

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Dimensionamento de um pavilhão em madeira

NADIYA MIKOLYASH
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil – Área de Especialização de Estruturas

Orientador:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Júri

Presidente: Licenciado Especialista Jorge Alexandre Dias dos Reis Barros

Vogais:

Doutora Maria Dulce e Silva Franco Henriques

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Maio de 2021

[Aos Queridos Pais]

AGRADECIMENTOS

A elaboração deste trabalho teve contributo proveniente de várias pessoas e entidades que gostaria de agradecer. Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao meu Orientador, Eng.º Paulo Mendes pelo interesse demonstrado do tema sugerido, toda a disponibilidade de acompanhar o desenvolvimento do trabalho e todas as diretrizes dadas para a sua concretização.

Um grande obrigado a minha Instituição, o ISEL, pela qual tenho muito carinho que me proporcionou amigos e família e minha formação académica. Também a pouca exploração deste tema nas matérias lecionadas despertou algum interesse em conhecer mais sobre o dimensionamento de estruturas de madeira.

Um obrigado a Jular por ter sido muito acessível em fornecer o projeto, as peças desenhadas e os resultados, que fez possível a concretização deste trabalho e despertar mais alguma noção das grandes variantes no dimensionamento deste tipo de estruturas.

Gostaria de exprimir a minha gratidão a minha família, sem a qual este trabalho nunca teria sido possível, uma vez que, foram os seus ensinamentos que fomentaram o meu interesse pelo tema tratado, agradecendo a motivação, todo o apoio moral e psicológico, pelos dias de trabalho passados na carpintaria e pelo grande objetivo de ver concluída mais uma etapa com sucesso.

Agradecer a minha irmã pelo grande incentivo e todo o carinho e apoio dado, e o implemento da vertente estética e arquitetónica nas estruturas, e pela mais uma corrida dos cem metros juntas.

E por último gostaria de agradecer o meu noivo David, pela ajuda e presença incansável, toda a paciência demonstrada e apoio dado nos bons e maus momentos e por conseguirmos partilhar mais uma alegria como um sucesso conjunto.

Dimensionamento de um pavilhão em madeira

RESUMO

A madeira maciça e/ou os produtos de madeira, têm vindo a ser utilizados cada vez mais na indústria da construção. Este cenário resulta de um melhor conhecimento e consequente aceitação deste material enquanto material estrutural na construção, que tem conduzido à realização de diversas obras emblemáticas utilizando este material, bem como à criação e desenvolvimento de regulamentação e normalização específica associada a este material (designadamente o Eurocódigo 5) e o surgimento de novos produtos à base de madeira, conhecidos por produtos da madeira.

O trabalho começa com uma descrição geral da madeira enquanto material estrutural, evidenciando-se as diferenças entre madeiras maciças e produtos de madeira, nomeadamente em termos de vantagens e desvantagens quanto à sua aplicação. Também se abordam as propriedades físicas e mecânicas mais importantes para o dimensionamento de estruturas em madeira.

Posteriormente aborda-se o processo de fabrico e a certificação dos produtos de madeira, bem como as suas tipologias estruturais, mais usuais, e os tipos de ligação.

Introduzem-se alguns dos aspetos mais relevantes, sobre os Eurocódigos 0 e 5, para o dimensionamento de elementos de madeira, nomeadamente ao nível das propriedades físicas e mecânicas. Evidenciando-se as bases utilizadas no dimensionamento de elementos de madeira, com vista à verificação da sua segurança estrutural de acordo com o EC5.

São também apresentados alguns exemplos de verificação de segurança estrutural, utilizando rotinas de cálculo, implementadas em MATLAB no âmbito deste trabalho, de acordo com os requisitos expressos nos Eurocódigos.

O trabalho culmina com a apresentação de um estudo de caso referente a uma estrutura de madeira em *Laminate Veneer Lumber* (LVL) de um pavilhão, para o qual se verifica a segurança da estrutura em relação ao preconizado nos Eurocódigos.

PALAVRAS-CHAVE: Estrutura de madeira, Madeira maciça, Produtos da madeira, *Laminate Veneer Lumber*, MATLAB, Eurocódigo 5, SAP2000.

