligação de elementos verticais com elementos horizontais. Se os conectores bloquearem os movimentos provenientes da retracção e inchamento, isso provocará o fendimento da madeira. Este tipo de fendilhação, geralmente ocorre quando elementos, com elevado teor de humidade, são ligados por meio de conectores, dispostos perpendicularmente ao fio. A Fig.3.27, mostra como a madeira pode fendilhar, quando os movimentos são inibidos, afectando também a resistência ao corte do elemento.

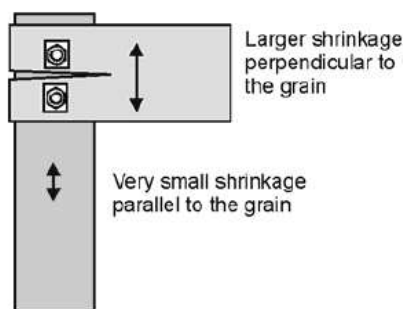


Fig.3.27 – Fendimento da madeira como resultado de retracção diferencial

No caso, da ligação anterior a solução ideal seria a colocação de apenas um conector de diâmetro maior.

- Tracções perpendiculares ao fio

Outro dos aspectos, que influenciam a concepção das ligações, é a existência de tracções perpendiculares ao fio. A madeira apresenta uma baixa resistência, a esse tipo de esforço, devido ao escasso número de fibras que a madeira possui na direcção perpendicular ao eixo das árvores, e consequentemente, pela falta de travamento transversal das fibras longitudinais e a debilidade das ligações intercelulares transversais. Assim, qualquer ligação que tende a clivar a madeira, é necessariamente fraca. A Fig.3.28, ilustra as cargas que causam a clivagem, como resultados de tensões perpendiculares ao fio. Se este tipo de ligações não puder ser evitado, é sempre boa política mover o conector o mais para baixo possível.

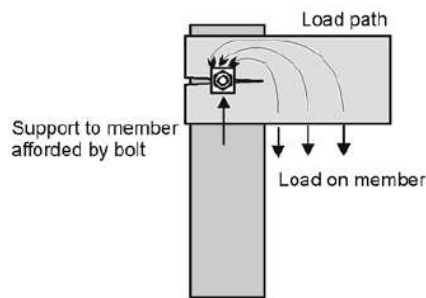


Fig.3.28 – Caminho das cargas originando tracções perpendiculares ao fio

- Resistência ao Corte

A clivagem geralmente ocorre, em asnas, nos nós, em que a ligação seja excêntrica, ou seja, que os elementos que fazem a transmissão da carga, não tenham o eixo longitudinal coincidente num ponto coincidente ao centro de gravidade da linha (Fig. 3.29).

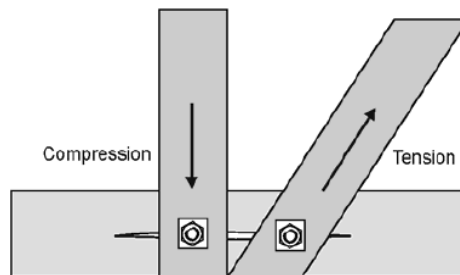


Fig.3.29 – Clivagem de um elemento como resultado de tensão perpendicular ao fio

A resistência ao corte da madeira é baixa, tipicamente 1/10 da resistência à flexão. Isto pode causar problemas, quando há excentricidade entre o ponto de aplicação de uma força concentrada e o apoio. Este problema é agravado quando o elemento de suporte tem um buraco devido ao conector. A Fig.3.30, mostra a excentricidade do apoio de uma asna, note-se que o buraco do conector está numa zona onde o esforço de corte é elevado, e onde há flexão. Estas elevadas tensões nos apoios, tem de ser consideradas no dimensionamento da asna.

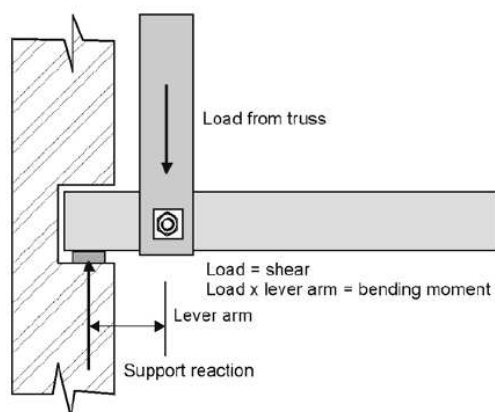


Fig.3.30 – Esforço de corte e flexão como resultado de ligação excêntrica relativamente ao apoio

3.6.9. SELECÇÃO DO TIPO DE LIGAÇÃO

Um conector é um qualquer dispositivo que transfere as cargas de um elemento para outro. Os tipos mais comuns são os pregos, as cavilhas, parafusos, anéis e placas denteadas.

Diversos tipos de ligação, transferem as forças através de compressão na madeira e corte no conector. Alguns tipos de parafusos podem ser usados em ligações sujeitas ao arranque, no entanto, os pregos aplicados de topo, paralelamente ao fio de madeira, não devem ser submetidos a esforços de arranque.

A eficiência estrutural pode ser descrita como a quantidade de carga que pode ser transferida, dividida pela área requerida pelos conectores. Pode ser dito que pregos ou cavilhas com pré-furação através de chapas metálicas são os conectores mais eficientes, seguidos dos parafusos e das chapas denteadas. Em termos de custo, os parafusos são mais económicos que os pregos. A escolha do tipo de conector depende do espaço disponível para a ligação assim como a componente estética.

As ligações onde a transferência da carga se processa através de tracção directa, são muito eficientes. Uma vez que, quanto menor o caminho da carga, mais eficiente se torna o conector (Fig.3.31).

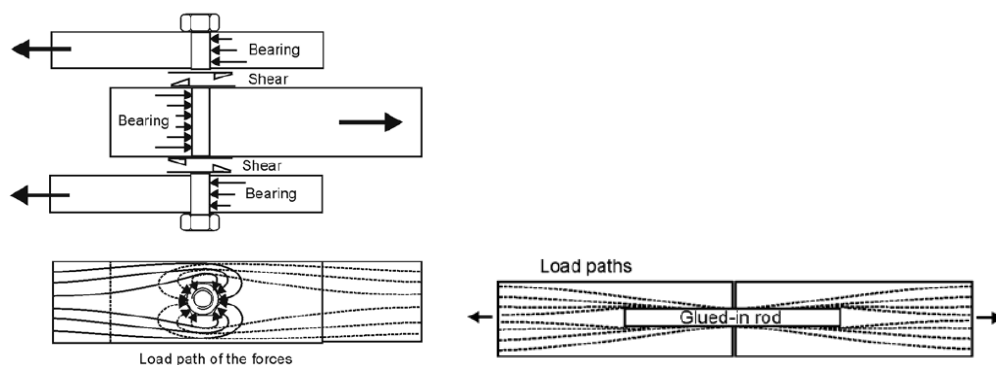


Fig.3.31 – Ligações mostrando a transferência das cargas

3.6.10. DURABILIDADE DAS LIGAÇÕES

O ataque biológico é resultado da acção de fungos, que destroem a estrutura química da madeira, se houver condições ideais para o seu desenvolvimento.

Uma combinação das seguintes circunstâncias criam tais ambientes, propícios, ao desenvolvimento dos fungos.

- Um teor de humidade superior a 20%, acontece normalmente em estruturas em exposição directa à chuva, ou colocadas directamente em contacto com o solo.
- A presença, ainda que em pequenas quantidades, de oxigénio.
- A temperatura, situar-se no intervalo entre 5 a 40°C. Acima e abaixo deste intervalo, o ataque fungicida cessa teoricamente.
- A madeira em qual os fungos actuam tem de estar natural e quimicamente desprotegida.

As extremidades dos elementos, são os locais mais susceptíveis de variação do teor de humidade, e onde se inicia o ataque biológico.

3.6.11. PRINCÍPIOS DE DETALHE DE LIGAÇÕES

Para se alcançar uma boa concepção e detalhe de ligações, os seguintes princípios gerais devem ser observados:

- Evitar ligações que retenham água, deve-se assegurar uma correcta drenagem e ventilação especialmente nas extremidades dos elementos.
- Evitar expor elementos de madeira não protegidos, ao tempo.
- Evitar colocar em contacto directo, elementos de madeira com o betão. A madeira é um material higroscópico, o que fará com que absorva água, aumentando o seu teor de humidade, na interface com o betão. Se possível, deve-se prever um ligeiro espaço livre entre a madeira e o betão, se tal não for possível, deve-se colocar uma chapa metálica entre os dois elementos. Assim, a chapa actuará como uma barreira para a água.
- Se a humidade conseguir penetrar nos buracos dos parafusos, é necessário tratar a madeira com materiais isolantes.
- O uso de madeira quimicamente tratada onde a humidade possa penetrar pode ser um problema. O tratamento trava o ataque biológico mas não o inchamento e a retracção, logo é necessário um tratamento adicional isole a madeira da humidade.
- A corrosão nos conectores metálicos deve ser prevenida quando as estruturas estão em ambiente à beira-mar.
- Sempre que possível, as ligações devem conseguir transferir as cargas pelo caminho mais curto.

Em zonas costeiras, os parafusos de grande diâmetro devem ser usados, assim a sua capacidade resistente é garantida mesmo após corrosão.

De seguida, apresentam-se algumas figuras, com tipos de ligações adoptados, por forma, a obterem um comportamento optimizado face determinadas situações.

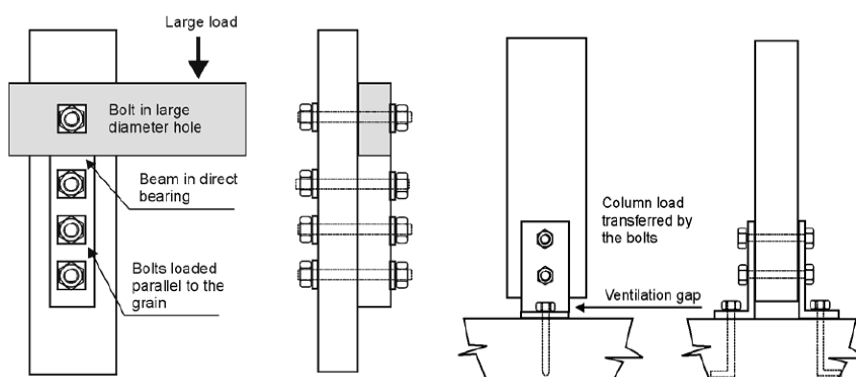


Fig.3.32 – Ligação adoptada para evitar o fendimento (à esquerda); ligação adoptada para prevenir o ingresso de humidade na extremidade do elemento de madeira (à direita)

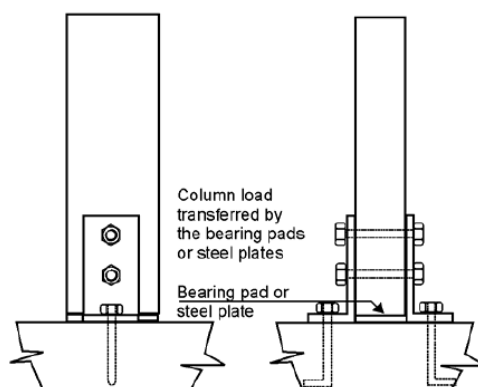


Fig.3.33 – Transferência das cargas por meio de apoio em chapas metálicas

▪ Resistência ao Fogo

Secções grandes de elementos de madeira são razoavelmente resistentes ao fogo, mas os conectores e as chapas metálicas não o são, uma vez que perdem rapidamente a sua resistência para temperaturas elevadas. Esses elementos metálicos conduzem ainda calor para o interior do elemento de madeira, onde a madeira carboniza. Quando um nível de resistência ao fogo é exigido, os conectores metálicos podem ser protegidos por tintas intumescentes ou ser embebido na madeira (Fig.3.34).

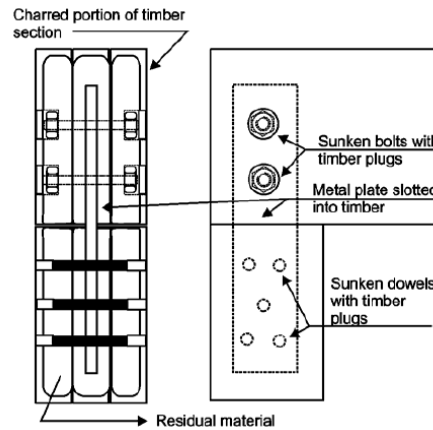


Fig.3.34 – Protecção dos conectores metálicos para atingir certo nível de resistência ao fogo

- Detalhes para a ligação de Pilares

Apresentar-se-ão diversos tipos de ligação para pilares, sendo que as ligações destes elementos, materializam os apoios da estrutura, e que devem ter comportamento o mais semelhante possível, com o admitido no modelo de cálculo, para as condições de fronteira.

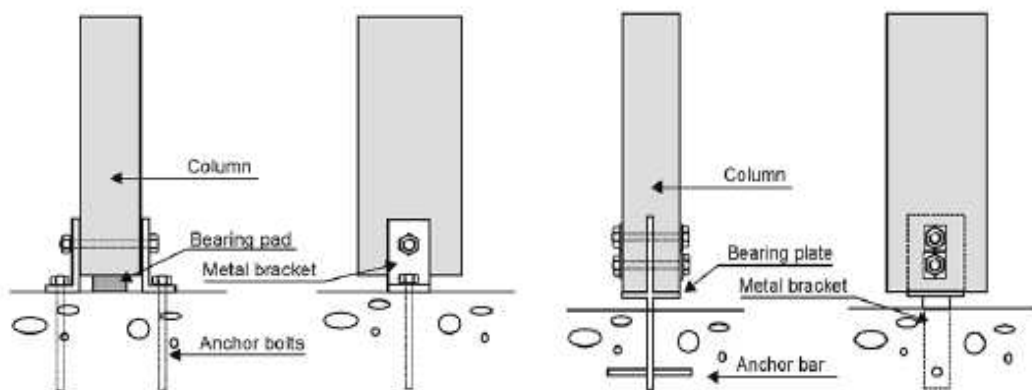


Fig.3.35 – Base de pilares com apoio em chapas metálicas

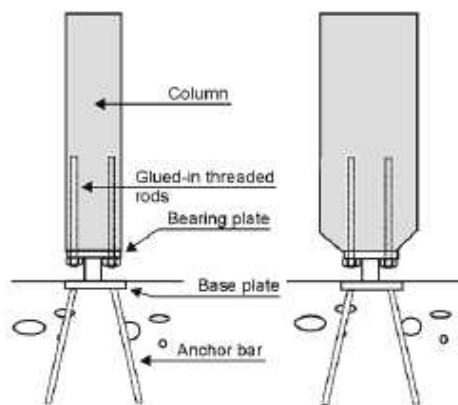


Fig.3.36 – Base de um pilar com ancoragens coladas dentro do elemento de madeira.

- Detalhes para apoios de arcos

Os arcos podem ser atirantados na base, ou transmitir a carga horizontal para um elemento de betão armado, dimensionado para resistir a essa carga (Fig.3.37).

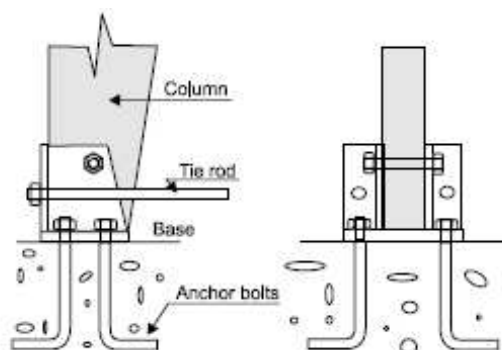


Fig.3.37 – Apoio de Arco ou Pórtico com tirante

Quando se queira materializar um apoio rotulado na extremidade de um arco, poderá se adoptar uma configuração do género da figura seguinte.

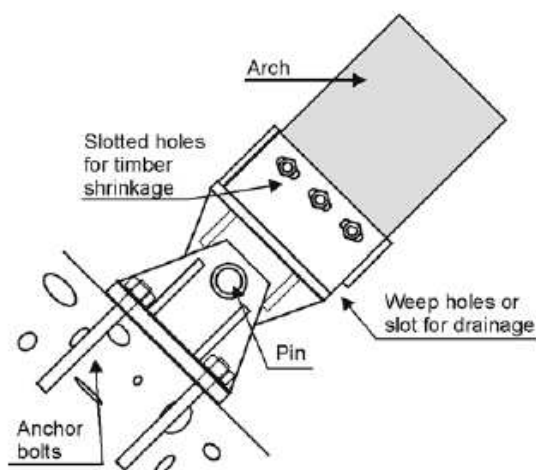


Fig.3.38 – Hipótese de apoio rotulado de um arco

- Ligações Viga-Pilar

As ligações viga-pilar são geralmente não resistentes a momentos. Alguns detalhes, apresentar-se-ão nas figuras seguintes.

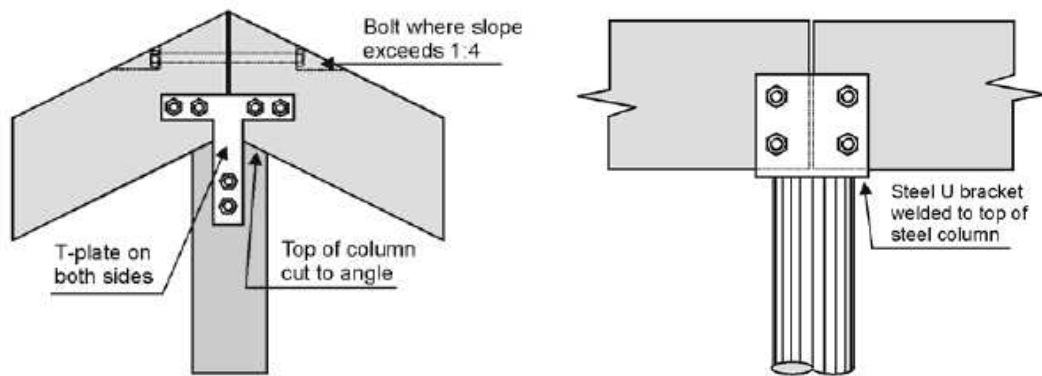


Fig.3.39– Tipos de ligação Viga-Pilar (do tipo rotulado)

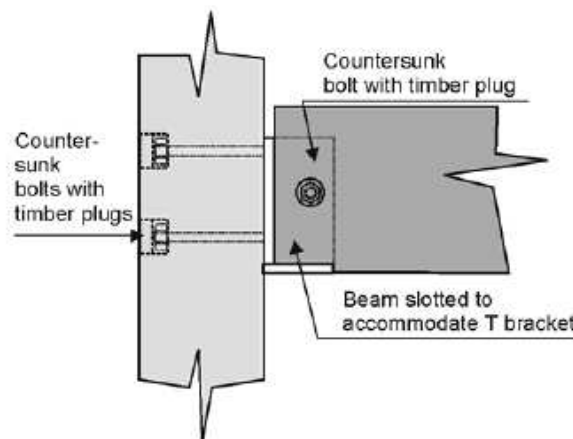


Fig.3.40 – Ligação Viga-Pilar, onde os conectores estão embebidos na madeira

▪ Ligações Viga-Paredes de Alvenaria ou de Betão Armado

As figuras seguintes mostram como as vigas de madeira podem ser ligadas às paredes de alvenaria ou de betão armado.

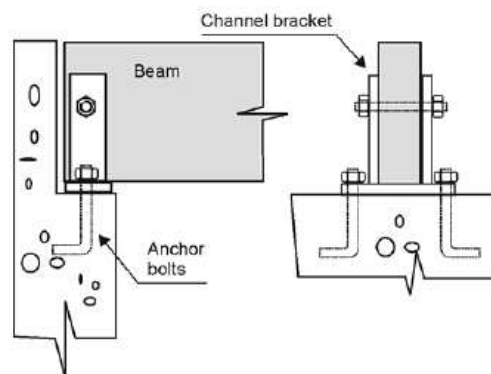


Fig.3.41 – Ligação Viga a elemento de betão armado. As chapas metálicas podem ser usadas para melhorar o comportamento ao bambeamento

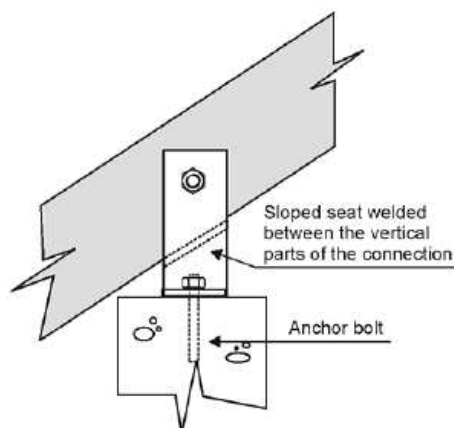


Fig.3.42 – Ligação para Vigas inclinadas

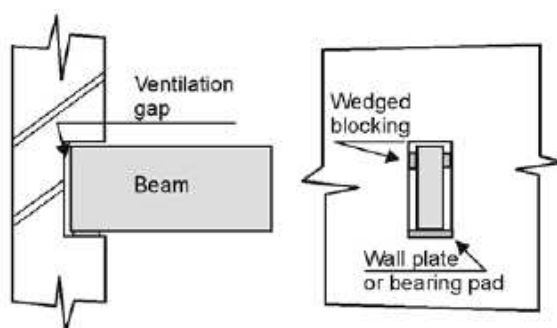


Fig.3.43 – Viga embebida na parede com bloqueio lateral para melhorar o impedimento torsional

▪ Ligações entre Vigas

As ligações entre vigas podem ser expostas ou escondidas. É importante evitar o carregamento perpendicular ao fio, de todas as formas possíveis. A viga que está a transmitir a carga deve possuir uma chapa onde se apoia, e a viga que está a receber a carga deve ter conectores o mais elevado possível.