ABSTRACT

Solid wood and / or wood products have been used more and more in the construction industry. This scenario results from a better knowledge and consequent acceptance of this material as a structural material in construction, which has led to the execution of several emblematic works using this material, as well as the creation and development of specific regulations and standardization associated with this material (namely the Eurocode 5) and the emergence of new wood-based products, known as wood products.

The work begins with a general description of wood as a structural material, highlighting the differences between solid wood and wood derivatives, namely in terms of advantages and disadvantages regarding its application. Also addressed are the most important physical and mechanical properties for the design of wooden structures.

Subsequently, the manufacturing process and the certification of wood derivatives are addressed, as well as their most common structural typologies and types of connection.

Some of the most relevant aspects are introduced, on Eurocodes 0 and 5, for the design of wooden elements, namely in terms of physical and mechanical properties. Highlighting the bases used in the design of wooden elements, in order to verify their structural safety in accordance with EC5.

Some examples of structural security verification are also presented, using calculation routines, implemented in MATLAB within the scope of this work, according to the requirements expressed in the Eurocodes.

The work culminates with the presentation of a case study referring to a wooden structure in Laminate Veneer Lumber (LVL) of a pavilion, for which the safety of the structure is verified in relation to that recommended in the Eurocodes.

KEYWORDS: Wood structure, Solid wood, Wood products, Laminate Veneer Lumber, MATLAB, Eurocode 5, SAP2000.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	ENQUADRAMENTO.....	1
1.2	OBJETIVOS.....	2
1.3	ESTRUTURA E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	3
2	A MADEIRA ENQUANTO MATERIAL ESTRUTURAL	5
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	5
2.2	CARACTERÍSTICAS GERAIS DA MADEIRA MACIÇA.....	6
2.3	TIPOS DE MADEIRA MACIÇA.....	7
2.4	CARACTERÍSTICAS NATURAIS E LIMITAÇÕES DA MADEIRA MACIÇA.....	7
2.4.1	<i>Nós</i>	8
2.4.2	<i>Inclinação do fio da madeira</i>	8
2.4.3	<i>Corte e secagem da Madeira</i>	9
2.5	PRODUTOS DE MADEIRA.....	11
2.5.1	<i>Contraplacado</i>	11
2.5.2	<i>Placas de aglomerado de partículas longas e orientadas</i>	12
2.5.3	<i>Madeira Lamelada-Colada</i>	13
2.5.4	<i>Aglomerado de partículas de madeira</i>	14
2.5.5	<i>Aglomerado de fibras de madeira</i>	15
2.5.6	<i>Painéis micro-lamelados cruzados</i>	16
2.6	PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA.....	17
2.6.1	<i>Massa Volúmica</i>	17
2.6.2	<i>Retração</i>	18
2.6.3	<i>Teor de humidade</i>	19
2.7	PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA MECÂNICA.....	20
2.7.1	<i>Resistência à Compressão</i>	21
2.7.2	<i>Resistência á tração</i>	22
2.7.3	<i>Resistência ao corte</i>	23
2.7.4	<i>Resistência à flexão</i>	23
2.7.5	<i>Elasticidade</i>	24
2.7.6	<i>Fluência</i>	25
2.7.7	<i>Coefficiente de Poisson</i>	26
2.8	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	27
3	ESTRUTURAS DE PRODUTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES	29
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	29
3.2	FABRICO DE PRODUTOS DA MADEIRA.....	30
3.2.1	<i>Controlo de produção e certificação do produto</i>	30
3.2.2	<i>Produtos disponíveis no mercado</i>	32
3.3	TIPOS DE ESTRUTURAS.....	32
3.3.1	<i>Pórticos e arcos</i>	33