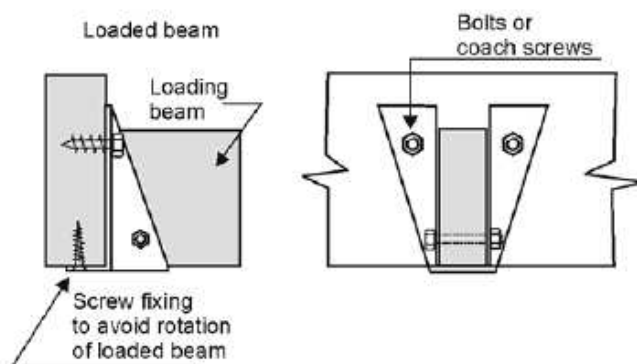


Fig.3.44 – Transferência das cargas em apoio directo e através de parafusos de rosca. De notar que neste tipo de ligação a rotação da viga carregada é impedida.

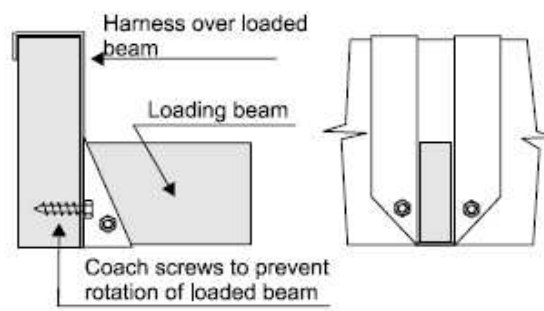


Fig.3.45 – Apoio sobre a viga carregada, todas as cargas são transferidas por apoio directo.

4

MÉTODOS DE CÁLCULO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

4.1. INTRODUÇÃO

A madeira como material combustível que é, torna fundamental a consideração da resistência ao fogo nas estruturas de madeira, tornando-se questão fundamental na sua concepção e dimensionamento. O Eurocódigo 5, Parte 1-2, é o documento legal que rege a verificação da resistência ao fogo de estruturas de madeira, apresentando para tal, dois métodos simplificados e um método avançado. Em geral, os primeiros destinam-se a utilização corrente em projecto, enquanto que, o segundo, devido à sua maior complexidade é destinado a casos particulares mais complicados ou não contemplados pelos métodos simplificados. A existência de diferentes métodos coloca inevitavelmente a dúvida de saber qual o método mais indicado a utilizar, tal como aferir das diferenças entre eles.

Assim, neste capítulo, tentar-se-á demonstrar os métodos preconizados pelo EC 5, explicando-se as diferenças entre eles, tal como a aplicabilidade de cada um.

4.2. MÉTODOS PREVISTOS PELO EC 5

À semelhança do que acontece com outros materiais estruturais, o EC 5 apresenta métodos simplificados, destinados a ser utilizados na prática corrente de projecto, e métodos avançados, recorrendo a modelos de cálculo mais complexos e usualmente utilizados apenas em situações excepcionais ou em análises mais refinadas, como por exemplo, no caso da simulação numérica de ensaios experimentais. A determinação da resistência ao fogo é realizada considerando as acções combinadas para a situação de acidente, conforme definida no Eurocódigo 0. As propriedades dos materiais a utilizar no cálculo deverão ser obtidas a partir da expressão definida no Eurocódigo 5 (expressão 5.1).

$$f_{d,fi} = K_{mod,fi} \frac{f_{20}}{\gamma_{M,fi}} \quad (4.1.)$$

Em que, $k_{mod,fi}$, é o factor de correcção para a situação de incêndio que tem em conta os efeitos da temperatura e do teor de água nos parâmetros da resistência e da rigidez. Os valores de $k_{mod,fi}$, são definidos pelo Eurocódigo 5 para cada método de cálculo.

4.2.1. MÉTODOS SIMPLIFICADOS

Os métodos simplificados procedem à verificação da resistência ao fogo através da redução da secção de madeira e comparando a capacidade resistente desta secção reduzida com as acções de cálculo para a situação de incêndio. O cálculo da secção remanescente não consumida pelo incêndio é realizado retirando à secção transversal a profundidade de madeira carbonizada. Esta redução é baseada no conceito de taxa de carbonização, que permite determinar a profundidade de madeira consumida pelo fogo e, consequentemente, a secção residual efectiva com capacidade resistente praticamente intacta. As taxas de carbonização, são constantes no tempo e variam entre os 0,5 e os 1,0 mm/minuto, dependendo do tipo de madeira ou seu derivado.

O EC 5 define duas profundidades de carbonização: unidimensional ($d_{char,0}$) e nominal ($d_{char,n}$).

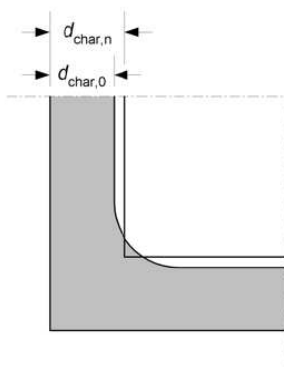


Fig.4.1 – Profundidades de carbonização [2]

A profundidade de carbonização unidimensional, $d_{char,0}$, pode ser obtida a partir da seguinte expressão:

$$d_{char,0} = \beta_0 t \quad (4.2.)$$

Em que β_0 , representa a taxa de carbonização unidimensional. A utilização da taxa de carbonização unidimensional implica que deve ser considerada a maior degradação da madeira nos cantos das secções, aproximando-se assim a forma da secção residual da forma real das secções após incêndio. Isto pode ser realizado admitindo que a forma da secção residual nos cantos é circular com um raio igual ao da profundidade de carbonização. A utilização da profundidade de carbonização unidimensional pressupõe que a secção possua uma dimensão mínima. Em alternativa, pode-se considerar que a secção se mantém com forma igual à inicial utilizando-se neste caso uma profundidade de carbonização nominal, $d_{char,n}$, superior à unidimensional, que tem em consideração o efeito do arredondamento dos cantos. A profundidade de carbonização nominal pode ser obtida a partir da taxa de carbonização nominal, β_n , é dada por:

$$d_{char,n} = \beta_n t \quad (4.3.)$$

4.2.1.1. Método da secção transversal efectiva

O método de cálculo da secção transversal efectiva (MSTE) pressupõe que a secção transversal efectiva tem propriedades de resistência constantes e iguais às da madeira à temperatura ambiente. Por esse motivo, o factor de correcção para a situação de incêndio $k_{mod,fi}$ toma o valor 1,0. Para ter em

consideração a zona com temperaturas superiores a 20 °C que existe dentro do limite de madeira carbonizada, a secção efectiva a considerar para o cálculo da resistência ao fogo é obtida através da redução da secção inicial de uma profundidade de carbonização efectiva, d_{ef} . O cálculo da profundidade de carbonização efectiva é realizado considerando a profundidade de carbonização nominal acrescida de um factor de majoração, $k_0 d_0$:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0, \text{ em que } k_0 = \min(t / 20; 1) \text{ e } d_0 = 7 \text{ mm} \quad (4.4.)$$

4.2.1.2. Método da resistência e rigidez reduzida

O método de cálculo da resistência e rigidez reduzida (MRRR), assume que a secção reduzida de madeira tem propriedades de resistência inferiores às da temperatura ambiente. Por esse motivo, o valor da resistência deverá ser obtido utilizando um factor de correcção para a situação de incêndio, $k_{mod,fi}$ inferior à unidade. O MRRR pode ser utilizado em elementos rectangulares, de madeira da espécie resinosa, exposta ao fogo em três ou quatro lados e em elementos circulares expostos em todo o seu perímetro. O valor da resistência deverá ser obtido utilizando para o cálculo de $k_{mod,fi}$, a expressão:

$$K_{mod,fi} = 1 - \frac{K_0 p_r}{K_{s,fi} A_r} \quad (4.5.)$$

Em que, $k_{s,fi}$ é um parâmetro que toma o valor 330 para tracção, 200 para flexão e 125 para compressão. A secção reduzida a considerar é a que se obtém eliminando da secção inicial a profundidade de carbonização unidimensional ou nominal de acordo com as respectivas condições de aplicação.

4.2.1.3. Método avançado de cálculo

O método avançado de cálculo (MAC) para determinação da resistência ao fogo proposto pelo EC5 baseia-se na transmissão de calor através de um meio contínuo. As acções térmicas são definidas pelo fluxo de calor efectivo que deve ser determinado considerando a radiação térmica e a convecção de e para o ambiente em que o fogo se desenvolve.

Efeitos como a transferência de massa dentro da estrutura (por exemplo movimentos da água), energia libertada na madeira pela sua pirólise ou degradação, fendilhação da camada carbonizada (que aumenta a sua transferência de calor) devem ser tidos em consideração. Contudo, o EC 5 permite também que estes efeitos sejam considerados utilizando propriedades dos materiais que de forma equivalente os traduzam.

As propriedades térmicas da madeira apresentadas pelo Eurocódigo 5 consideram de forma equivalente o comportamento da madeira, designadamente no que se refere à condutibilidade térmica da camada carbonizada, de forma a considerar, o aumento da transferência de calor devido à fendilhação da madeira carbonizada por retracção acima de 500 °C e o seu desaparecimento acima de aproximadamente 1000 °C (Figura 4.2).

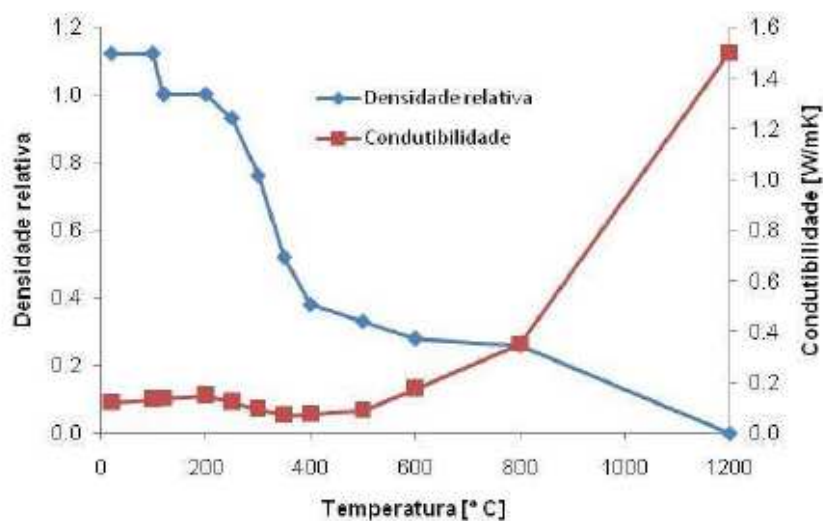


Fig.4.2 – Condutibilidade térmica e densidade relativa da madeira em função da temperatura

Os valores apresentados para o calor específico (Figura 4.3), incluem igualmente a energia necessária para provocar a evaporação da água o que justifica o pico que esta curva apresenta entre os 99 e os 120 °C.

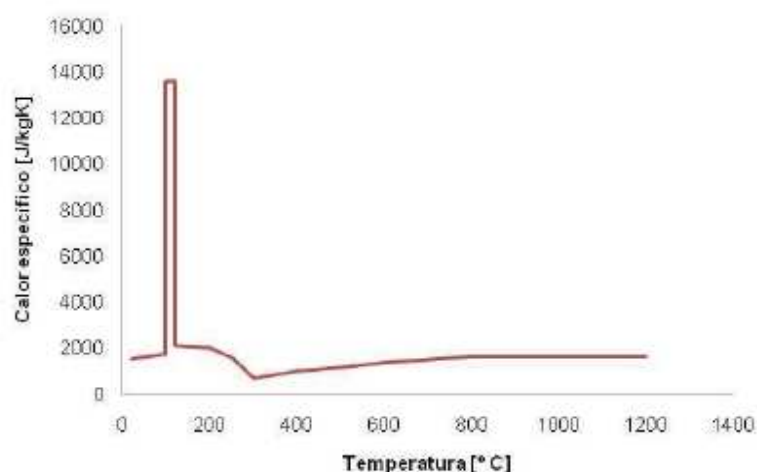


Fig.4.3 – Calor específico da madeira em função da temperatura

No que se refere às propriedades mecânicas, o Eurocódigo 5 apresenta relações bilineares quer para a resistência quer para a rigidez (Figuras 4.4 e 4.5). Para temperaturas superiores a 300 °C considera-se que não existe qualquer capacidade resistente para a madeira.

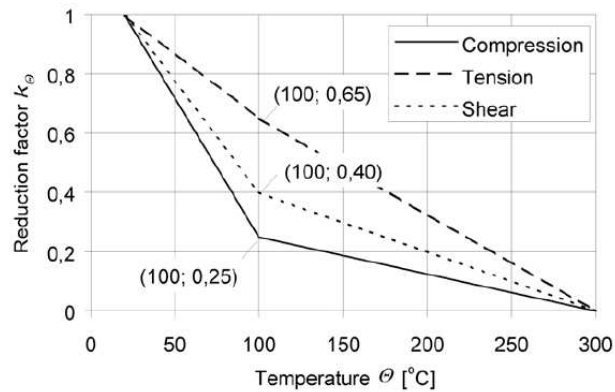


Fig.4.4 – Redução da resistência paralela ao fio para madeiras resinosas

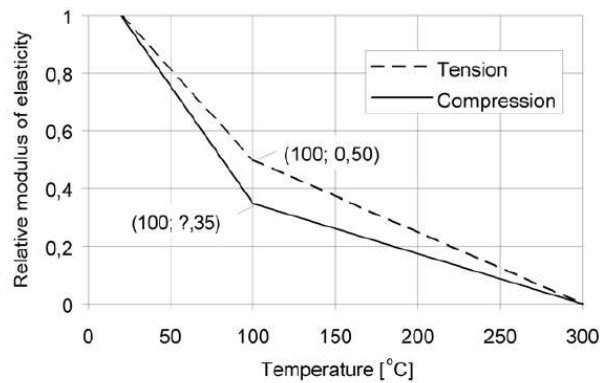


Fig.4.5 – Efeito da temperatura no módulo de elasticidade paralela ao fio das madeiras resinosas

No que se refere às relações constitutivas, a madeira em compressão possui um comportamento elástico-perfeitamente plástico, enquanto em tracção, apresenta um comportamento frágil, linear-elástico até se atingir a tensão última, após o que o material deixa de suportar qualquer tensão.

Relativamente ao comportamento em tracção, é importante referir que devido à redução da resistência e rigidez, a representação das relações constitutivas em função da temperatura mostra que a madeira que se encontra a temperaturas mais baixas, possui menores extensões limites de proporcionalidade, logo, nunca as fibras da secção atingirão a sua máxima resistência simultaneamente.

4.3. COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ REDUZIDA E O MÉTODO DA SECÇÃO TRANSVERSAL EFECTIVA [29]

Em termos de princípio, a diferença fundamental entre os dois métodos reside no facto de no MRRR se considerar a secção residual como delimitada pela isotérmica dos 300 °C e propriedades reduzidas no interior da secção, enquanto no MSTE se considera uma secção residual equivalente na qual as propriedades da madeira não sofrem qualquer redução. Para além desta diferença, existe uma outra e que se refere ao facto de no MRRR a diminuição da resistência da madeira ser diferente conforme o

tipo de esforço (tracção, compressão ou flexão) enquanto no MSTE a secção residual equivalente é independente do tipo de esforço.

De referir ainda, que no MSTE só se pode utilizar a taxa de carbonização nominal. Quando as secções estão sujeitas a flexão ou tracção, observa-se, que utilizando o MRRR se obtêm resistências superiores, passando-se o inverso, quando a secção está comprimida, conduzindo o MSTE a resistências superiores. Este facto deve-se à não dependência do MSTE do tipo de esforço, no que se refere ao cálculo da resistência.

4.4. COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS SIMPLIFICADOS E O MÉTODO AVANÇADO DE CÁLCULO [29]

Numa primeira observação, constata-se desde logo que, nos métodos simplificados a redução da resistência após incêndio não é dependente da densidade da madeira ou classe de resistência, enquanto no MAC, a resistência reduzida é dependente da densidade da madeira.

O MAC conduz sempre a valores de resistência inferiores aos dos métodos simplificados. Esta diferença deve-se a diversos factores, como a profundidade de carbonização da madeira, dependente da densidade, e às temperaturas no interior da secção de madeira (a temperatura nunca é constante no interior da secção) e respectiva curva tensão deformação.

5

CASO PRÁTICO – DIMENSIONAMENTO DE UMA COBERTURA CONSTITUÍDA POR ASNAS DE MADEIRA E DE UM PASSADIÇO

5.1. INTRODUÇÃO

Em Portugal, a construção tradicional contempla coberturas e pavimentos de madeira e, em certos casos, paredes de alvenaria reforçadas com madeira. Um número significativo destes edifícios continua em uso, mesmo tendo sofrido significativas alterações. Mesmo após a generalização do uso do betão armado, as coberturas de madeira permaneceram frequentes.

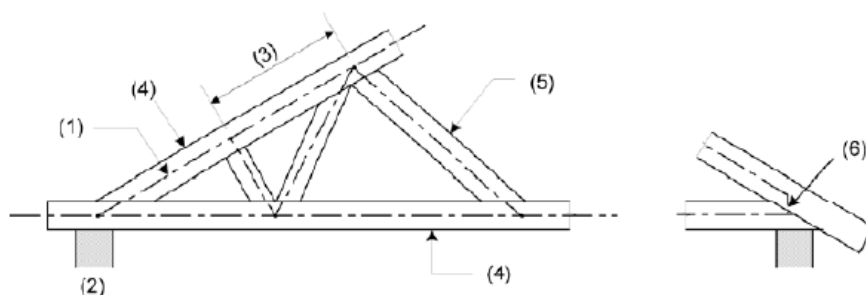
Neste capítulo procurar-se-á resolver um caso concreto de uma cobertura constituída por asnas, tecendo ao mesmo tempo considerações de índole teórica (emanadas do EC 5) e de índole prática (emanada da experiência de muitos séculos de construções de madeira), visando uma análise mais global de todas os aspectos a ter em conta num projecto de uma estrutura de madeira.

5.2. ANÁLISE E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS ASNAS

5.2.1. ABORDAGEM DO EC 5

O EC 5 apresenta dois métodos para a análise de estruturas trianguladas planas, o método geral e o método simplificado aplicado a estruturas cujas ligações são constituídas por placas denteadas. O método geral estipula que no cálculo de esforços e deformações, deve ser considerado a excentricidade dos apoios, assim como o deslizamento das ligações e a deformabilidade da estrutura de apoio.

A excentricidade das ligações deve ser traduzida adequadamente no modelo de cálculo. Para isso, cada membro (exterior ou interior) deve ser modelado por um elemento de barra coincidente com o eixo do membro. Se tal for necessário, devem ser utilizadas barras fictícias para traduzir a excentricidade das ligações, tal como se representa na Fig.5.1.



(1) Perna; (2) Apoio; (3) Tramo; (4) Membro exterior; (5) Membro interior; (6) Barra fictícia, que traduz a excentricidade da ligação

Fig.5.1 – Exemplo de modelo de cálculo

A rigidez de cada barra deve ser modelada utilizando o módulo de elasticidade final, $E_{mean,fin}$.

Relativamente à flexibilidade das ligações pode, nos casos correntes, modelar-se as uniões através de rótulas ou ligações rígidas, consoante as características da ligação tendam para a articulação ou para o encastramento perfeito. Em estruturas particularmente sensíveis, ou em caso de dúvida quanto às características de deformabilidade a considerar para a ligação, a sua rigidez deve ser modelada conforme o especificado no EC 5.

Na verificação de segurança em relação ao Estado Limite Último, deve ser considerado o efeito da encurvadura e do bambeamento (se as barras não estiverem impedidas se sofrerem deslocamentos laterais).