3.3.2	<i>Elementos em Glulam e LVL</i>	36
3.3.3	<i>Elementos com entalhe</i>	38
3.4	LIGAÇÕES	38
3.4.1	<i>Ligações entalhadas ou tradicionais</i>	39
3.4.2	<i>Ligações mecânicas</i>	39
3.4.3	<i>Ligações resistentes a momentos fletores</i>	41
3.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	43
4	REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL: EUROCÓDIGOS	45
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	45
4.2	EUROCÓDIGO 0: BASES DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	46
4.2.1	<i>Análise Linear Elástica</i>	47
4.2.2	<i>Análise não linear</i>	48
4.2.3	<i>Análise de estruturas de madeira</i>	49
4.2.4	<i>Verificação da segurança pelo método de coeficientes</i>	49
4.2.5	<i>Valores de cálculo das propriedades</i>	52
4.2.6	<i>Estados Limites</i>	53
4.3	EUROCÓDIGO 5 NORMAS GERAIS E DE CONSTRUÇÃO	57
4.3.1	<i>Estado Limite de Serviço (ELS)</i>	57
4.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	62
5	BASES DE DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE MADEIRA	63
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	63
5.2	DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE MADEIRA	63
5.3	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)	64
5.3.1	<i>Flexão</i>	64
5.3.2	<i>Instabilidade lateral - Bامbeamento</i>	65
5.3.3	<i>Flexão Desviada</i>	66
5.3.4	<i>Flexão Composta com tração paralela ao fio</i>	67
5.3.5	<i>Flexão Composta com compressão paralela ao Fio</i>	67
5.3.6	<i>Corte</i>	68
5.3.7	<i>Torção</i>	69
5.3.8	<i>Dimensionamento de elementos em Glulam e LVL</i>	69
5.4	VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO(ELS)	72
5.4.1	<i>Deformação por flexão e Corte</i>	72
5.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	73
6	SEGURANÇA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA	75
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	75
6.2	METODOLOGIA DE CÁLCULO	75
6.2.1	<i>Dimensionamento de uma viga</i>	78
6.2.2	<i>Dimensionamento de um pilar</i>	83
6.2.3	<i>Dimensionamento das longarinas</i>	87

6.3	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	92
7	EXEMPLO DE APLICAÇÃO.....	93
7.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	93
7.2	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA.....	94
7.3	PROPRIEDADES E AÇÕES	97
7.4	MODELO NUMÉRICO DA ESTRUTURA.....	100
7.5	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	103
7.5.1	<i>Deslocamentos</i>	103
7.5.2	<i>Esforços</i>	105
7.5.3	<i>Tensões</i>	109
7.5.4	<i>Reações de apoio</i>	111
7.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	113
8	CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS	115
8.1	CONCLUSÕES	115
8.2	PERSPETIVAS FUTURAS	116
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	119
	ANEXO 1	121
	ANEXO 2	125
	ANEXO 3	133
	ANEXO 4	141

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

Alfabeto romano

A	Área da secção transversal
A_d	Valor da ação acidental
C_d	Valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização
E	Módulo de elasticidade
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo
$E_{d,ELS}$	Valor da força resistente de projeto para estado limite de serviço
$E_{d,ELU}$	Valor da força resistente de projeto para estado limite de serviço
$E_{méd}$	Módulo de Elasticidade médio
$E_{0,méd}$	Módulo de Elasticidade médio
$E_{0,05g}$	Módulo de Elasticidade de Quantil 0,05
$f_{c,0,d}$	Valor de resistência à compressão paralela ao fio
$f_{m,k}$	Valor de resistência à flexão
$f_{m,y,d}$	Valor de resistência à flexão segundo y-y
$f_{m,z,d}$	Valor de resistência à flexão segundo z-z
$f_{t,0,k}$	Valor de resistência à tração de cálculo
$f_{t,0,d}$	Valor de resistência à tração de projeto
$f_{t,90,d}$	Valor de resistência à tração perpendicular ao fio
$f_{v,d}$	Valor de resistência ao corte de projeto
G_k	Valor da ação permanente
$G_{méd}$	Módulo de Distorção médio
$G_{0,méd}$	Módulo de Distorção médio
$G_{0,05g}$	Módulo de Distorção de Quantil 0,05
H	Teor de humidade
h	Altura de secção transversal
h_{ap}	Altura da viga no cume
h_1	Altura de secção transversal, lado maior
h_s	Altura de secção transversal, lado menor