Quanto ao método simplificado, este só pode ser utilizado se forem satisfeitas, simultaneamente, as seguintes condições:

- Não existência de reentrâncias nas pernas;
- A largura de apoio está situada no comprimento a_1 e a distância a_2 é menor que $a_1/3$ ou 100 mm (Fig. 5.2);
- A altura da asna é maior que 15 % do vão e 10 vezes maior que a altura da secção da perna.

Se estas condições forem cumpridas, o esforço axial das barras pode ser obtido, por meio da consideração, de que todos os nós são rotulados.

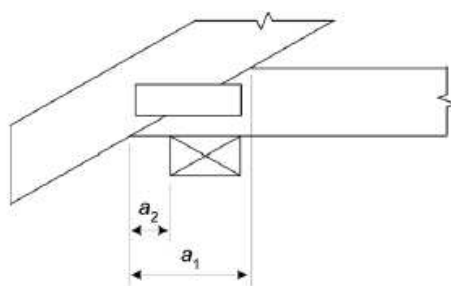


Fig.5.2 – Geometria do apoio

5.2.2. IMPORTÂNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES NAS ASNAS DE MADEIRA

No dimensionamento de construções novas como em acções de reabilitação e/ou reforço de estruturas antigas de madeira, é usual assumir que as ligações das asnas de madeira são articuladas. Contudo, estas apresentam rigidez não desprezável. Esta capacidade de transmissão de momentos torna-se determinante sob o efeito de acções assimétricas como são a neve, o vento e o sismo [26]. Esta necessidade de uma correcta definição do modelo estrutural e, em particular, da adopção de um valor adequado para a rigidez das ligações, ganha especial importância em estruturas antigas, onde os elementos estruturais apresentam grande variabilidade de inércias, e/ou nem sempre as regras práticas de boa execução das suas ligações [26] são seguidas.

No caso particular da reabilitação e/ou reforço de coberturas de madeira, a dificuldade em prever o real comportamento das ligações tradicionais geralmente conduz a intervenções exageradamente do lado da segurança. Além do mais, a incompreensão do comportamento global da cobertura poderá resultar em tensões inaceitáveis nos restantes elementos em consequência de um inadequado reforço da ligação (em termos de rigidez).

Quando se calcula uma estrutura formada por um conjunto de barras interligadas formando triângulos, é imediato calcula-la como asna, ou seja, estrutura com nós articulados. Ocorre que para o caso particular das estruturas com forma de asnas, destinadas a receber somente cargas sobre os nós e cujas ligações entre as barras tenham os seus eixos (das barras) a coincidir num mesmo ponto, tornam-se indiferentes as articulações, ou não, como consequência de um cálculo simplificado.

As asnas são estruturas altamente hiperestáticas pela alta rigidez das ligações (para a grande maioria das estruturas), gerando a perfeita continuidade das barras. Porém, é fácil mostrar que calcula-la como contínua, ou articulada, os resultados são exactamente os mesmos, desde que as cargas estejam aplicadas sobre os nós, as ligações sejam centradas e as deformações axiais das barras são desprezáveis.

5.2.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ASNAS SIMPLES

O comportamento estrutural destas asnas (Fig. 5.3) sob o efeito de acções simétricas e assimétricas, a importância da ligação pendural-linha, a rigidez das ligações e a colocação das madres com ou sem excentricidade relativamente ao nós, representam alguns dos parâmetros analisados.

As principais conclusões que se podem retirar do comportamento deste tipo de estruturas, são de seguida descritas [26]:

- As pernas são os elementos mais carregados, apresentando tensões normais e de corte. O pendural está submetido à tracção, as escoras à compressão e a linha está essencialmente traccionada mas exhibe também flexão devido ao seu peso próprio;
- Apenas para acções assimétricas, como são exemplo a neve, o vento e o sismo, a influência da rigidez das ligações é condicionante. Numa estrutura plana como é a asna, quando submetida a cargas pontuais aplicadas directamente nos seus nós, sem provocar qualquer flexão, a distribuição dos esforços é função da sua geometria;
- A colocação das madres com excentricidade relativamente aos nós altera a distribuição de esforços na asna, em particular, nas pernas. A consideração de uma excentricidade de apenas alguns centímetros, é suficiente para condicionar a segurança destes elementos (pernas);

- A linha deve estar suspensa no pendural de forma a reduzir as suas deformações devidas ao peso próprio. A ligação deve ser articulada e impedir as deformações no plano ortogonal ao plano da estrutura (asna);
- Quando a ligação pendural-linha apresenta rigidez, a frequência natural e os modos de vibração da estrutura vêm alterados;
- As ligações perna-linha são as mais condicionantes, não apenas pelos esforços que aí se concentram mas por serem zonas onde a deterioração biológica é mais frequente.

5.2.4. ASPECTOS A TER EM CONTA NA CONCEPÇÃO DAS ASNAS

Aqui ficam alguns aspectos a ter em conta na concepção das asnas, de forma, a que tenham um comportamento o mais previsível possível e por consequência mais controlável.

A distância entre eixos da estrutura secundária (madres) deve ser compatível com a distância entre nós da estrutura triangulada, para que a introdução de forças se dê essencialmente nos nós da treliça.

O ângulo entre as cordas e as diagonais da asna deve ser, preferencialmente, superior a 30°.

Preferencialmente, os eixos de cada barra da treliça devem convergir num ponto (nó). Caso contrário, as barras ficam sujeitas a momentos flectores.

A qualidade, a durabilidade e o custo de uma asna dependem principalmente das ligações. As ligações devem ser simples de construir e repetitivas. Ligações que transmitam apenas forças de compressão são mais fáceis de realizar.

O dimensionamento das barras comprimidas é condicionado pela encurvadura. Devem ser utilizados no cálculo comprimentos de encurvadura, coerentes, com o sistema de contraventamento utilizado.

O dimensionamento das barras traccionadas é condicionado pelas secções úteis, nas zonas de ligação.

As limitações de deformação não condicionam, em geral, o dimensionamento.

5.3. TIPOS DE ASNAS E REGRAS SIMPLES DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A elaboração de um projecto estrutural exige um tempo inicial importante para criação do sistema estrutural. Esta é uma etapa importante que deve ser tratada com bastante cuidado.

A variedade de asnas é grande, mas como nem todas têm actualmente grande uso, apenas estudamos os tipos mais correntes.

Neste sub-capítulo apresentam-se algumas expressões empíricas de pré-dimensionamento de secções, considerando coberturas com telhas de fibrocimento, e uma distância entre asnas variando de 3,5 m a 6,0 m. Considerou-se madeira resinosa da classe C30.

5.3.1. ASNAS SIMPLES

A típica cobertura de madeira Portuguesa apresenta asnas como principal elemento estrutural, com uma pendente variável entre os 20° e os 30°, sendo materializada por telhas cerâmicas apoiadas sobre as varas espaçadas de 40-50 cm, que repousam por sua vez sobre a cumeeira, as madres e o frechal. Normalmente, as coberturas de madeira são constituídas por asnas simples (ou de Palládio) de vãos médios entre 6 a 8 metros. Esta geometria de asnas de madeira, caracteriza-se por apresentar um

elemento horizontal, a *linha*, duas *pernas* inclinadas de modo a formar as pendentes do telhado e ligadas na sua base à linha, um elemento vertical ao centro na ligação entre as duas pernas, o *pendural*, e duas *escoras* inclinadas, suportando as pernas no pendural (Fig.5.3).

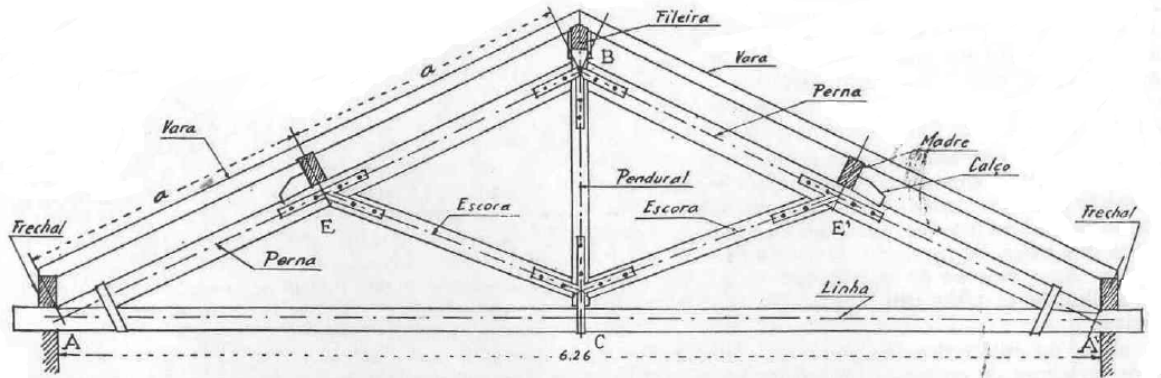


Fig.5.3 – Asna Simples ou de Palládio

5.3.2. ASNAS TIPO HOWE

Este é o tipo mais comum e o mais empregado para vencer vãos de pequena e média ordem, até 18 m.

As barras recebem nomes especiais de acordo com a posição das mesmas na asna. Segundo as indicações da Figura 5.4 tem-se:

- I - perna;
- II - linha tirante;
- III - pendural.
- IV - escora.

Este tipo de asna apresenta para o carregamento principal (de cima para baixo), compressão nas escoras e tracção nos montantes.

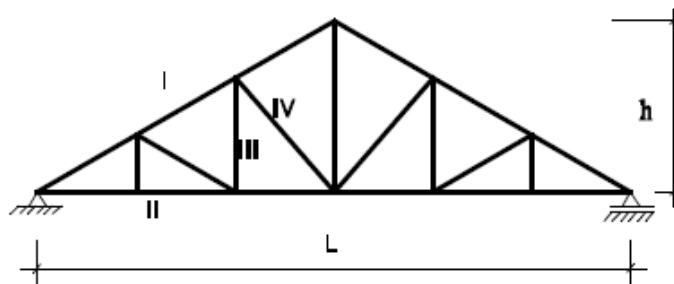


Fig.5.4 – Asna do tipo Howe

A relação mais conveniente para a altura (h) no ponto central e vão livre (L) situa-se no intervalo $1/7 < h/L < 1/4$.

As secções transversais normalmente satisfatórias são:

- I - 6 x 12 ou 6 x 16 com eventuais reforços nas barras próximas aos apoios, quando as inclinações são mínimas e os vãos máximos.
- II - 6 x 12 ou 6 x 16 – dificilmente estas peças serão reforçadas, pois o esforço predominante é de tracção.
- III - 2 peças de 3 x 12 cm ou 2,5x15 cm espaçadas de 6 cm.
- IV - 6 x 12 ou 6 x 16 com eventuais reforços de 3 x 12 formando secção tipo T nas barras mais centrais devido a encurvadura das mesmas, pois são peças predominantemente comprimidas e de elevado comprimento.

As secções transversais indicadas são recomendadas como garantia de resistência e de viabilidade construtiva. A distribuição das barras facilita a execução das ligações.

5.3.3. ASNAS TIPO PRATT

Este tipo de asna é recomendável para vãos maiores, compreendido entre 18 e 30 m, Fig.5.5.

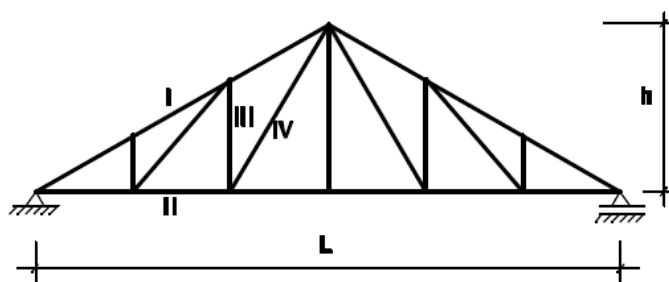


Fig.5.5 – Asna do tipo Pratt

O arranjo de peças mais viável que justifica este tipo de asna é:

- I e II - 2 peças de 6 x 12 ou 6 x 16, espaçadas de 6 cm.
- III - 6 x 12 ou 6 x 16 - com eventuais reforços por peças 3 x 12, dada a solicitação predominante de compressão;
- IV - 2 peças de 3 x 13 ou 3 x 16 espaçadas de 18 cm. O espaço 18 cm entre as peças é devido ao arranjo das barras, com o intuito de facilitar as ligações. As peças das escoras, nas ligações, são colocadas na parte externa envolvendo as demais barras resultando no espaçamento de 18 cm.

A relação h/L deve estar no intervalo: $1/7 < h/L < 1/4$. A princípio, as tesouras com diagonais invertidas (tipo Pratt) são convenientes para quaisquer vãos, pois têm a vantagem das peças comprimidas serem de comprimentos menores que as traccionadas.

Porém, quando se trata de pequenos vãos, as secções transversais das barras são menores (mais leves), pois os esforços são menores, satisfazendo as peças simples, com arranjo do tipo empregado nas tesouras de diagonais normais (Tipo Howe). Então, quando as peças simples atendem aos esforços, (pequenos vãos) as tesouras do tipo Howe são mais convenientes construtivamente e, portanto, são as recomendadas.

5.3.4. ASNAS TIPO BELGA

É uma variante da asna Pratt, Fig. 5.6. Os montantes são posicionados perpendicularmente ao banzo superior. Com isto tem-se melhor distribuição de esforços entre montantes e diagonais pelas posições mais adequadas das mesmas, tendendo para os 45° em relação ao banzo inferior.

A colocação dos montantes perpendicularmente ao banzo superior facilita o apoio das madres.

As dimensões da secção transversal para pré-dimensionamento são idênticas às da asna Pratt.

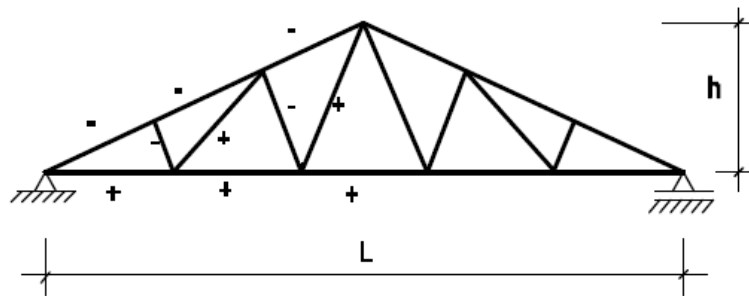


Fig.5.6 – Asna do tipo Belga

$$\text{Asna Belga: } \begin{cases} 18m \leq L \leq 25m \\ \frac{1}{8} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{6} \end{cases} \quad (5.1.)$$

5.3.5. ASNAS COM BANZO SUPERIOR POLIGONAL (BOWSTRING)

Este tipo de asnas têm a parte superior com o aspecto de arcos, embora o banzo inferior seja horizontal (recto) – Fig. 5.7.

A variação da inclinação do banzo superior ajusta-se a um eixo curvo, normalmente parábola ou círculo, através de tramos rectos. Estas estruturas são usadas para vãos entre 15m e 25m, com a relação h/L em torno de 1/6.

A mudança de inclinação das barras do banzo superior favorece a distribuição dos esforços internos. Próximo aos apoios tem-se maior inclinação, adequada para absorver esforços de corte. Na parte central do vão tem-se uma diminuição da inclinação, e aumento da distância entre banzos própria para combater momento flector provocado pelas cargas exteriores.

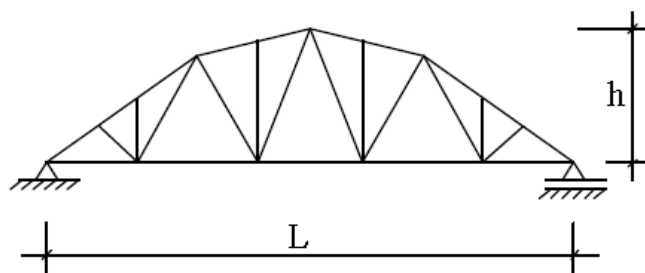


Fig.5.7 – Asna do tipo Bowstring

Apresenta como desvantagens, alguns problemas construtivos, por exemplo, a fixação das telhas é dificultada nos pontos onde ocorre a mudança de inclinação. O número de ligações das peças do banzo superior também aumenta, acarretando maior mão-de-obra e maior consumo de material.

Para vencer vãos maiores ($25\text{m} \leq L \leq 40\text{m}$) faz-se a distribuição das barras de forma a diminuir os comprimentos das barras dos montantes e diagonais, conforme apresenta a Fig. 5.8.

Como alternativa para resolver o problema da descontinuidade das barras do banzo superior, adopta-se uma secção maciça e contínua com a curvatura adequada. Tem-se, portanto, uma estrutura mista formada por peças contínuas curvas e por barras rectas, Fig. 5.9.

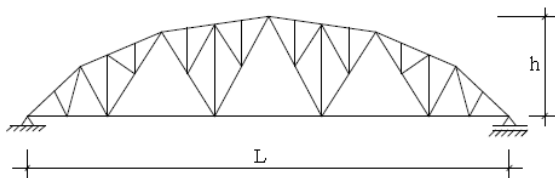


Fig.5.8 – Asna do tipo Bowstring para vãos maiores.

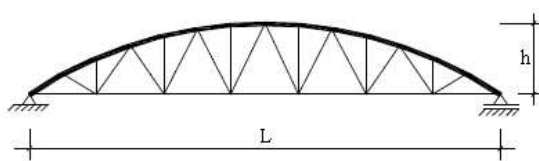


Fig.5.9 – Asna do tipo Bowstring com banzo superior formado por elemento contínuo lamelado.

As características da distribuição das barras e a relação entre h/L são idênticas às apresentadas para os tipos anteriores. São estruturas recomendáveis para vãos superiores a 20 m. A secção transversal do banzo superior são peças lameladas coladas, pregadas, cavilhadas, etc.

O dimensionamento destas barras deve levar em consideração a solicitação por flexão e compressão. A compressão é proveniente do cálculo da estrutura como asna, considerando as barras como se fossem rectas. A flexão surge devido à curvatura, pois a carga axial aplicada na barra torna-se excêntrica nas secções ao longo da barra.

5.4. DIMENSIONAMENTO DA COBERTURA DE MADEIRA

Neste sub-capítulo proceder-se-á à resolução de um problema real de dimensionamento de uma cobertura de madeira, num edifício de alvenaria, constituída por asnas com vãos de 12 metros.

5.4.1. DESCRIÇÃO GERAL

5.4.1.1. Tipo de Construção

Trata-se de uma cobertura em madeira, constituída por asnas mistas de tipo Howe, afastadas de 3,70m, com uma pendente de $28,5^\circ$ e vãos de 12 metros. Na figura seguinte, apresenta-se o modelo geométrico da cobertura.

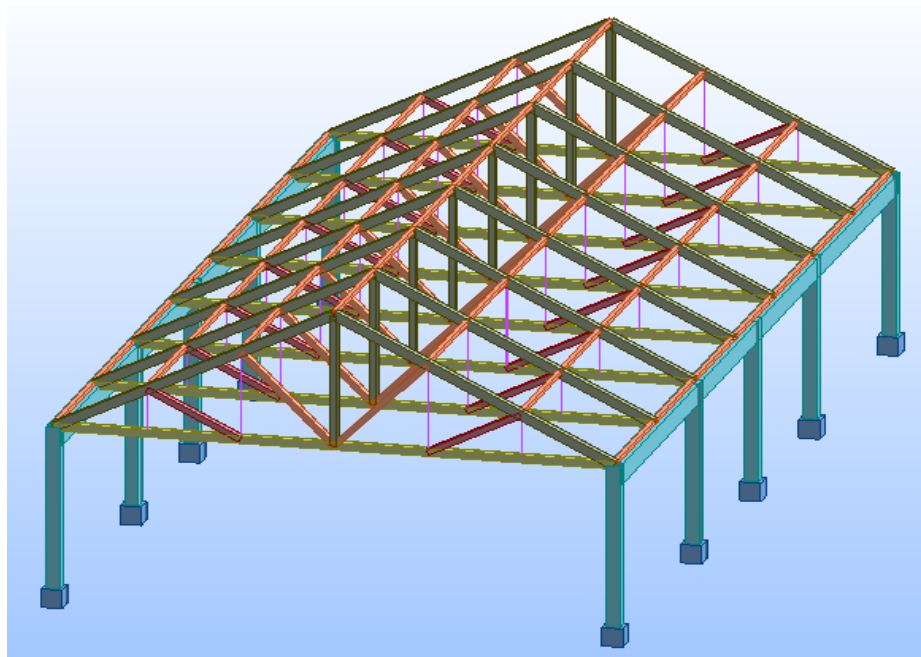


Fig.5.10 – Cobertura de Madeira

A cobertura de madeira irá ser materializada por telhas cerâmicas apoiadas sobre as varas espaçadas de 50 cm, que repousam por sua vez sobre a cumeeira, as madres e o frechal.

5.4.1.2. Material Adoptado

As espécies de madeira mais usadas nas coberturas de madeira Portuguesas são o Pinho bravo (*Pinus pinaster*, Ait.), o Castanho (*Castanea sativa*, Mill) e o Eucalipto (*Eucaliptus globules*, Labill.). Enquanto o Castanho é característico de construções eclesiásticas, a utilização do Pinho bravo e do Eucalipto é comum em construções industriais.

Neste problema, o material adoptado é da classe de resistência C24, podendo ser da espécie Pinho.

Os tirantes serão em aço da classe Fe360.

A seguir se transcrevem as propriedades associadas à classe de resistência adoptada, assim como a respectiva classe de serviço referente a esta obra.

- Classe de Resistência da Madeira: C24
- Classe de Serviço: Classe 1 ($T = 20^{\circ}\text{C}$; $\text{HR} > 65\%$ em poucas semanas por ano)
- Factor de Segurança: $\gamma_M = 1,3$ (EC5, Tabela 2.3)

Propriedades da classe de Resistência C24:

- $f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$
- $f_{t,0,k} = 14 \text{ MPa}$
- $f_{t,90,k} = 0,5 \text{ MPa}$
- $f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$
- $f_{c,90,k} = 2,5 \text{ MPa}$
- $f_{v,k} = 2,5 \text{ MPa}$
- $E_{0,m} = 11 \text{ GPa}$; $E_{0,05} = 7,4 \text{ GPa}$; $E_{90,mean} = 0,37 \text{ GPa}$; $G_{mean} = 0,69 \text{ GPa}$
- $\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$; $\rho_{mean} = 420 \text{ Kg/m}^3$

Regulamentação Adoptada:

- EN 1990-1-1-2002, Eurocódigo 0 Parte 1-1 – Bases para o Dimensionamento
- EN 1991-1-2003, Eurocódigo 1 Parte 1-1 – Acções
- EN 1991-1-4-2005, Eurocódigo 1 Parte 1-4 – Acção do Vento
- EN 1995-1-1-2004, Eurocódigo 5 Parte 1-1 – Dimensionamento de Estruturas de Madeira
- EN 1995-1-2-2002, Eurocódigo 5 Parte 1-2 – Dimensionamento ao Fogo de Estruturas de Madeira

5.4.1.3. Metodologia Aplicada

Os esforços internos das asnas foram calculados por meio de um programa de cálculo que tem por base o Método de Elementos Finitos (Robot Millenium). As asnas foram consideradas como estruturas de 2 dimensões.

O esquema de cálculo adoptado para a asna, teve por base algumas premissas, desde logo, as ligações serão todas do mesmo tipo e constituídas por parafusos de porca associados a chapas metálicas.

A rigidez destas ligações foi modelada com base no factor K_s , previsto no EC 5. Neste particular, a rigidez das ligações tem um efeito diminuto na distribuição de esforços, pois embora a asna não seja isostática, as cargas apenas são aplicadas nos nós da estrutura.

No esquema estrutural da asna tipo, percebe-se que a linha assim como as pernas são contínuas. Isto deve-se a uma maior facilidade construtiva.

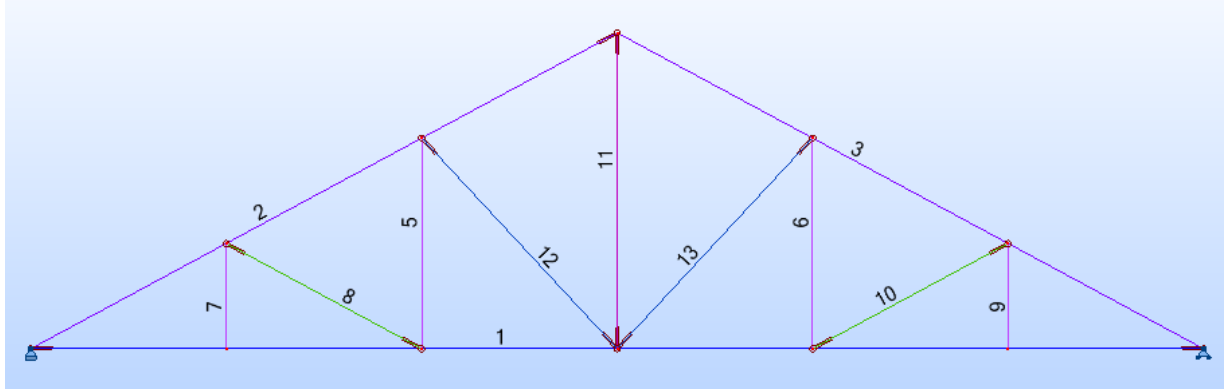


Fig.5.11 – Modelo de Cálculo da Asna

Todas as combinações relevantes, constantes do EC 1 e EC 5, foram tidas em conta, assim como as verificações foram executadas para as combinações mais desfavoráveis no Estado Limite Último, de acordo com o EC 5.

As deformações foram verificadas para o Estado Limite de Serviço, de acordo com o EC 5.

5.4.1.4. Secções da asna

Quadro 5.1 – Secções da Asna

Barras	b (mm)	h (mm)
1	180	180
2 3	180	220
5 6 7 9	Varão de 16mm	Varão de 16mm
8 10 12 13	180	140
11	140	180

5.4.1.5. Acções na Cobertura

- Carga Permanente (Telha Marselha + Isolamento) – 0,45 kN/m² (peso por m² de vertente)
- Madres, acabamentos, ripas e varas – 0,40 kN/m² (peso por m² de vertente)
- Sobrecarga – 0,30 kN/m² (Para elementos secundários – 1,0 kN)
- Vento – 0,672 kN/m² / 0,4 kN/m² / 0,16 kN/m²

5.4.2. DIMENSIONAMENTO DAS MADRES

5.4.2.1. Esquema Estrutural das Madres

As madres serão dimensionadas como vigas simplesmente apoiadas com vãos de 3,70m, trabalhando entre asnas. As madres encontram-se afastadas de 2 metros (projectão horizontal) entre si, coincidindo deste modo com os nós das asnas.

Os eixos das madres têm uma inclinação de $28,4^\circ$ com a vertical. As cargas verticais (peso próprio, sobrecarga concentrada) serão decompostas nas direcções yy e zz , como se vê na figura seguinte. A acção do vento actua perpendicularmente às madres.

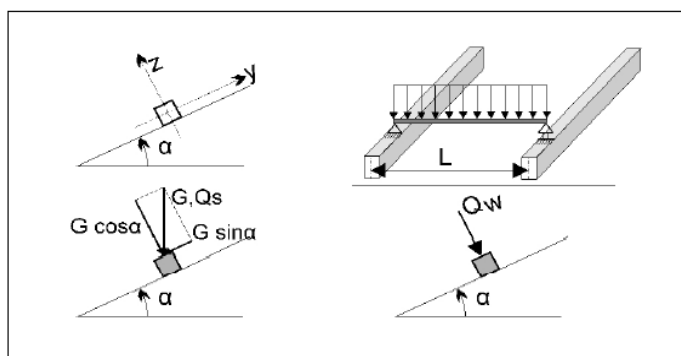


Fig.5.12 – Eixos da Madre

No dimensionamento das madres, e no que diz respeito ao bambeamento das mesmas por instabilidade do banzo superior, este vai ser desprezado, uma vez que as madres se encontram impedidas de instabilizar pelas varas da cobertura.

Dimensões das Madres

- Secção (bxh): 100x200 mm
- Espaçamento entre madres: 2,0 m (Projectção Horizontal)
- Inclinação da Cobertura: $28,44^\circ$
- Espaçamento das Asnas: 3,70 m

Esforços Resultantes nas Madres

Quadro 5.2 – Esforços nas Madres

Acções	Duração	γ_G	γ_Q	ψ_0	Q_z (Kn)	Q_y (Kn)	M_v (Knm)	M_z (Knm)
G_K	Permanente	1,35/1,0	-	1,0	3,15	1,70	2,91	1,57
Q_{k1} (sobrecarga)	Instantânea	-	1,5	0,6	0,44	0,24	0,82	0,45
Q_{K2} (vento)	Curta Duração	-	1,5	0,6	2,83	0,0	2,62	0

5.4.2.2. Verificação ao Estado Limite Último (EC 5, 6)

Quadro 5.3 – Combinações

Combinações	Duração	K_{MOD}	Q_z/K_{MOD}	Q_y/K_{MOD}	M_y/K_{MOD}	M_z/K_{MOD}
1- $\gamma_G G_K$	Permanente	0,60	7,09	3,83	6,55	3,35
2- $\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k1}$	Instantânea	1,10	4,47	2,41	4,69	2,54
3- $\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k2}$	Curta Duração	0,90	1,22	1,89	1,13	1,74

Através da análise dos quocientes dos esforços pelo factor de modificação, observa-se que a combinação condicionante é a combinação 1.

- Dimensionamento ao Corte (EC 5, 6.1.7)

$$V_{sd} = 4,25 \text{ KN} \rightarrow \tau_{sd} = 1,5 \frac{V_{sd}}{A} = 0,319 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 1,15 \text{ MPa} \text{ (EC 5, Eq. 2.14)}$$

- Dimensionamento à Flexão Desviada (EC 5, 6.1.6 (1))

Características da secção: $W_y = 6,67 \text{ mm}^3$; $W_z = 3,33 \text{ mm}^3$

$K_h = 1,0$ (EC 5, 3.2.3)

$K_m = 0,7$ (EC 5, 6.1.6 (2))

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 11,07 \text{ MPa} \text{ (EC 5, Eq. 2.14)}$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,93 \leq 1 \text{ (EC 5, Eq. 6.11)}$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,95 \leq 1 \text{ (EC 5, Eq. 6.12)}$$

5.4.3. DIMENSIONAMENTO DA ASNA

Antes de proceder ao dimensionamento das secções dos elementos que compõem a asna, convém referir que o EC 5 estipula regras adicionais para o dimensionamento da mesma, nomeadamente no ponto 9.2.1 (1), onde refere que para asnas carregadas predominantemente nos nós (como é o caso deste problema), devem apresentar um ratio de esforço máximo de 0,9 quando actuadas por flexão e compressão.

Deve-se ter em atenção também, que em elementos sujeitos à compressão, o comprimento efectivo de encurvadura no plano da asna deverá, em princípio, ser tomado como a distância entre dois pontos adjacentes de momento nulo.

- Cargas Actuantes na Asna

Quadro 5.4 – Cargas Actuantes na Asna

Acções	Acção Por nó (Kn)
G_K (sem peso próprio)	7,16
Q_{k1} (vento 1)	-0,62/-1,55
Q_{k2} (vento 2)	-5,65/-5,65
Q_{K3} (Sobrecarga)	1,11

- Combinações

Quadro 5.5 – Combinações

Combinações	Duração
1- $\gamma_G G_K$	Permanente
2- $\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k1}$	Curta Duração
3- $\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k2}$	Curta Duração
4- $\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k3}$	Instantânea

5.4.3.1. Verificação ao Estado Limite Último (EC 5, 6)

Os esforços para as diversas combinações encontram-se ilustrados no Anexo A1 deste trabalho.

Verificação dos elementos – Pernas (b=180 mm; h=220 mm)

Quadro 5.6 – Verificação ao Estado Limite Último

Combinações	Duração	K_{MOD}	$-N/K_{MOD}$	$+N/K_{MOD}$	V/K_{MOD}	M/K_{MOD}
1- $\gamma_G G_K$	Permanente	0,60	91,85	-	1,0	1,55
2- $\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k1}$	Curta Duração	0,90	24,40	-	0,39	0,43
3- $\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k2}$	Curta Duração	0,90	-	11,89	0,23	0,18
4- $\gamma_G G_K + \gamma_Q Q_{k3}$	Instantânea	1,10	65,80	-	0,67	1,12

A combinação condicionante é a combinação 1, as verificações de segurança realizar-se-ão para esta combinação.

- Dimensionamento ao Corte (EC 5, 6.1.7)

$$V_{sd} = 0,60 \text{ KN} \rightarrow \tau_{sd} = 1,5 \frac{V_{sd}}{A} = 0,023 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 1,15 \text{ MPa} \text{ (EC 5, Eq. 2.14)}$$

- Dimensionamento à Flexão Composta com Compressão (EC 5, 6.2.4 (1))

Características da secção: $W_y = 1,45 \text{E}6 \text{ mm}^3$; $W_z = 1,19 \text{E}6 \text{ mm}^3$

Esforços: $N_{sd} = -55,11 \text{ KN}$; $M_{sdy} = 0,93 \text{ KNm}$

Dado que temos compressão no elemento é necessário proceder à verificação de estabilidade à encurvadura.

Adoptou-se o comprimento de encurvadura igual ao comprimento entre os nós da asna, ou seja entre pontos de travação das pernas.

$$\lambda_y = 35,75 \rightarrow \lambda_{rel,y} = 0,606 \text{ (EC5, Equação 6.21)}$$

$$\lambda_z = 43,65 \rightarrow \lambda_{rel,z} = 0,740 \text{ (EC5, Equação 6.22)}$$

$$K_y = 0,72 \text{ (EC 5, Equação 6.27)} \rightarrow K_{c,y} = 0,90 \text{ (EC 5, Equação 6.25)}$$

$$K_z = 0,82 \text{ (EC 5, Equação 6.28)} \rightarrow K_{c,z} = 0,85 \text{ (EC 5, Equação 6.26)}$$

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 9,69 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.14)}$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 11,07 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.14)}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,y} \times f_{c,0,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,16 \leq 1 \text{ (EC 5, Equação 6.23)}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,z} \times f_{c,0,d}} \right) + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,17 \leq 1 \text{ (EC 5, Equação 6.24)}$$

A parcela relativa ao momento flector nestes elementos é muito reduzida, logo não haverá qualquer instabilidade por bambeamento, além de que, as madres ajudam a estabilizar o banzo superior destes elementos.

Verificação do elemento – Linha (b=180 mm; h=180 mm; l=12 m)

Quadro 5.7 – Verificação ao Estado Limite Último

Combinações	Duração	K _{MOD}	-N/K _{MOD}	+N/K _{MOD}	V/K _{MOD}	M/K _{MOD}
1- Y _G G _K	Permanente	0,60	-	80,35	0,78	0,98
2- Y _G G _K +Y _Q Q _{k1}	Curta Duração	0,90	-	39,48	0,29	0,31
3- Y _G G _K +Y _Q Q _{k2}	Curta Duração	0,90	4,86	-	0,18	0,11
4- Y _G G _K +Y _Q Q _{k3}	Instantânea	1,10	-	57,59	0,57	0,65

A combinação condicionante é a combinação 1, daí que as verificações de segurança irão ser efectuadas para os esforços obtidos nesta combinação.

- Dimensionamento ao Corte (EC 5, 6.1.7)

$$V_{sd} = 0,47 \text{ KN} \rightarrow \tau_{sd} = 1,5 \frac{V_{sd}}{A} = 0,022 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 1,15 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.14)}$$

- Dimensionamento à Flexão Composta com Tracção (EC 5, 6.2.3 (1))

$$\text{Características da secção: } W_y = 1,03 \text{E6 mm}^3; W_z = 1,03 \text{E6 mm}^3$$

$$\text{Esforços: } N_{sd} = 48,21 \text{ KN; } M_{sdy} = 0,59 \text{ KNm}$$

$$f_{t,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 6,46 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.14)}; f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 11,07 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.14)}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \text{ (EC 5, Equação 6.17)}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \text{ (EC 5, Equação 6.18)}$$

Verificação dos elementos – Escoras (b=180 mm; h=140 mm; l=2,95m)

Quadro 5.8 – Verificação ao Estado Limite Último

Combinações	Duração	K _{MOD}	-N/K _{MOD}	+N/K _{MOD}	V/K _{MOD}	M/K _{MOD}
5- Y _G G _K	Permanente	0,60	24,22	-	-	-
6- Y _G G _K +Y _Q Q _{k1}	Curta Duração	0,90	8,48	-	-	-
7- Y _G G _K +Y _Q Q _{k2}	Curta Duração	0,90	-	2,43	-	-
8- Y _G G _K +Y _Q Q _{k3}	Instantânea	1,10	17,35	-	-	-

- Dimensionamento à Compressão (EC 5, 6.3.2 (3))

Esforços: N_{sd}= -14,53 KN; M_{sd}=0 KNm

Dado que temos compressão no elemento é necessário proceder à verificação de estabilidade à encurvadura.

Adoptou-se conservativamente o comprimento de encurvadura igual ao comprimento do elemento.

$$\lambda_y = 56,73 \rightarrow \lambda_{\text{rel},y} = 0,962 \text{ (EC5, Equação 6.21)}$$

$$\lambda_z = 73,02 \rightarrow \lambda_{\text{rel},z} = 1,24 \text{ (EC5, Equação 6.22)}$$

$$K_y = 1,027 \text{ (EC 5, Equação 6.27)} \rightarrow K_{c,y} = 0,72 \text{ (EC 5, Equação 6.25)}$$

$$K_z = 1,363 \text{ (EC 5, Equação 6.28)} \rightarrow K_{c,z} = 0,52 \text{ (EC 5, Equação 6.26)}$$

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 9,69 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.14)}$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 11,07 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.14)}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,y} \times f_{c,0,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,09 \leq 1 \text{ (EC 5, Equação 6.23)}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,z} \times f_{c,0,d}} \right) + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,12 \leq 1 \text{ (EC 5, Equação 6.24)}$$

A parcela relativa ao momento flector nestes elementos é nula, logo não haverá qualquer instabilidade por bambeamento.

Verificação do elemento – Pendural (b=140 mm; h=180 mm)

Quadro 5.9 – Verificação ao Estado Limite Último

Combinações	Duração	K_{MOD}	$-N/K_{MOD}$	$+N/K_{MOD}$	V/K_{MOD}	M/K_{MOD}
9- $Y_G G_K$	Permanente	0,60	-	37,38	-	-
10- $Y_G G_K + Y_Q Q_{k1}$	Curta Duração	0,90	-	9,14	-	-
11- $Y_G G_K + Y_Q Q_{k2}$	Curta Duração	0,90	-	3,21	-	-
12- $Y_G G_K + Y_Q Q_{k3}$	Instantânea	1,10	-	26,53	-	-

- Dimensionamento à Tracção (EC 5, 6.1.2 (1))

Esforços: $N_{sd} = 22,43 \text{ KN}$; $M_{sdy} = 0 \text{ KNm}$

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 6,46 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.14)}$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{22,43 \times 10^3}{25200} = 0,89 \text{ MPa}$$

O dimensionamento das barras traccionadas é condicionado pelas secções úteis, nas zonas de ligação.

Na verificação da segurança da secção mais fragilizada da peça entalhada, deve ser considerada a redução da secção bem como o momento provocado pela excentricidade da força.

Verificação da Segurança nos Apoios devido a Compressão Perpendicular às Fibras

Esforço: $R_{sd} = 35,62 \text{ KN}$ (A largura do apoio é de 0,25m)

$$K_{c,90} = 1,70 \text{ (EC 5, expressão 6.4)}$$

$$f_{c,90,d} = 1,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,90,d} \leq K_{c,90} f_{c,90,d} \text{ (EC 5, 6.1.5 (1))}$$

5.4.3.2. Verificação ao Estado Limite Utilização (EC 5, 7)

Na filosofia de dimensionamento prevista no EC 5, a quantificação das deformações sofridas pelos vários elementos, divide-se em deformações instantâneas e finais, e dentro destas, subdivide-se nas provocadas pelas acções permanentes e nas resultantes pelas acções variáveis.

Geralmente, calcula-se a deformação em função da deformação instantânea, afectando-a de um factor que atende à fluência que a madeira apresenta ao longo da sua vida.

O EC 5 utiliza a combinação característica para obter a deformação instantânea e a combinação quase-permanente para obter a deformação por fluência.

Nas estruturas que têm elementos com diferentes comportamentos a tempo infinito, nomeadamente no que diz respeito à fluência, o comportamento da estrutura a tempo infinito irá afectar a rigidez e a distribuição de esforços, bem como a relação linear entre a deformação instantânea e a de longo prazo.

Assim, a deformação final da estrutura é obtida através da deformação instantânea (combinação característica), mas aplicando as propriedades de rigidez reduzidas.

$$E_{mean, fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 \times K_{def})} = 6,88 GPa \quad G_{mean, fin} = \frac{G_{mean}}{(1 + \psi_2 \times K_{def})} = 0,43 GPa$$

$$K_{ser, fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 \times K_{def})} = 2806,78 Kn / m$$

Quadro 5.10 – Verificação ao Estado Limite Serviço

Barras Críticas	G _k (mm)	Q _{k1} (mm)	Q _{k2} (mm)	Q _{k3} (mm)	Deformação Final	Limite Regulamentar
Linha	17	-6,0	-13	4,0	L/571	L/300
Perna	15	-5,0	-12	5,0	L/340	L/300

A deformada da estrutura, calculada por meio do programa de cálculo ROBOT, está ilustrada no anexo A1 deste trabalho.