I	<i>Inércia</i>
I_{tor}	<i>Inércia torsional</i>
I_y	<i>Inércia segundo eixo y-y</i>
I_z	<i>Inércia segundo eixo z-z</i>
k_1	<i>Constante dependente do raio e altura da viga cónica</i>
k_{crit}	<i>Fator de redução da resistência de flexão</i>
$k_{c,y}$	<i>Fator de instabilidade</i>
$k_{c,z}$	<i>Fator de instabilidade</i>
$k_{c,90}$	<i>Fator que leva em consideração a configuração da carga, a possibilidade de divisão e o grau de deformação compressiva.</i>
k_{def}	<i>Fator de deformação</i>
k_{dis}	<i>Fator de redistribuição de esforços no cume da viga</i>
k_{forma}	<i>Fator de forma da secção transversal</i>
k_h	<i>Fator de profundidade</i>
k_l	<i>Fator de profundidade</i>
k_m	<i>Fator de redistribuição de tensões em secções heterogéneas</i>
$k_{\alpha,m}$	<i>Fator que toma em consideração as tensões de tração/Compressão paralelos a borda cónica dos elementos</i>
k_{mod}	<i>Fator de modificação</i>
$k_{\text{mod,curto}}$	<i>Fator de modificação à curto prazo</i>
$k_{\text{mod,méd}}$	<i>Fator de modificação a médio prazo</i>
$k_{\text{mod,perm}}$	<i>Fator de modificação para carga permanente</i>
k_r	<i>Fator de redução da capacidade resistente das lamelas devido ao fabrico</i>
k_{sys}	<i>Fator de força do sistema</i>
k_v	<i>Fator de redução para vigas entalhadas</i>
k_{vol}	<i>Fator de que contabiliza o efeito de volume e probabilidade de existir defeitos</i>
$K_{\text{méd}}$	<i>Módulo de escorregamento médio</i>
K_{ser}	<i>Módulo de deslizamento</i>
$K_{\text{ser,fin}}$	<i>Módulo de deslizamento final</i>
K_u	<i>Módulo de deslizamento instantâneo para estados limites finais</i>
l_c	<i>Comprimento efetivo de Bambeamento</i>

l_{ef}	<i>Comprimento efetivo um elemento</i>
L	<i>Comprimento longitudinal de um elemento</i>
M	<i>Momento fletor</i>
m_1	<i>Massa seca</i>
m_2	<i>Massa húmida</i>
M	<i>Momento fletor</i>
$M_{ap,d}$	<i>Momento fletor no cume da viga</i>
P	<i>Valor de força concentrada</i>
Q_k	<i>Valor da ação variável</i>
r e r_m	<i>Raio da curvatura do cume</i>
R_d	<i>Valor da força resistente de projeto</i>
R_{dELS}	<i>Valor de cálculo das propriedades para estado limite de serviço</i>
R_{dELU}	<i>Valor de cálculo das propriedades para estado limite último</i>
R_k	<i>Valor característico da propriedade de resistência</i>
R_t	<i>Resistência à tração</i>
t	<i>espessura da viga que apresenta o entalhe das extremidades</i>
$u_{fin,G}$	<i>Deformação final devido a ação permanente</i>
u_{fliten}	<i>Deformação devido a fluência</i>
$u_{fluên,G}$	<i>Deformação por fluência devido a ação permanente</i>
$u_{fluên,Q}$	<i>Deformação por fluência devido a ação variável</i>
u_{inst}	<i>Deformação instantânea</i>
$u_{int,s,G}$	<i>Deformação instantânea devido ação permanente</i>
u_{net}	<i>Deformação instantânea final</i>
$u_{inst,m}$	<i>Deformação instantânea por flexão</i>
$u_{inst,Q}$	<i>Deformação instantânea devido a ação variável</i>
$u_{inst,v}$	<i>Deformação instantânea por corte</i>
V_c e V_{pc}	<i>Volume da viga que não apresenta influencia da curvatura</i>
V_{Seco}	<i>Volume seco</i>
$V_{aparente}$	<i>Volume aparente</i>
V_{sd}	<i>Valor da força de corte resistente</i>
W_{Seco}	<i>Massa seca</i>
$W_{aparente}$	<i>Massa aparente</i>