5.4.3.3. Dimensionamento das Ligações (EC 5, 8)

▪ Ligação da Perna com a Linha

O tipo de ligação adoptado para este caso, foi a ligação em que os esforços são transmitidos por compressão e/ou atrito. De forma, a melhorar ainda o contacto entre os elementos ligados serão adicionados elementos metálicos, no caso, braçadeiras. O uso destes elementos metálicos, para além de prevenir as deformações no plano ortogonal à estrutura, tem o objectivo de garantir a estabilidade da ligação frente a forças cíclicas (inversão de esforços).

O dimensionamento da ligação baseia-se nos procedimentos preconizados na Norma Suíça SIA164, uma vez que o EC 5 é omissivo neste tipo de ligações.

▪ Geometria da Ligação

A geometria da ligação pode ser consultada no Anexo A2.

▪ Verificação da Profundidade do Entalhe:

$$t \geq \frac{N_d \cos \beta}{(b \times f_{c, \alpha, d})} \geq 0,047m$$

$$\sigma_{c, \alpha, d} = \frac{0,8 f_{c, 0, d}}{\frac{0,8 f_{c, 0, d}}{k_{c, 90} f_{c, 90, d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 5,76 MPa$$

- Verificação do Comprimento de Madeira à frente do entalhe:

$$v \geq \frac{N_d \cos \beta}{(b \times f_{v,d})} \geq 0,23m$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 1,15 \text{ MPa}$$

- Verificação da altura da Perna da Asna:

$$d \geq \frac{N_d}{(b \times \sigma_{c,\alpha,d})} \geq 0,091m, \text{ com } \alpha=\beta$$

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{0,8 f_{c,0,d}}{\frac{0,8 f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = 3,37 \text{ MPa}$$

- Verificação da segurança da Linha da Asna na Secção mais fragilizada

Esforços Actuantes: $N_{sd} = 48,21 \text{ KN}$

Devido à excentricidade geram-se momentos: $M_d = F_d \cdot e - V_d \cdot a = 1,84 \text{ KNm}$

$$\text{Tensões actuantes: } \sigma_{t,0,d} = \frac{48,21 \times 10^{-3}}{0,18 \times 0,18} = 1,49 \text{ MPa} \quad \sigma_{m,d} = \frac{6 \times 1,84 \times 10^{-3}}{0,18 \times 0,13^2} = 3,63 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (\text{EC5, 6.2.3 (1)})$$

- **Ligação das Pernas com Pendural**

A geometria da ligação pode ser consultada no Anexo A2, deste trabalho.

Quadro 5.11 – Ligação Pernas – Pendural

Elemento	Espessura (mm)	Esforços Actuantes (KN)	
		Paralelos ao Fio	Perpendicular ao Fio
1	180	-34,02	0,17
2	180	22,43	-
3	180	-34,02	0,17

1-Propriedades da Madeira e dos Parafusos

Parafusos de Porca M 20 (Classe 4.6); $f_{uk} = 400 \text{ N/mm}^2$

Espessura da Chapa = 8 mm

$\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Peso Específico da Madeira)

2-Determinação do Momento Plástico (EC 5, 8.5.1.1 (1))

$$M_{yRk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = 289640 \text{ Nmm (EC 5, Equação 8.30)}$$

3-Determinação da Resistência ao Esmagamento Localizado (EC 5, 8.5.1.1 (2))

$$f_{h,0,k} = 0,082 (1-0,01d) \rho_k = 22,96 \text{ MPa (EC5, Equação 8.32)}$$

4-Determinação da Resistência ao Corte do Parafuso (EC 5, 8.2.3 (1))

Espessura da chapa $< 0,5d \rightarrow$ EC5 Expressão 8.12

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} \times t_2 \times d = 41,33 \text{ KN} \\ 1,15 \sqrt{2 \times M_{y,Rk} \times f_{h,2,k} \times d} = 18,76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

A resistência ao arranque do parafuso não é conhecida, logo pode ser considerada nula (EC 5, 8.2.2 (1))

5-Determinação da Resistência ao Esmagamento da Chapa (EC 5, 8.2.3(2))

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times \alpha \times \frac{f_u}{1,25} \times d \times t = 106,24 \text{ KN } (\times 2 \text{ chapas})$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = 0,83$$

6-Dimensionamento do Número de Parafusos

$$n = \frac{F_{sd}}{F_{v,Rd}} = 2 \text{ Parafusos ; } (F_{v,Rd} \text{ atende à expressão 2.14 do EC 5})$$

7-Dimensionamento da Geometria da Ligação (EC 5, 8.5.1.1 (3))

Tabela 8.4 do EC 5

$$a_1 = (4 + |\cos \alpha|)d = 100 \text{ mm}$$

8-Verificação da Segurança na direcção do Fio (EC 5, 8.1.2. (4))

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \times F_{v,Rk} = 27,60 \text{ Kn (Equação 8.1 do EC 5)}$$

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \times \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right. \Rightarrow 1,47 \text{ (Equação 8.34 do EC 5)}$$

$$F_{v,ef,Rd} = n_{ef} \times F_{v,Rk} = 25,45 \text{ Kn} \leq F_d, \text{ é necessário aumentar o número de parafusos!}$$

Aumentando para 3:

$$n_{ef} = 2,34$$

$$F_{v,ef,Rd} = 40,56 \text{ Kn} \geq F_d$$

A ligação deve ainda obedecer ao definido no ponto 10.4.3 do EC 5.

9-Cálculo da Deformabilidade da Ligação

$$u_{inst} = \frac{F}{K_{ser}} = 3,37mm$$

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \times d}{23} = 7484,7 \text{ N/mm} \text{ (EC 5, Tabela 7.1)}$$

Força em serviço, por ligador por plano de Corte – F=25,20 kN

$$u_{fin} = u_{inst} (1 + K_{def}) = 5,39mm$$

▪ Ligação do Pendural/Escoras/Linha

▪ Quadro 5.12 – Ligação Pendural/Escoras/Linha

Elemento	Espessura (mm)	Esforços Actuantes (kN)	
		Paralelos ao Fio	Perpendicular ao Fio
1	180	-14,28	-
2	180	22,44	-
3	180	-14,28	-

1- Propriedades da Madeira e dos Parafusos

Parafusos de Porca M 20 (Classe 4.6); $f_{uk} = 400 \text{ N/mm}^2$

Espessura da Chapa = 8 mm

$\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Peso Específico da Madeira)

2- Determinação do Momento Plástico (EC 5, 8.5.1.1 (1))

$$M_{y,rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = 289640 \text{ Nmm} \text{ (EC 5, Equação 8.30)}$$

3- Determinação da Resistência ao Esmagamento Localizado (EC 5, 8.5.1.1 (2))

$$f_{h,0,k} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k = 22,96 \text{ MPa} \text{ (EC5, Equação 8.32)}$$

4- Determinação da Resistência ao Corte do Parafuso (EC 5, 8.2.3 (1))

Espessura da chapa $< 0,5d \rightarrow$ EC5 Expressão 8.12

$$F_{v,rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} \times t_2 \times d = 41,33 \text{ kN} \\ 1,15 \sqrt{2 \times M_{y,Rk} \times f_{h,2,k} \times d} = 18,76 \text{ kN} \end{array} \right.$$

A resistência ao arranque do parafuso não é conhecida, logo pode ser considerada nula (EC 5, 8.2.2 (1))

5- Determinação da Resistência ao Esmagamento da Chapa (EC 5, 8.2.3(2))

$$F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times \frac{f_u}{1,25} \times d \times t = 106,24 \text{ kN} (\times 2 \text{ chapas})$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = 0,83$$

6- Dimensionamento do Número de Parafusos

$$n = \frac{F_{sd}}{F_{v,rd}} = 2 \text{ Parafusos ; } (F_{v,rd} \text{ atende à expressão 2.14 do EC 5})$$

7- Dimensionamento da Geometria da Ligação (EC 5, 8.5.1.1 (3))

Tabela 8.4 do EC 5

$$a_1 = (4 + |\cos \alpha|)d = 100 \text{ mm}$$

8- Verificação da Segurança na direcção do Fio (EC 5, 8.1.2. (4))

$$F_{v,ef,rk} = n_{ef} \times F_{v,rk} = 27,60 \text{ Kn (Equação 8.1 do EC 5)}$$

$$n_{ef} = \min \left\{ n^{0,9} \times \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \Rightarrow 1,47 \text{ (Equação 8.34 do EC 5)} \right.$$

$$F_{v,ef,rd} = n_{ef} \times F_{v,rk} = 25,45 \text{ Kn} > F_d$$

A ligação deve ainda obedecer ao definido no ponto 10.4.3 do EC 5.

9- Cálculo da Deformabilidade da Ligação

$$u_{inst} = \frac{F}{K_{ser}} = 1,70 \text{ mm}$$

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} \times d}{23} = 7484,7 \text{ N / mm (EC 5, Tabela 7.1)}$$

Força em serviço, por ligador por plano de Corte – F=12,71 KN

$$u_{fin} = u_{inst} (1 + K_{def}) = 2,72 \text{ mm}$$

NOTA: As restantes ligações da asna não abordadas neste trabalho, assim não o foram, por se tratarem de ligações iguais às abordadas, não trazendo nada de novo ao trabalho, não sendo mais do que um processo repetitivo.

No anexo A2 deste trabalho, encontram-se os desenhos devidamente cotados, da final da asna, assim como a pormenorização das ligações.

5.4.4. DIMENSIONAMENTO AO FOGO DOS ELEMENTOS DA ASNA

As regras definidas na parte 1-1 do EC 5 aplicam-se em conjunção com as propriedades da secção transversal determinada de acordo com os pontos 4.2, 4.3 ou 4.4, da parte 1-2 do mesmo Eurocódigo.

O método escolhido para a análise da resistência ao fogo, dos elementos constituintes da asna, foi o método simplificado da secção transversal efectiva.

Numa primeira fase, determinar-se-á, através das expressões 2.4 e 2.5, constantes na parte 1-2 do EC 5, as propriedades resistentes da classe de madeira, constituinte da asna (C 24). O factor de modificação utilizado, para a situação de incêndio é segundo, o ponto 4.2.2.(5) do EC 5, igual à unidade.

Propriedades da classe de Resistência C24, em situação de incêndio:

- $f_{m,d,fi} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{t,0,d,fi} = 17,5 \text{ MPa}$
- $f_{t,90,d,fi} = 0,625 \text{ MPa};$
- $f_{c,0,d,fi} = 26,25 \text{ MPa};$
- $f_{c,90,d,fi} = 3,125 \text{ MPa};$
- $f_{v,d,fi} = 3,125 \text{ MPa};$
- $E_{0,d,fi} = 9,25 \text{ GPa};$
- $\rho_k = 350 \text{ Kg/m}^3; \rho_{mean} = 420 \text{ Kg/m}^3$

Através da aplicação, da profundidade de carbonização nominal ($d_{char,n}$) e considerando um tempo de incêndio igual a 15 minutos, obtemos a espessura de madeira que terá capacidade resistente nula.

$$d_{char,n} = \beta_n \times t = 0,8 \times 15 = 12 \text{ mm}, \text{ em que } \beta_n, \text{ é obtido através da tabela 3.1 do EC 5.}$$

Aplicando, o método da secção transversal efectiva, obtém-se a secção efectiva resistente, como mostra a seguinte expressão.

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0 = 12 + 0,75 \times 7 = 17,25 \text{ mm}$$

Em que k_0 , é obtido através da tabela 4.1., e d_0 tem um valor constante de 7 milímetros. As acções actuaes em situação de incêndio são minoradas, através do factor, η_{fi} . Neste caso, adoptou-se o valor recomendado pelo EC 5, de 0,6, assim:

$$E_{d,fi} = E_d \times \eta_{fi} = 0,6 E_d$$

Definidos já, todos os parâmetros intervenientes, proceder-se-á à verificação da resistência, associada a cada elemento.

Apenas se fará, a verificação da resistência ao fogo para dois elementos, a fim de não tornar demasiado extenso este capítulo, e sabendo que o processo é idêntico para todos os elementos.

Verificação do elemento – Linha ($b_{ef} = 145,5 \text{ mm}; h_{ef} = 145,5 \text{ mm}; l = 12 \text{ m}$)

- Dimensionamento ao Corte (EC 5, 6.1.7)

$$V_{sd} = 0,28 \text{ KN} \rightarrow \tau_{sd} = 1,5 \frac{V_{sd}}{A} = 0,020 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 3,125 \text{ MPa} \text{ (EC 5, Eq. 2.1)}$$

- Dimensionamento à Flexão Composta com Tracção (EC 5, 6.2.3 (1))

$$\text{Características da secção: } W_y = 5,13 \text{E}5 \text{ mm}^3; W_z = 5,13 \text{E}5 \text{ mm}^3$$

$$\text{Esforços: } N_{sd} = 28,90; M_{sdy} = 0,35 \text{ KNm}$$

$$f_{t,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 6,46 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.14)}$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 11,07 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.14)}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \text{ (EC 5, Equação 6.17)}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \text{ (EC 5, Equação 6.18)}$$

No elemento linha, a resistência a um fogo de 15 minutos é garantida.

Verificação do elemento – Pendural (b=122,75 mm; h=162,75 mm)

- Dimensionamento à Tracção (EC 5, 6.1.2 (1))

Esforços: $N_{sd} = 13,46 \text{ kN}$; $M_{sdy} = 0 \text{ kNm}$

$$f_{t,0,d} = 17,5 \text{ MPa (EC 5, Eq. 2.1)}$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{13,46 \times 10^3}{19977,6} = 0,67 \text{ MPa}$$

O elemento pendural resiste a um fogo de 15 minutos.

Com esta pequena análise, conclui-se que as estruturas de madeira apenas terão problemas para tempos de exposição ao fogo elevados, uma vez que a sua resistência de cálculo em situação de incêndio, é até superior, à resistência de cálculo em situação normal de dimensionamento. Outro factor, que influencia positivamente essa resistência, mas não tendo directamente a ver com a orgânica do comportamento da madeira é a minoração das cargas actantes, num valor de 60 % (valor aconselhado pelo EC 5). Assim, o único factor que actua negativamente sobre a resistência da madeira é a perda de secção decorrente da evolução do fogo.

5.5. DIMENSIONAMENTO DE UM PASSADIÇO EM MADEIRA

5.5.1. INTRODUÇÃO

Os passadiços de madeira têm uma longa tradição no Norte da Europa, principalmente nas zonas rurais, e na América do Norte. No entanto, nas últimas décadas, esta solução perdeu alguma importância perante as potencialidades de materiais como o aço e o betão.

Nos últimos anos, as passagens de madeira têm sido empregues em locais de lazer, vencendo pequenos vãos e servindo como elementos de embelezamento, definindo-se usualmente como estruturas simplesmente apoiadas. Em Portugal, esta solução estrutural já conseguiu ter alguns seguidores, como é o caso das passagens apresentadas na Figura seguinte, deparando-se com três distintas tipologias: passagem “porticada”, passagem em arco e passagem em arco de três rótulas.



Fig.5.13 – Passadiços de madeira localizados na Pasteleira, Porto

Neste trabalho, efectuar-se-á uma análise de um passadiço de 20 metros de vão, visando o cumprimento dos Estados Limite e o dimensionamento das ligações. O esquema estrutural adoptado, está representado na Fig. 5.14, e consiste em duas vigas curvas de altura constante, devidamente travadas por meio de travessas que unem essas vigas principais. De seguida, apresentam-se os passos e considerações principais que levaram ao dimensionamento do passadiço.

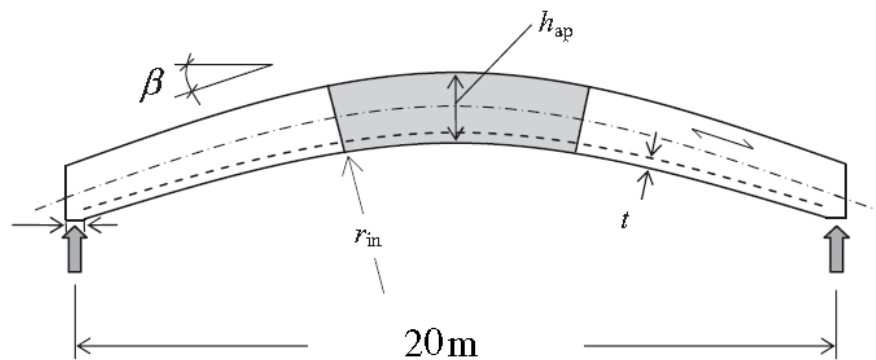


Fig.5.14 – Esquema estrutural do Passadiço

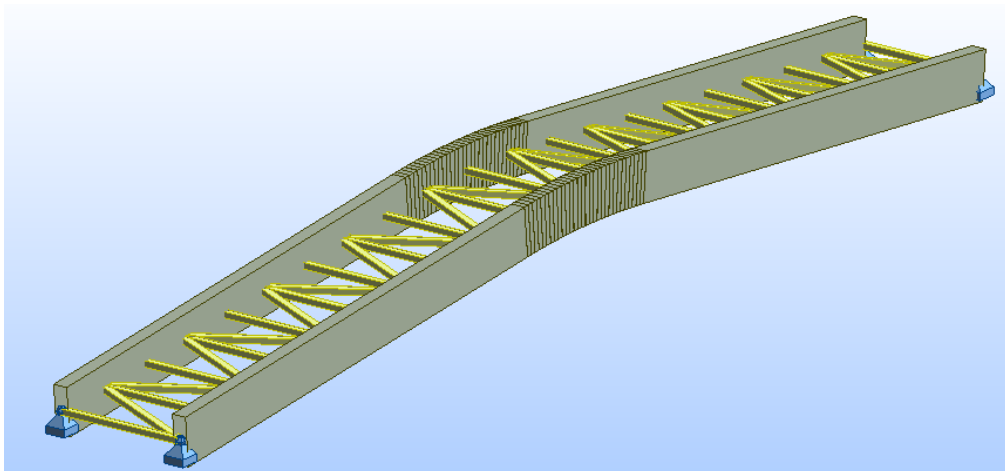


Fig.5.15 – Modelo de cálculo adoptado

5.5.2. PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO

Definição Geométrica

- Largura da viga, $b = 240$ mm
- Altura da viga na zona do cume, $h_{ap} = 840$ mm
- Ângulo do Fio, $\beta = 5,71^\circ$
- Raio Interno da Viga Curva – 15 m
- Espessura das lamelas constituintes da viga, $t = 28$ mm
- Módulo de Flexão do eixo yy, na zona do cume, $W_y = 28,22 \text{ E } 6 \text{ mm}^3$

Propriedades da Madeira Lamelada Colada Utilizada (GL28h)

- Resistência à flexão característica, $f_{m,g,k} = 28$ MPa
- Resistência ao corte, $f_{v,g,k} = 3,2$ MPa
- Resistência à compressão perpendicular às fibras, $f_{c,90,g,k} = 3,0$ MPa
- Resistência à compressão paralela às fibras, $f_{c,0,g,k} = 26,5$ MPa
- Resistência à tracção perpendicular às fibras, $f_{t,90,g,k} = 0,45$ MPa

Factores Parciais de Segurança

O factor de segurança associado à madeira lamelada colada, γ_M , é igual a 1,25, segundo a Tabela 2.3 do EC 5. As acções são majoradas de 1,35, quando se tratem de acções permanentes, ou de 1,5 quando se tratem de acções variáveis, com efeito adverso.

Acções

As acções foram quantificadas, com base, no Eurocódigo 1. Segundo este regulamento, três tipos de acções verticais podem ser previstas para o dimensionamento de pontes pedonais, a aplicação de uma carga distribuída representando efeitos estáticos de uma multidão, ou uma carga concentrada, representando uma *maintenance load*, e por último a passagem de um ou mais veículos prioritários que possam atravessar o passadiço. No âmbito, deste passadiço, a acção a considerar é a primeira, assim:

$$2,5 \leq q_{fk} = 2 + \frac{120}{L + 30} \leq 5,0 \quad (\text{KN/m}^2)$$

$$q_{fk} = 4,55 \quad (\text{KN/m}^2)$$

Para uma avaliação de efeitos locais, deverá ser utilizada uma acção concentrada de 10 KN, a actuar numa superfície quadrada de 10 centímetros de lado.

Deve ser prevista, também uma acção horizontal actuando ao longo do tabuleiro da ponte, ao nível do pavimento, cuja intensidade deve ser igual a 10% da carga total vertical. A acção deve ser considerada actuando, num quadrado de 10 centímetros. Esta acção, visa alcançar a estabilidade horizontal, e é assumido que actua simultaneamente com a correspondente carga vertical distribuída, e nunca em conjunto com a carga concentrada.

Factores de Modificação

- Factor de Modificação

Esta estrutura insere-se na Classe de Serviço 3, e de acordo com a acção variável de curta duração, o K_{MOD} é 0,70 (Tabela 3.1, EC 5).

- Factor de Tamanho

Para a secção transversal da viga adoptada, o factor, K_h , é igual a 1,0.

- Factor Instabilidade Lateral (K_{crit}) (EC 5, 6.3.3.)