W_{fin}	<i>Deformação final</i>
W_{inst}	<i>Deformação instantânea</i>
$W_{\text{net,fin}}$	<i>Deformação final seca</i>
W_y	<i>Módulo de flexão segundo eixo y-y</i>
W_z	<i>Módulo de flexão segundo eixo z-z</i>
X_d	<i>Valor característico de uma propriedade dos materiais</i>
X_k	<i>Valor característico das propriedades do material ou do produto</i>
z	<i>Posição segundo y-y</i>

Alfabeto grego

α	<i>Inclinação</i>
α_{ap}	<i>Ângulo de inclinação da viga</i>
β	<i>Ângulo de inclinação do troço reto das vigas curvas</i>
β_c	<i>Fator de retidão</i>
Δt	<i>Variação de tempo</i>
ρ	<i>Massa volúmica</i>
ρ_m	<i>Massa volúmica média</i>
$\rho_{Básico}$	<i>Massa volúmica base</i>
$\rho_{aparente}$	<i>Massa volúmica aparente</i>
Ψ_0	<i>Fator para o valor de combinação de uma ação variável</i>
Ψ_1	<i>Fator para o valor de combinação frequente</i>
Ψ_2	<i>Fator para valor quase permanente de uma ação variável</i>
φ	<i>Fator de fluência</i>
γ	<i>Massa volúmica</i>
γ_G	<i>Coefficiente parcial de segurança para ação permanente</i>
γ_M	<i>Coefficiente parcial de segurança para materiais</i>
γ_Q	<i>Coefficiente parcial de segurança para ação variável</i>
$\lambda_{rel,m}$	<i>Esbelteza relativa de flexão</i>
$\lambda_{rel,y}$	<i>Esbelteza relativa segundo eixo y-y</i>
$\lambda_{rel,z}$	<i>Esbelteza relativa segundo eixo z-z</i>
λ_y	<i>Esbelteza segundo eixo y-y</i>
λ_z	<i>Esbelteza segundo eixo z-z</i>
η	<i>Valor médio do fator de conversão que tem em conta os efeitos de volume e de escala, os efeitos de humidade e da temperatura, e outros parâmetros relevante</i>
ϵ_{xx}	<i>Extensão no plano xx</i>
ϵ_{yy}	<i>Extensão no plano yy</i>
ϵ_{zz}	<i>Extensão no plano zz</i>
ϵ_{yz}	<i>Extensão no plano yz</i>
ϵ_{zx}	<i>Extensão no plano zx</i>
ϵ_{xy}	<i>Extensão no plano xy</i>
ν_{xy}	<i>Coefficiente de Poisson no plano xy</i>

ν_{xz}	<i>Coefficiente de Poisson no plano xz</i>
ν_{yz}	<i>Coefficiente de Poisson no plano yz</i>
σ	<i>Tensão</i>
σ_{crit}	<i>Tensão crítica</i>
$\sigma_{c,d}$	<i>Tensão de compressão</i>
$\sigma_{c,máx}$	<i>Tensão de compressão máxima</i>
$\sigma_{c/t,0,d}$ e $S_{c/t,0,d}$	<i>Valor da Tensão de compressão/tração paralela ao fio</i>
$\sigma_{m,\alpha,d}$	<i>Tensão de flexão em que o elemento tem ângulo paralelo ao fio</i>
$\sigma_{m,d}$	<i>Tensão de flexão</i>
$\sigma_{m,0,d}$ e $S_{m,0,d}$	<i>Tensão de flexão paralelo ao fio</i>
$\sigma_{m,y,crit}$	<i>Tensão de flexão crítica</i>
$\sigma_{m,y,d}$	<i>Tensão de flexão segundo eixo $y-y$</i>
$\sigma_{m,z,d}$	<i>Tensão de flexão segundo eixo $z-z$</i>
$\sigma_{t,90,d}$	<i>Valor da tensão à tração perpendicular ao fio</i>
σ_x	<i>Tensão na direção x</i>
σ_{xx}	<i>Tensão normal no plano xx</i>
σ_{yy}	<i>Tensão normal no plano yy</i>
σ_{zz}	<i>Tensão normal no plano zz</i>
σ_{yx}	<i>Tensão tangencial no plano yx</i>
σ_{zx}	<i>Tensão tangencial no plano yx</i>
σ_{xy}	<i>Tensão tangencial no plano yx</i>
τ_d	<i>Valor da tensão de corte</i>
$\tau_{tor,d}$	<i>Valor da torção de projeto</i>