O factor K_{crit} , pode ser tomado igual a 1,0, neste caso, uma vez que as vigas estão impedidas de se deslocarem lateralmente, tendo o banzo comprimido travado por meio das travessas. Os apoios impedem também a rotação das vigas.

- Factor aplicado para a obtenção de tensões por flexão na zona do cume (K_l) (EC 5, Eq. 6.43)

$$K_l = k_1 + k_2 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right) + k_3 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^2 + k_4 \left(\frac{h_{ap}}{r} \right)^3$$

$$K_l = 1,19 - 0,449 \left(\frac{h_{ap}}{15,42} \right) + 1,429 \left(\frac{h_{ap}}{15,42} \right)^2 + 0,0599 \left(\frac{h_{ap}}{15,42} \right)^3 = 1,17$$

Os factores K_l a K_4 , foram obtidos através das expressões 6.44 a 6.47 do EC 5.

- Volume tensionado na zona do cume

$$V = \frac{\beta \pi b}{180} (h_{ap}^2 + 2r_{in} h_{ap}) = 0,64 m^3$$

- Volume aproximado da viga na zona do cume

$$V_b = V + 2b h_{ap} \frac{\frac{l}{2} - \left(r_{in} + \frac{h_{ap}}{2} \right) \sin \beta}{\cos \beta} = 4,07 m^3$$

O volume tensionado na zona do cume, é inferior a 2/3 do volume total da viga.

- Factor de Volume na zona do Cume, K_{vol} (EC 5, equação 6.51)

$$k_{vol} = \left(\frac{0,001}{V} \right)^{0,2} = 0,27$$

- Factor de distribuição de tensões na zona do cume, k_{dis} (EC 5, equação 6.52)

$$k_{dis} = 1,4$$

- Factor de redução da resistência das lamelas devido à curvatura das mesmas, k_r (EC 5, equação 6.49)

$$\frac{r_{in}}{t} \geq 240 \quad , \text{ logo } k_r = 1$$

Breve análise dinâmica do Passadiço

Efectuou-se uma análise dinâmica, através do método de sobreposição modal, com a ajuda do programa de cálculo ROBOT, chegando-se à conclusão que não haveria qualquer problema de vibrações. A frequência vertical natural da estrutura é de 7,89 Hz, muito acima do intervalo definido como crítico pela *Sétra*, que aponta o intervalo entre 1,7 e 2,1 Hz, como o de risco máximo.

No que respeita, à frequência lateral da estrutura, esta apresenta um valor de 6,91 Hz, também muito acima da zona de “perigo”, definida no intervalo de 0,5 a 1,1 Hz.

O coeficiente de amortecimento adoptado foi de 1,5%, de acordo, com o estipulado no EC 5, Parte 2.

As deformadas dos modos de vibração associados às frequências naturais da estrutura, estão dispostas no Anexo A,3 deste trabalho.

5.5.3. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Como a viga principal é de secção constante, a condição crítica de dimensionamento ocorre no cume, assim, proceder-se-á à verificação da tensão de flexão, tensão de tracção perpendicular ao fio, e à combinação desta com a tensão de corte.

Os esforços obtidos para o passadiço, encontram-se no Anexo A3, deste trabalho.

- Verificação da Tensão de Flexão

$$\sigma_{m,d} = k_l \times \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} = 1,17 \times \frac{6 \times 18,23 \times 10^{-3}}{0,24 \times 0,84^2} = 0,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,d} \leq k_r f_{m,d} \leq 15,68 \text{ MPa}$$

- Verificação da Tensão de Tracção Perpendicular às Fibras

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \times \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} = 0,027 \times \frac{6 \times 18,23 \times 10^{-3}}{0,24 \times 0,84^2} = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \times K_{vol} \times f_{t,90,d} \leq 1,4 \times 0,27 \times 0,252 \leq 0,095 \text{ MPa}$$

- Verificação do efeito conjunto da Tensão Perpendicular às fibras com a Tensão de Corte

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \times K_{vol} \times f_{t,90,d}} \leq 1 \Leftrightarrow \frac{0,28}{1,79} + \frac{0,017}{0,095} \leq 1$$

As travessas, também foram dimensionadas, no entanto, estas não são mais do que, elementos sujeitos a flexão composta, situação idêntica a elementos, já dimensionados, constituintes da asna, daí a não exposição dos cálculos relativos às travessas, por achar-se redundante expor esses mesmos cálculos. A secção obtida para estes elementos foi de 10x10 cm. As travessas são constituídas de madeira maciça natural da classe C24.

5.5.4. DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO DA VIGA PRINCIPAL

▪ Quadro 5.13– Ligação

Elemento	Espessura (mm)	Esforços Actuantes (KN)	
		Paralelos ao Fio	Perpendicular ao Fio
1	24	481,11	-

1-Propriedades da Madeira e dos Parafusos

Parafusos de Porca M 20 (Classe 8.8) $f_{uk} = 800 \text{ N/mm}^2$

Espessura da Chapa = 10 mm

$\rho_k = 410 \text{ Kg/m}^3$ (Peso Específico da Madeira)

2-Determinação do Momento Plástico (EC 5, 8.5.1.1 (1))

$M_{y,rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = 579281 \text{ Nmm}$ (EC 5, Equação 8.30)

3-Determinação da Resistência ao Esmagamento Localizado (EC 5, 8.5.1.1 (2))

$f_{h,0,k} = 0,082 (1-0,01d) \rho_k = 26,90 \text{ MPa}$ (EC5, Equação 8.32)

4-Determinação da Resistência ao Corte do Parafuso (EC 5, 8.2.3 (1))

Espessura da chapa $< 0,5d \rightarrow$ EC5 Expressão 8.12

$$F_{v,rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} \times t_2 \times d = 64,56 \text{ KN} \\ 1,15 \sqrt{2 \times M_{y,Rk} \times f_{h,2,k} \times d} = 28,71 \text{ KN} \end{array} \right.$$

5-Determinação da Resistência ao Esmagamento da Chapa (EC 5, 8.2.3(2))

$$F_{b,rd} = 2,5 \times \alpha \times \frac{f_u}{1,25} \times d \times t = 194,0 \text{ KN} (\times 2 \text{ chapas})$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = 0,97$$

6-Dimensionamento da Geometria da Ligação (EC 5, 8.5.1.1 (3))

Tabela 8.4 do EC 5

$$a_1 = (4 + |\cos \alpha|)d = 100 \text{ mm}$$

7-Verificação da Segurança na direcção do Fio (EC 5, 8.1.2. (4))

$$F_{v,ef,rk} = n_{ef} \times F_{v,rk} = 33 \times 28,71 = 947,43 \text{ Kn} \text{ (Equação 8.1 do EC 5)}$$

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \times \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \end{array} \right. \Rightarrow 11 \text{ (por linha paralela ao fio) (Equação 8.34 do EC 5)}$$

$$F_{v,ef,rd} = n_{ef} \times F_{v,rd} = 510,2 \text{ Kn} > F_d$$

A ligação deve ainda obedecer ao definido no ponto 10.4.3 do EC 5.

O desenho da ligação, devidamente cotado, encontra-se no anexo A3 deste trabalho, assim como as ligações das travessas às vigas principais.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

A opção por estruturas de madeira deve basear-se em razões claras e objectivas. Acima de tudo, trata-se do reconhecimento das características de desempenho físicas e mecânicas da madeira, às quais actualmente se acrescentam factores ligados com as preocupações ambientais. Sendo um material natural e renovável, transformável à custa de um baixo consumo energético, a madeira goza de uma imagem favorável face às actuais preocupações ambientais e de economia de energia. A sua utilização na construção poderá representar uma forma de valorizar os produtos florestais, constituindo, certamente, um excelente meio de preservação das florestas mundiais. As vantagens da utilização da madeira em estruturas aumentarão à medida que só projectistas forem sabendo tirar partido das propriedades deste material.

As propriedades ortotrópicas, da madeira, alteram-se com as mudanças das condições climáticas, e a duração de actuação da carga também afecta significativamente as suas resistências e deformações. As propriedades não só variam com a espécie, bem como dentro da mesma espécie, de exemplar para exemplar. A sua durabilidade é demonstrada pelas várias estruturas de madeira que chegaram praticamente intactas aos nossos dias. Estas construções provam que a madeira quando bem utilizada é muito durável. E, se a baixa durabilidade de algumas espécies constituiu no passado um entrave ao seu uso, hoje em dia, este problema é facilmente superável pelo recurso a tratamentos de preservação.

O reconhecimento das potencialidades estruturais da madeira passa pela análise das suas características mecânicas e pela comparação com outros materiais. Numa primeira análise, podemos concluir que a madeira apresenta uma elevada resistência à flexão, sobretudo se analisarmos o seu peso (a relação resistência/peso é 1,4 vezes superior à do aço e 10 vezes superior à do betão). Possui ainda, uma boa resistência aos esforços na direcção das fibras, contrastando com uma reduzida resistência ao corte, sendo que este aspecto é também partilhado pelo betão. As maiores pechas da madeira prendem-se com as reduzidas resistências à compressão e à tracção na direcção perpendicular às fibras, com particular incidência quando o esforço é de tracção. O módulo de elasticidade é baixo, cerca de metade do apresentado pelo betão e vinte vezes menor que o evidenciado pelo aço, factor que influencia sobremaneira, as deformações dos elementos resistentes e a possibilidade destes sofrerem encurvadura.

A madeira é um material orgânico e natural de estrutura celular, de propriedades ortotrópicas (comportamento distinto das propriedades físicas e mecânicas consoante a direcção que se considere, nomeadamente, na direcção paralela e perpendicular às fibras) exibindo um comportamento diferido complexo.

A maioria dos cálculos estruturais assentam na hipótese da madeira possuir um comportamento linear e elástico. Todavia, uma representação analítica mais realista do comportamento da madeira é necessária para a resolução de vários problemas, como os que surgem nas ligações (decorrente da compatibilização de dois materiais), e até para desenvolver métodos de controlo das estruturas e desenvolvimento de procedimentos para avaliação e gestão do risco. A abordagem ainda muito simplificada, prevista no EC 5, apresenta diversas lacunas, mormente por não representar fielmente o comportamento quer em serviço, quer em rotura da madeira. No entanto, este aspecto revela-se complexo de ultrapassar, face à imensa variabilidade da madeira. Actualmente, não existem métodos fiáveis capazes de prever a distribuição das tensões dentro de um elemento estrutural.

Face a todas estas vicissitudes, é necessário ter cuidado no dimensionamento das estruturas de madeira, começando desde logo pela realização do modelo de cálculo. Diversos métodos de modelação da não linearidade do comportamento mecânico dos materiais foram até hoje propostos. Esses métodos podem ser classificados nas seguintes categorias: métodos empíricos de ajustamento de curvas, modelos de elasticidade não linear, modelos de plasticidade e modelos de dano. Alguns destes modelos têm sido aplicados à madeira. De facto, como foi claramente demonstrado por vários autores, a madeira exibe um comportamento mecânico não linear, principalmente quando solicitada sob esforços de compressão. A distribuição de esforços dentro de uma estrutura é sensível ao tipo de ligações assim como à presença de outros materiais estruturais.

O EC 5 peca ainda por escasso relativamente a alguns assuntos, nomeadamente, no que diz respeito à fluência da madeira, que se trata de um fenómeno largamente constatado, mas ainda longe de ser conhecido em toda a sua extensão. Sendo que o EC 5, possui uma abordagem empírica e conservadora. Não se entende muito bem, também, o dimensionamento das ligações, uma vez que, as forças no nó da ligação são fruto do resultado de uma análise linear elástica da estrutura em Estado Limite Último, ao passo que, a resistência da ligação é derivada da assunção de um comportamento rígido-plástico da mesma.

A madeira é um material higroscópico, isto é, perde ou ganha humidade em função das alterações de temperatura e de humidade relativa do ar do local em que se encontra. Estas variações de humidade não só estão na origem do desenvolvimento de fendas e empenos como, é preciso ter em conta que a maioria das suas propriedades, físicas e mecânicas, dependem do teor de água. Também o risco de degradação por agentes biológicos é função do valor do teor em água da madeira. As variações do valor do teor em água da madeira produzem uma alteração das suas dimensões. Fruto da ortotropia da madeira, estas variações dimensionais não ocorrem de igual modo para as direcções axial, radial e tangencial. O valor máximo verifica-se para a direcção tangencial e o valor mínimo na direcção longitudinal, que por ser tão reduzido pode ser desprezado. O valor da retracção radial é cerca de 50 a 60% daquele apresentado pela retracção tangencial. Em resultado da ortotropia da sua estrutura, na qual se distinguem três direcções principais (longitudinal, radial e tangencial), torna-se necessário considerar distintos valores para as propriedades mecânicas da madeira pelo menos em duas direcções: paralela e perpendicular às fibras. É aqui que reside a principal diferença, em comparação com outros materiais empregues em estruturas, como são o betão e o aço. A resistência da madeira depende fortemente do tempo de aplicação da carga. Perante cargas permanentes obtêm-se resistências que rondam os 60% dos valores atingidos em ensaios de curta duração, com cerca 5 ± 2 minutos [8]. A madeira tem a propriedade singular de poder suportar cargas de curta duração bastante superiores às que determinam a sua rotura por períodos de longa duração [12]. Esta propriedade, torna a madeira, um material estrutural com grande eficácia sob cargas dinâmicas, como o vento e o sismo. Por outro lado, como as estruturas em madeira se caracterizam por possuir baixo peso próprio, remanesce uma grande capacidade resistente para fazer frente às cargas de curta duração.

O comportamento da madeira face ao fogo, é surpreendentemente bom, contrariamente ao que a sua inflamabilidade deixaria prever, chegando a apresentar melhor comportamento que o aço estrutural. Quando sob a acção do fogo, na madeira forma-se uma camada calcinada isolante fruto de uma rápida combustão do material superficial. Debaixo desta capa existe uma outra, camada de pirólise (madeira alterada mas não ainda inteiramente decomposta). Sob estas duas camadas, a madeira mantém-se inalterada. Como a condutividade térmica da camada calcinada é de cerca de 1/6 da madeira inalterada, a camada calcinada funciona como capa de protecção. Na verdade, esta camada retarda a progressão da combustão em profundidade, mantendo a temperatura no interior, baixa, com as propriedades físicas e mecânicas constantes. Assim, a perda de resistência deve-se, essencialmente, à redução da secção transversal, e não a uma perda de resistência do material.

A durabilidade da madeira é muito elevada, mesmo em condições adversas para outros materiais, contudo revela susceptibilidade ao ataque de fungos e insectos xilófagos, função das condições ambientais. Pode durar séculos debaixo do solo, exposta às intempéries, submersa ou no interior seco de uma habitação. No entanto, a mesma espécie quando exposta a condições ambientais desfavoráveis pode desaparecer em poucos anos sem deixar qualquer vestígio. O método de secagem, a que a madeira é sujeita, depois de abatida tem grande importância no seu comportamento, sob o ponto de vista de durabilidade.

Sob o ponto de vista das exigências construtivas relacionadas com o conforto, como sejam o aspecto estético ou o isolamento térmico, a madeira oferece excelentes características de desempenho. O valor estético das construções em madeira é inegável. O bom isolamento térmico que proporciona, associado à capacidade de absorver e restituir humidades ao ambiente, assegura um óptimo conforto durante todo o ano, contribuindo assim para minimizar o consumo de energia.

No que se refere aos custos da construção em madeira, é possível conseguir economias face à utilização de outros materiais. Estas economias têm a ver, por exemplo, com o seu menor peso próprio, que se traduz em fundações mais ligeiras, ou com a sua durabilidade natural conduzindo a intervenções de manutenção mais simples. A construção em madeira é por natureza pré-fabricada, o que poderá constituir outra vantagem económica a ter em conta, desde que associada a uma boa planificação e standardização, sem esquecer a economia inerente a um tempo de execução mais curto.

Nos dois exemplos, realizados constatou-se que com secções esbeltas consegue-se ter grande capacidade resistente. No entanto, no dimensionamento das secções há que ter grande cuidado na análise da combinação afecta apenas a acções permanentes, visto esta conduzir a capacidades resistentes de cálculos muito baixas, através da incorporação do factor de modificação. Estas estruturas, são muitas vezes condicionadas pelos limites de deformação, principalmente estruturas como o passadiço, sujeitas a flexão e corte. O módulo de elasticidade reduzido da madeira proporciona, flechas instantâneas elevadas, quando comparado com outros materiais. Observou-se, também, que a madeira possui um bom comportamento ao fogo, uma vez que a perda de secção é relativamente lenta, aproximadamente 0,7 mm por minuto.

6.2. PERSPECTIVA FUTURA

O uso da madeira para fins estruturais vai continuar, a curto prazo, centrado no campo da reabilitação de edifícios históricos e sobretudo nas estruturas com coberturas de vãos moderados ou grandes. Pelo contrário, dificilmente a madeira vai conseguir introduzir-se de forma significativa no campo dos edifícios habitacionais, vencendo os receios que existem relativamente a sua falta de rigidez, elevada manutenção e potencial perigo em caso de incêndio.

Neste sentido, pode-se adivinhar os campos em que se vai centrar a construção em madeira:

- O uso de madeira serrada vai limitar-se exclusivamente a reabilitações e obras menores;
- A madeira lamelada vai continuar centrada na construção de estruturas de coberturas com as mais diversas tipologias, tanto planas como de simples e dupla curvatura. É provável um certo aumento no uso de estruturas trianguladas, favorecido pelas novas possibilidades oferecidas pelos modernos adesivos (ligações coladas) para resolver enlaces de tracção. No entanto, apesar do interesse objectivo destas tipologias, será difícil que alcancem uma ampla difusão pela repercussão negativa que tem o custo final da estrutura.
- A técnica de micro-lamelado deverá aumentar progressivamente a sua implantação no mercado, tendo em conta as suas excelentes propriedades mecânicas. O mesmo deverá acontecer a outros produtos industrializados interessantes de uso estrutural, como os perfis de aglomerado PSL ou os de aglomerados LSL. Obviamente tal depende em grande medida do esforço que for feito para divulgar entre os técnicos, das possibilidades de tais produtos, bem como da sua disponibilidade a preço competitivo no mercado.

O trabalho apresentado pretendeu sintetizar o actual estado de conhecimento da madeira como material estrutural, aplicando as técnicas de análise estrutural, previstas no EC 5, a dois casos práticos, identificando as peculiaridades deste material. É notória, a necessidade de um conhecimento mais profundo da madeira, sustentado em investigação científica, assim como, em inúmeras estruturas já construídas, que podem servir para identificação de eventuais erros que possam estar a ser cometidos no processo de dimensionamento actual. A abordagem do EC 5, é ainda muito simplificada e conservadora.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Directiva do Conselho de 21 de Dezembro de 1998 relativa à aproximação das disposições legislativas, regulamentares e administrativas dos estados-membros no que respeita aos produtos da construção (Directiva 89/106/CEE), Jornal Oficial das Comunidades Europeias, Bruxelas, L 40, de 11 de Fevereiro de 1989, p. L 40/12-L 40/26.
- [2] ENV 1995-1-1:2004, Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings, Comité Européu de Normalização (CEN).
- [3] EN 338, *Structural Timber*. CEN, Bruxelas, 2003.
- [4] EN 1912, *Structural Timber – Strength classes – Assignment of visual grades and species*. CEN, Bruxelas, 1998.
- [5] EN 408, *Timber Structures – Structural timber and glued laminated timber – Determination of some physical and mechanical properties* CEN, Bruxelas, 2003.
- [6] Júnior, J. *Avaliação não destrutiva da capacidade resistente de estruturas de madeira de edifícios antigos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2006.
- [7] Makepeace, J., *The encyclopedia of wood*. Nova York, 1993.
- [8] Sardinha, A. a madeira. In *Ciência e Tecnologia dos Materiais*, pp. 174-204, UTAD, Vila Real, 1988.
- [9] Capuz, R., *Métodos de ensayos no destructivos para la estimación de las propiedades físicas y mecánicas de las maderas*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Valencia, 2003.
- [10] Porteous, J., Kermani, A. *Structural Timber Design to Eurocode 5*. Blackwell Publishing, Oxford, 2007.
- [11] Aghayere, A., Vigil, J. *Structural Wood Design to Eurocode 5*. John Wiley & Sons, New Jersey, 2007.
- [12] Carvalho, A., *Madeiras Portuguesas – Vol. I*. Instituto Florestal, Lisboa, 1996.
- [13] Carvalho, A., *Madeiras Portuguesas – Vol. II*. Direcção Geral das Florestas, Lisboa, 1997.
- [14] Negrão, J. *Estruturas de Madeira*. Curso de Formação para Engenheiros Cívís, Coimbra, 2001
- [15] Arriaga, F. Pezaza, F; Esteban, M.; Bobadilla, I; Garcia, F., *Intervención en estructuras de madera*. AITIM, Madrid, 2002.
- [16] Choo, B. bending. In BLASS, H. J., AUNE, P., CHOO, B. S. et al. - *Timber Engineering – Step 2*, Almere Centrum Hout, 1995.
- [17] Wood, L. *Relation of strength of wood to duration of load*, Report no. 1916. Madison, USDA Forest service, Forest products laboratory; 1951.
- [18] EN 1194, *Timber Structures – Glued laminated timber – Strength Classes and Determination of characteristic values*, Bruxelas, 2003.
- [19] NIELSEN, L. ‘*Lifetime and Residual Strength of wood subjected to static and variable load – Part I+II.*’, *Holz als Roh- und Werkstoff* 58: 81-90 and 141-152. Springer, 2000.
- [20] Cheung, C., Sorensen H., *Effect of axial loads on radial stress in curved beams*, *Wood Fiber Science*, 1983.

- [21] Zalph, L., McClain T., *Strength of wood beams with fillet interior notches: a new model*, Wood and Fiber Science, 1992.
- [22] Zandberg, Smith W., *Finite element fracture prediction for wood with knots and cross grain*, Wood Fiber Science, 1988.
- [23] Pindera, M., Herakovich H., *Shear characterization of unidirectional composites with the off-axis tension test*, 1986.
- [24] Parisi M.A.; Piazza M. – *Mechanics of plain and retrofitted traditional timber connections*. *J Struct Engrg.*. ASCE, 2000.
- [25] Costa F.P. *Enciclopédia Prática da Construção Civil*. Edição do Autor. Depositária Portugália Editora. 1955, Lisboa.
- [26] Branco, J. et al. *Portuguese traditional timber trusses: static and dynamic behaviour*. Report E-19/05. DECivil, University of Minho, 2005.
- [27] Riberholt, H., tapered timber beams. In: *The Proceedings of the CIB W18 Meeting*, 1979. (Paper W18/11-10-1)
- [28] ENV 1995-1-2:2004. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General -Structural fire design. CEN, Bruxelas.
- [29] Cachim, P. *Análise Comparativa dos Métodos de Cálculo da Resistência ao fogo em Estruturas de Madeira*. 5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Maputo, 2008.

Anexo A1

ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO E DEFORMAÇÃO DA ASNA

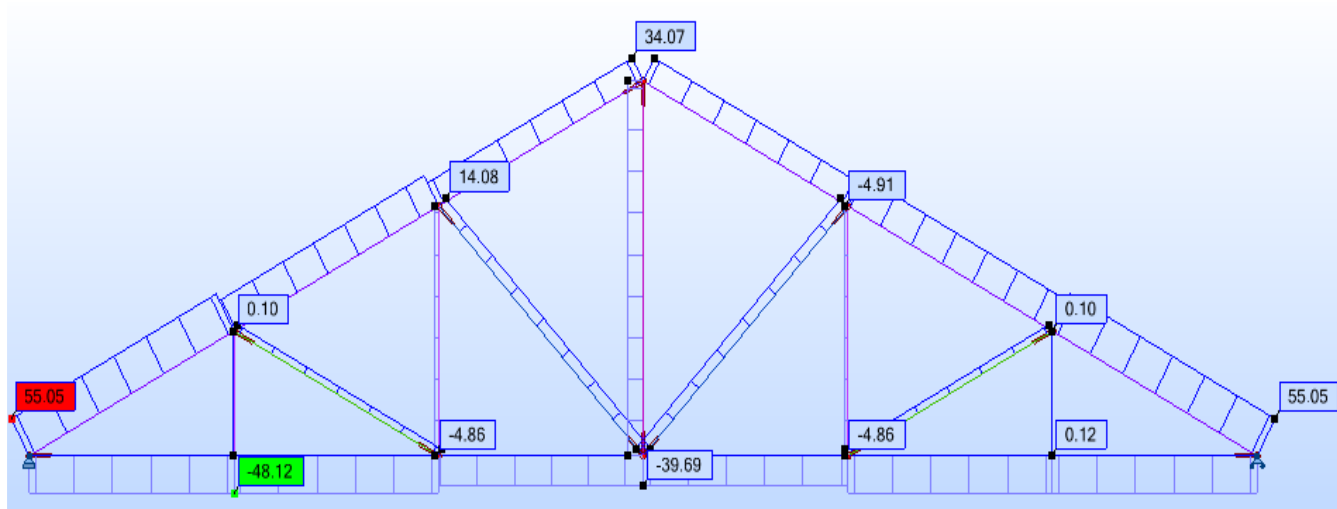


Fig. A1.1 – Diagrama do Esforço Axial para a combinação condicionante

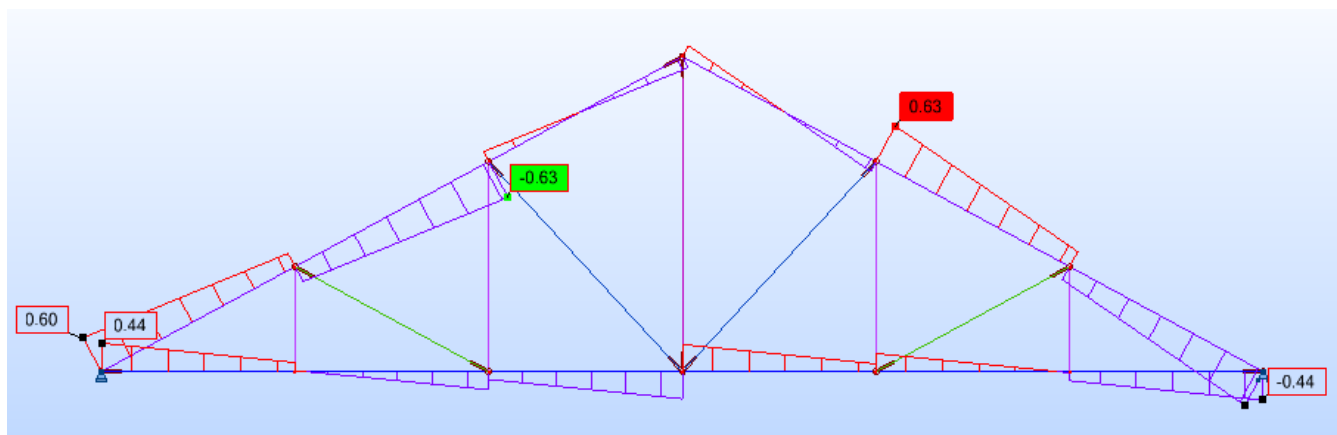


Fig. A1.2 – Diagrama do Esforço Transverso para a combinação condicionante

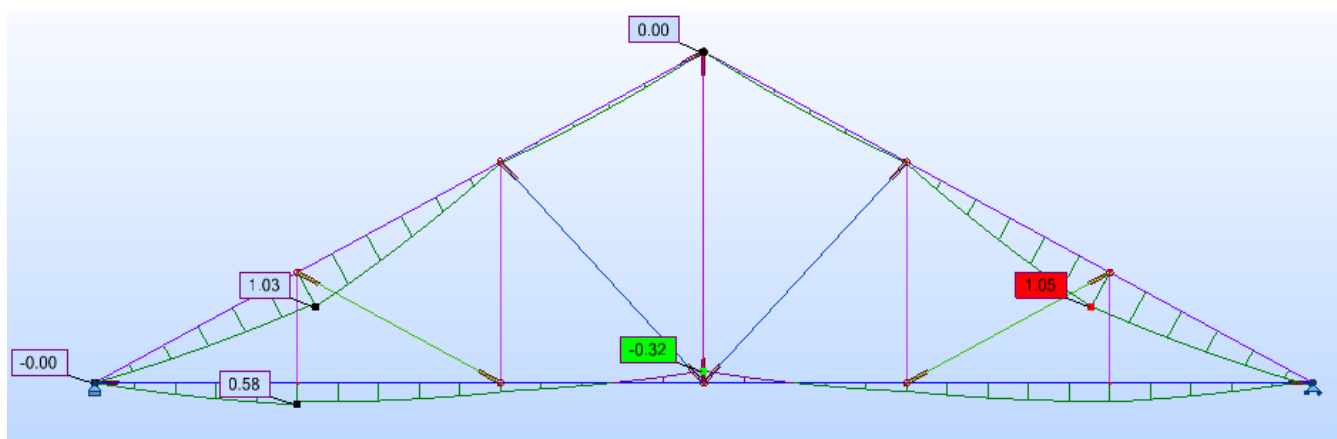


Fig. A1.3 – Diagrama dos Momentos flectores para a Combinação condicionante

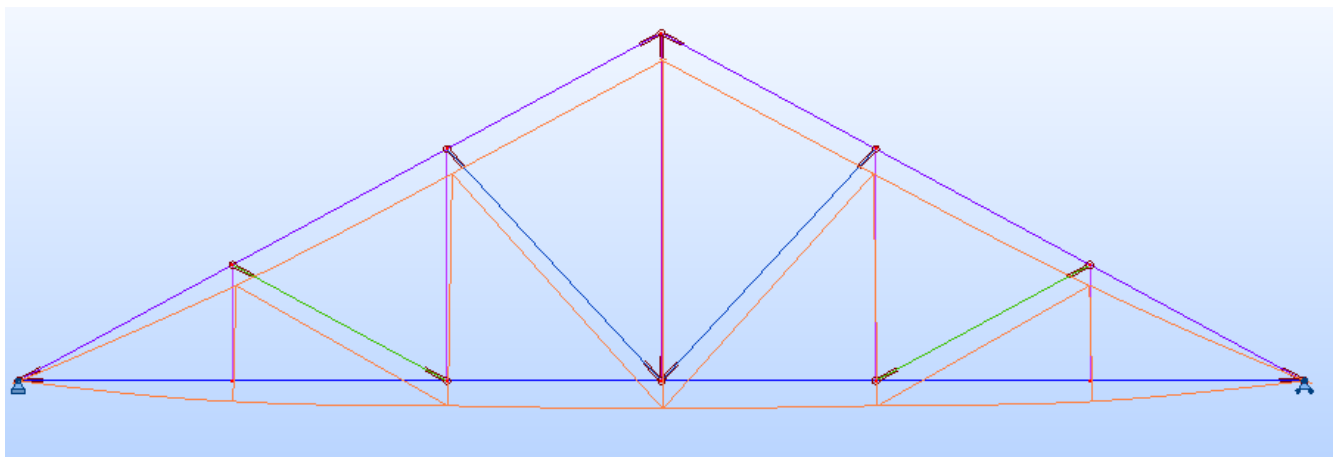
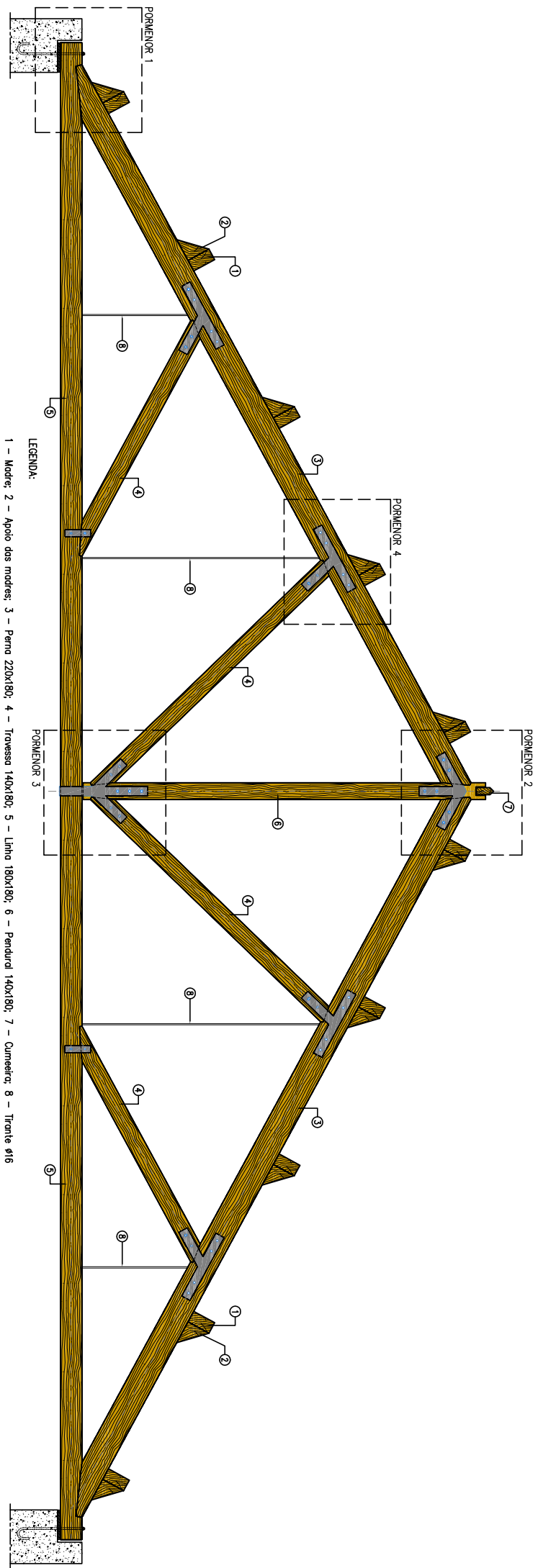


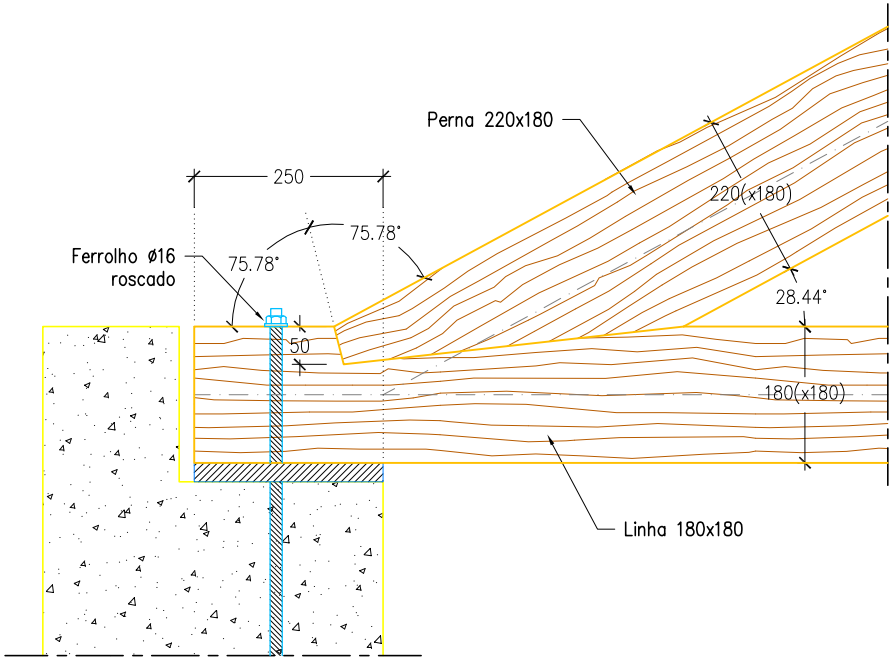
Fig. A1.4– Deformada da Asna

Anexo A2

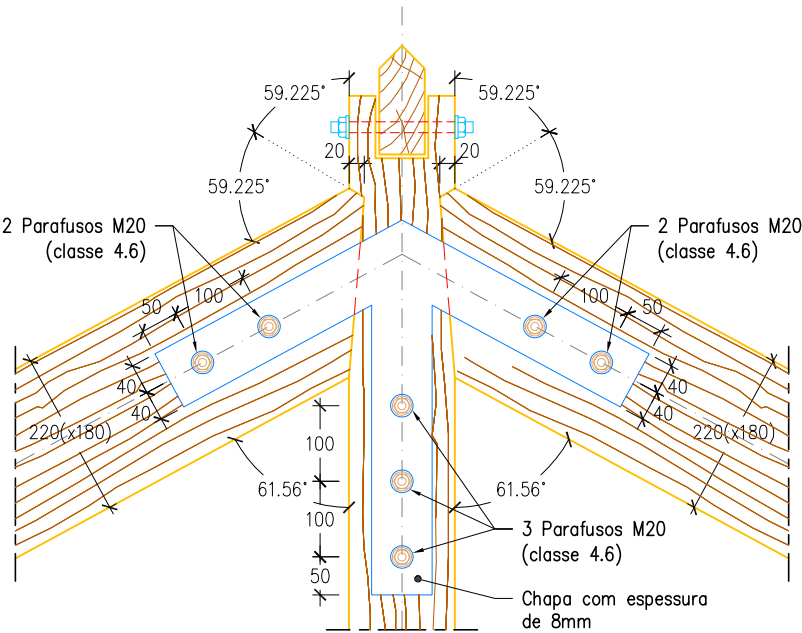
SOLUÇÃO FINAL DA ASNA



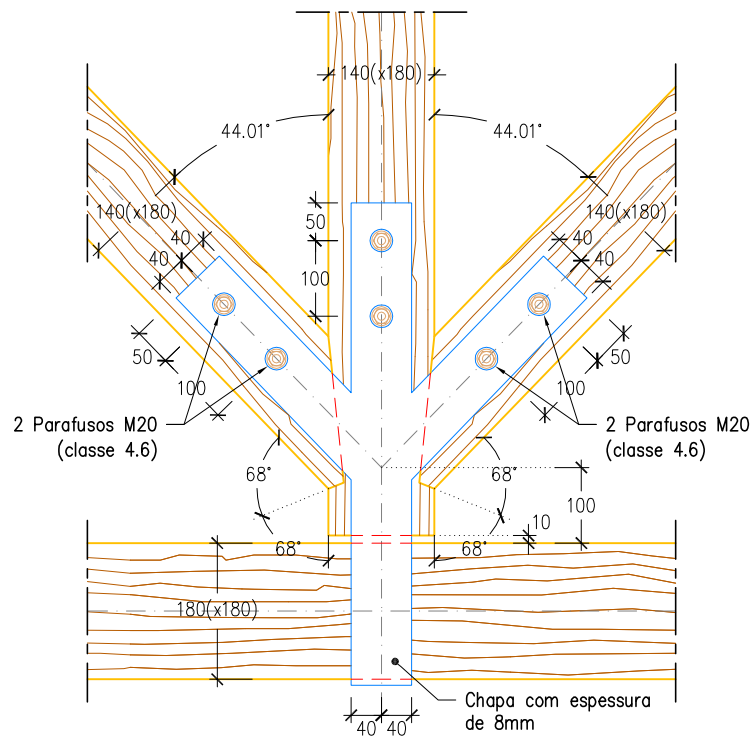
PORMENOR 1



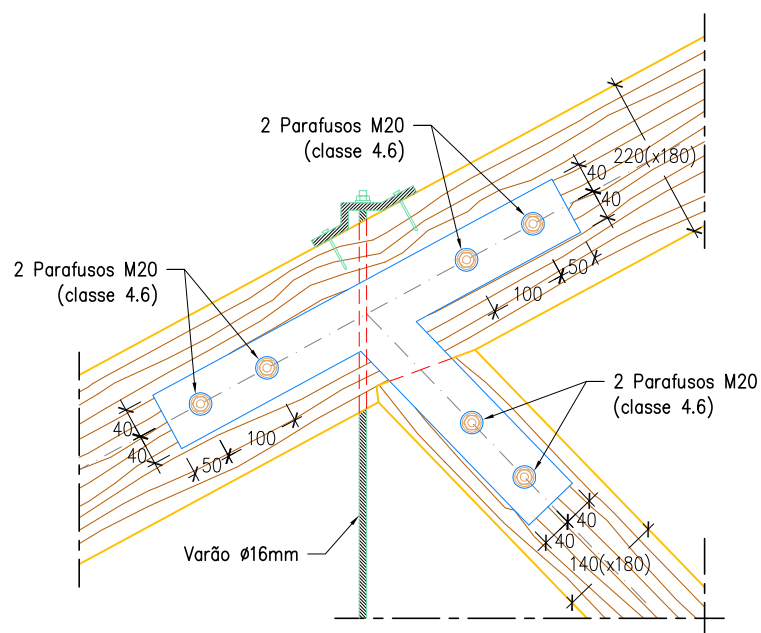
PORMENOR 2



PORMENOR 3



PORMENOR 4



Anexo A3

ANÁLISE E SOLUÇÃO FINAL DO PASSADIÇO

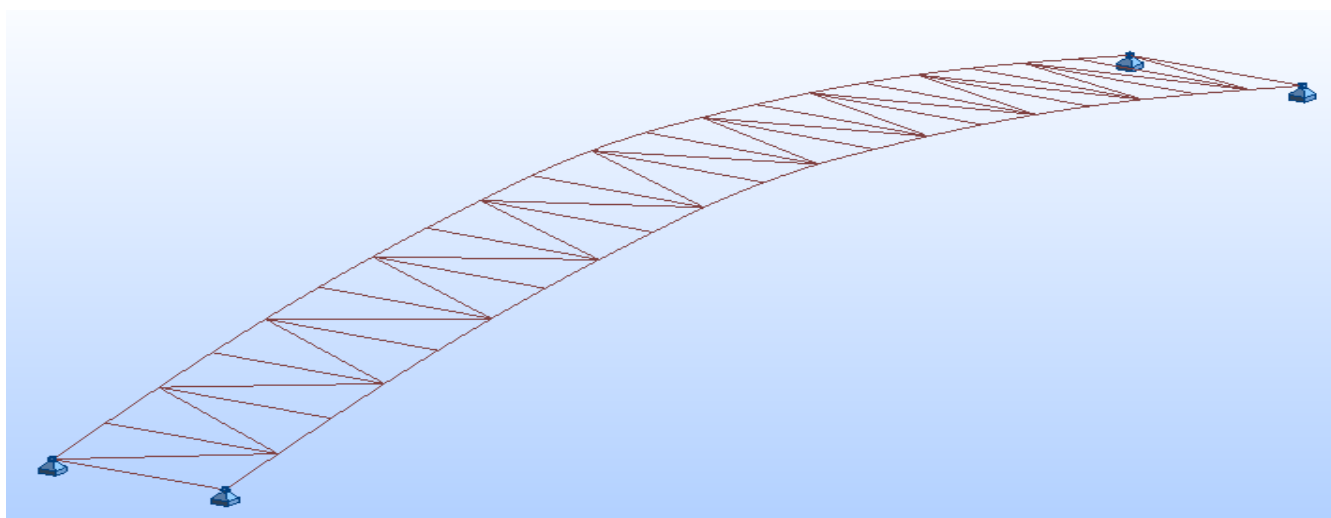


Fig. A.3.1 – Deformada do modo de vibração associada à frequência natural vertical

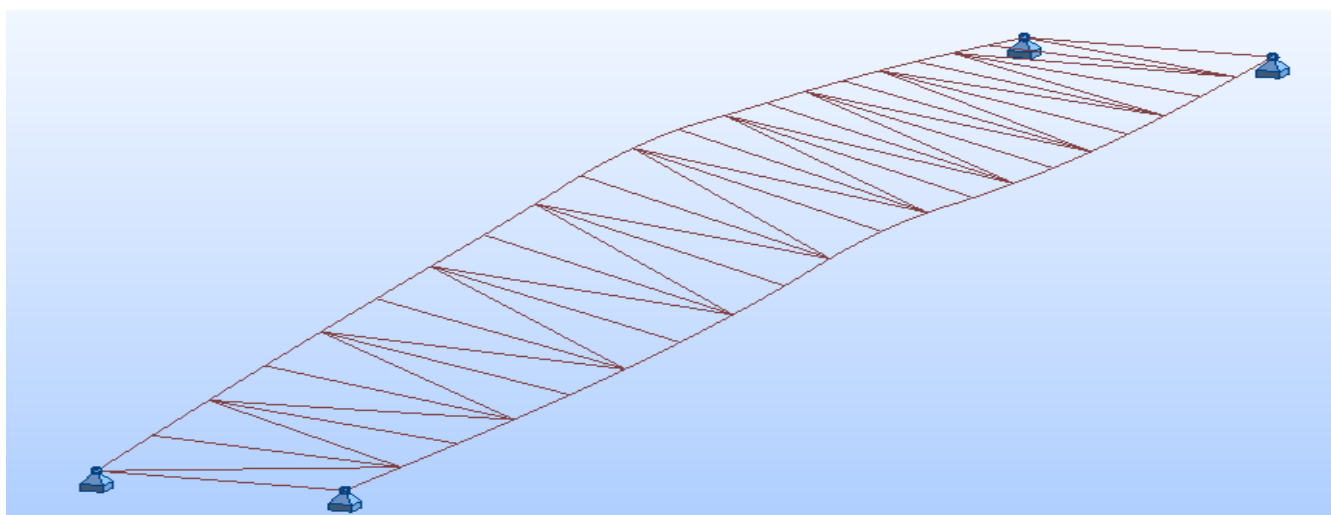


Fig. A3.2 – Deformada do modo de vibração associada à frequência natural horizontal

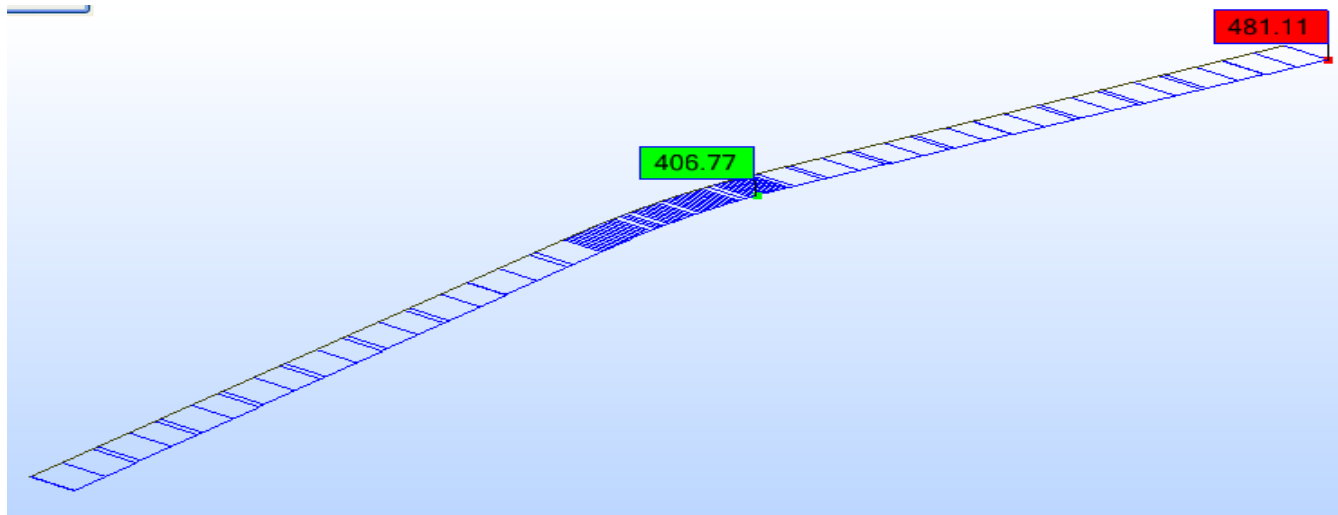


Fig. A3.3 – Diagrama dos Esforço Axial

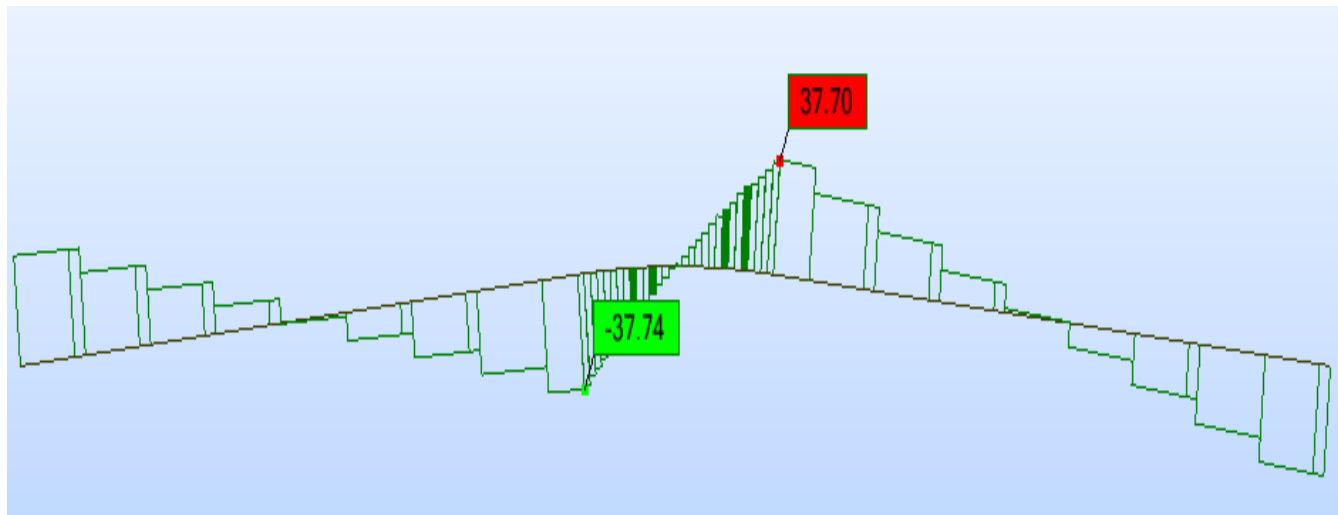


Fig. A3.4– Diagrama do Esforço Transverso

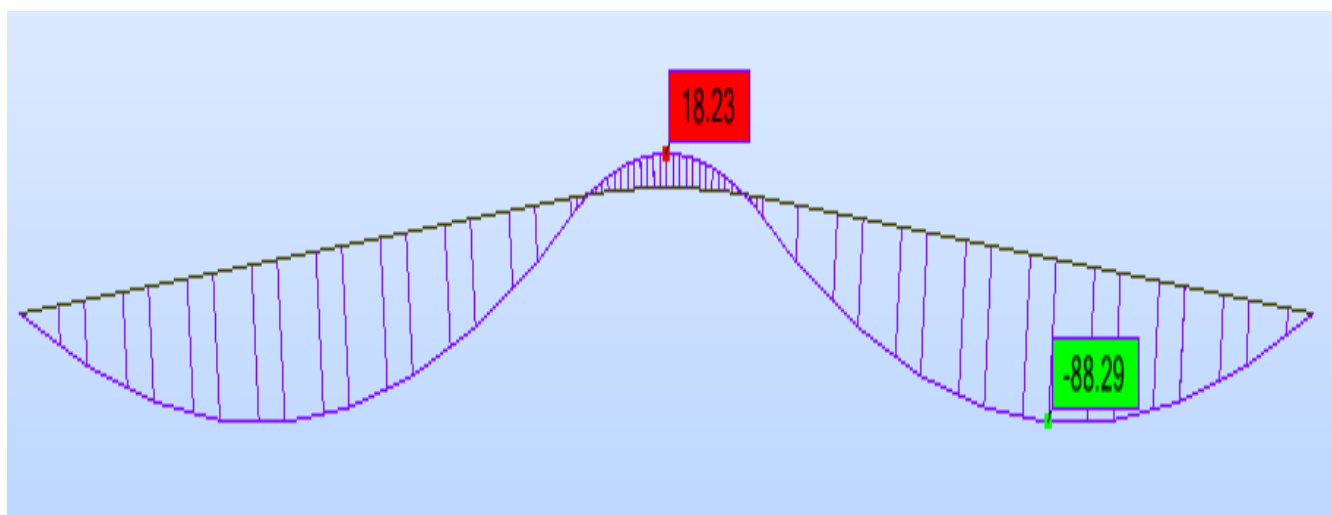


Fig. A3.5– Diagrama dos momentos flectores

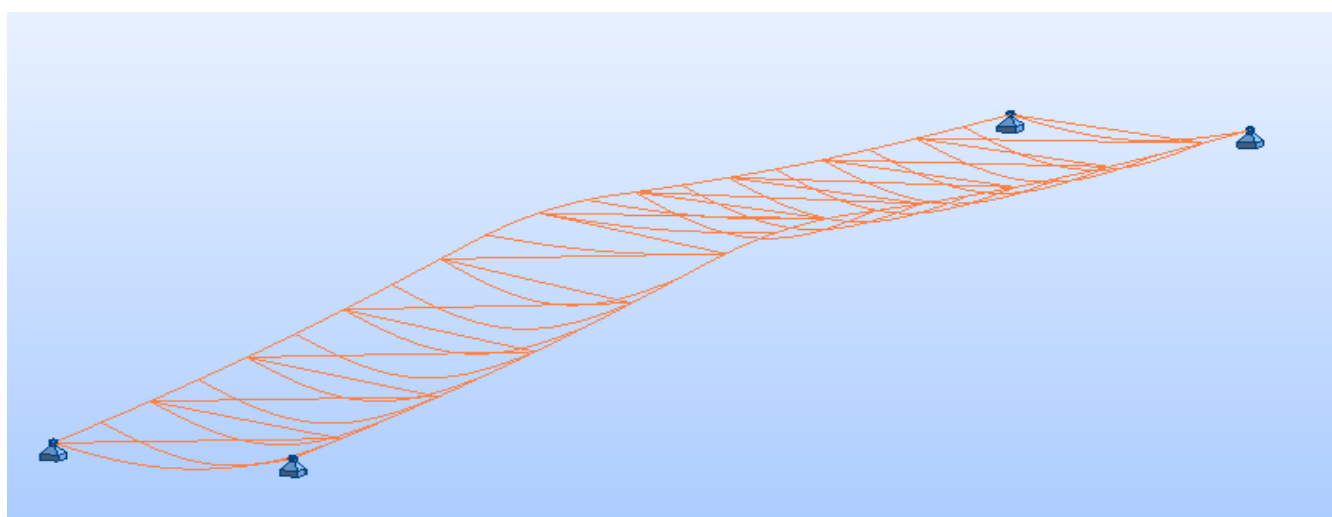
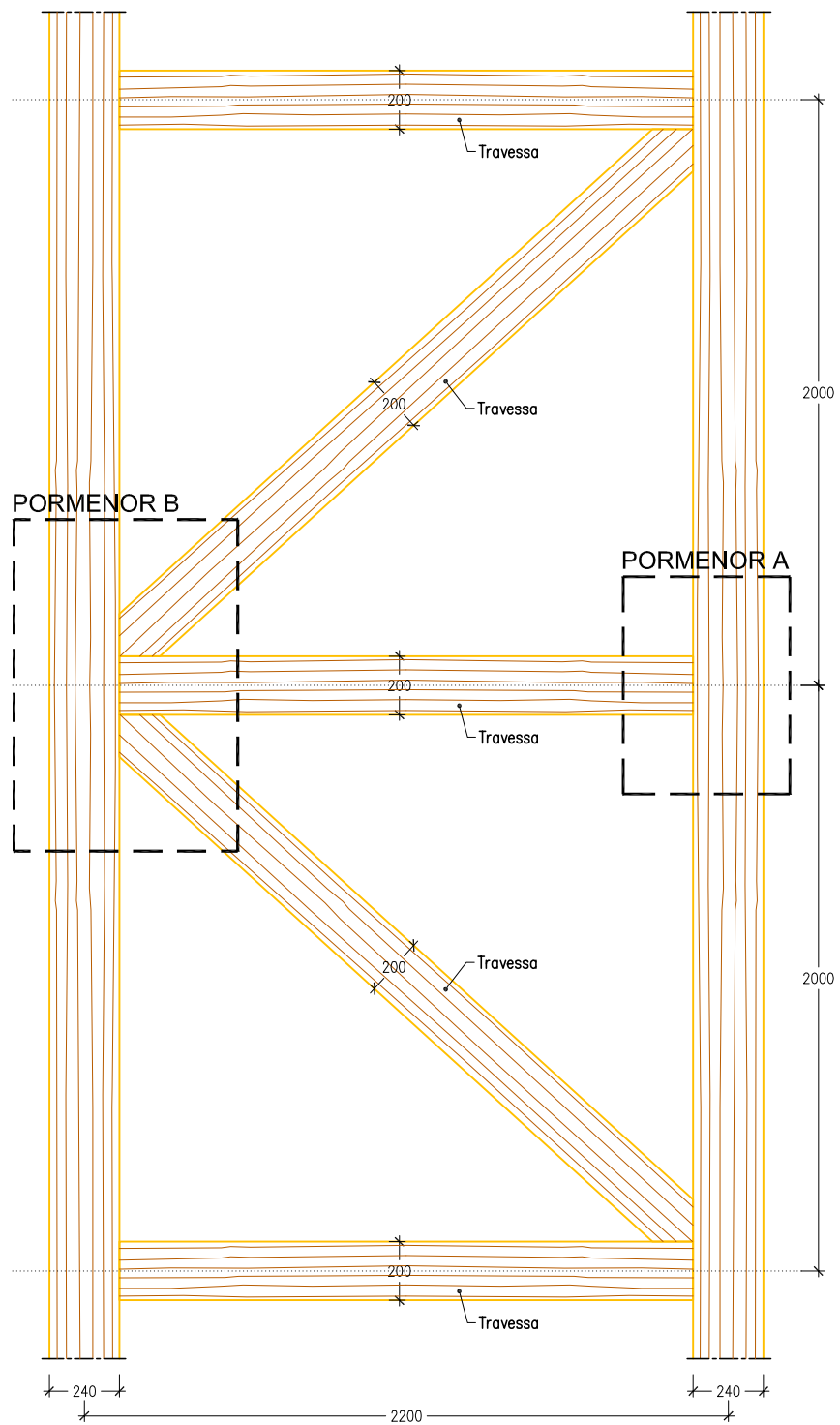
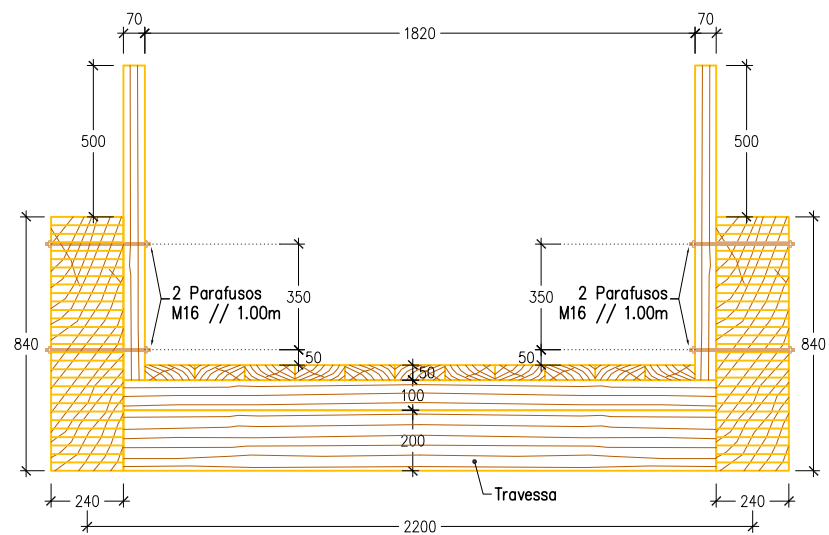


Fig. A3.6– Deformada do Passadiço

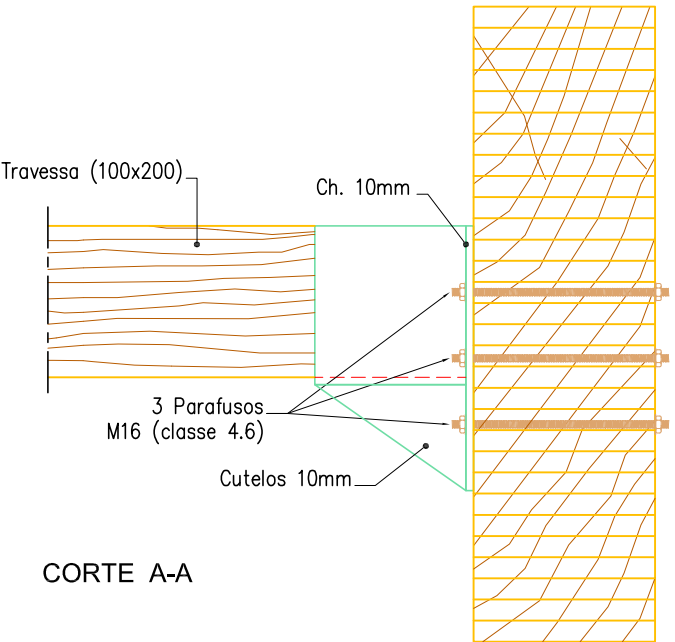
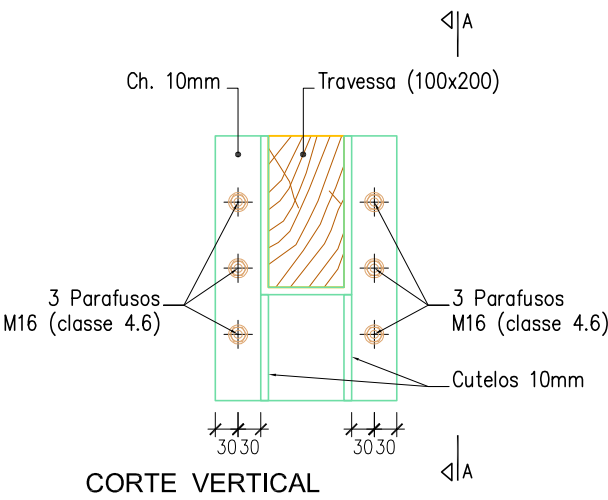


PLANTA - VISTA INFERIOR



CORTE VERTICAL

PORMENOR A



PORMENOR B