Siglas

OBS – *Oriented Strand Board* (na literatura inglesa), que na literatura portuguesa é conhecido por aglomerado de partículas longas e orientadas.

MDF – *Médium Density Fibreboard* (na literatura inglesa), que na literatura portuguesa é conhecido por aglomerado de fibras de madeira.

GLULAM – *Cross Laminated Timber* (na literatura inglesa), que na literatura portuguesa é conhecido por Madeira Lamelada Cruzada

MLC – Madeira Lamelada Colada

LVL – *Laminated Veneer Lumber* (na literatura inglesa), que na literatura portuguesa é conhecido por Madeira micro-lamelada colada.

PSL – Madeira Vertente Paralela

EC0 – Eurocódigo 0

EC5 – Eurocódigo 5

DoP - Declaração de Desempenho

CE – Certificado Europeu

AVCP - Avaliação e Verificação de Constância de Desempenho

CPR - Regulamentos de Produtos de Construção

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

EQU – Estado Limite de Equilíbrio

STR – Estado Limite de Forças

GEO – Estado Limite de Geotecnia

FAT – Estado Limite de fadiga

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

A madeira foi, desde a antiguidade, um dos mais importantes materiais utilizados na construção civil, atualmente, continua a ser empregue em diversos tipos de construções, nomeadamente em elementos estruturais de algumas edificações, com sejam o caso de colunas e vigas, bem como em estruturas auxiliares à construção como é o caso das cofragens.

A madeira, enquanto material, apresenta propriedades mecânicas adequadas para a utilização em elementos estruturais, evidenciando-se um bom desempenho e uma boa durabilidade, assim como uma elevada resistência a tensões de compressão, de tração e de flexão.

Existem diversos tipos de madeira que são utilizados na construção civil, podendo apresentar diferentes propriedades e fisionomias como por exemplo, as fibras, os anéis, os nós, as cores, os tamanhos e as formas. Atualmente, existem vários produtos de madeira que permitem resolver algumas das limitações que a madeira apresenta, como as dimensões limitadas de seção transversal e longitudinal e também os defeitos naturais que a madeira poderá apresentar.

No âmbito do presente trabalho, começa-se por apresentar uma descrição dos diversos tipos de madeira e dos seus produtos, procurando evidenciar-se as propriedades físicas e mecânicas mais relevantes para o dimensionamento de elementos estruturais de madeira. Numa fase subsequente aborda-se a regulamentação aplicável, nomeadamente o Eurocódigo 0 (EC0) e o Eurocódigo 5 (EC5). Com a abordagem ao EC0 pretende-se enquadrar e definir as ações a utilizar, enquanto que a abordagem ao EC5 visa a apresentação e a discussão dos principais critérios e normas de cálculo aplicáveis à utilização de elementos estruturais de madeira na construção civil.

Atendendo que as tensões em elementos estruturais de maneira se desenvolvem de acordo com a constituição do material, abordam-se as principais especificidades de dimensionamento destes elementos tendo em atenção o comportamento da madeira em condições de serviço em flexão e esforço axial na direção do fio, tanto a nível da rigidez como da resistência mecânica.

Atualmente, as estruturas em madeira apresentam-se como uma solução competitiva face às estruturas de aço e betão, além de terem vantagens e características que superam as suas concorrentes: relação peso/resistência superior, rapidez de montagem, resistência ao fogo, excelente performance em caso de sismo, beleza estética natural, racionalismo ecológico, economia de custos e facilidade de "desconstrução" (Jular, 2021).

Na Figura 1.1 apresenta-se um exemplo de um pavilhão cuja estrutura assenta na utilização de elementos estruturais de produtos da madeira. Sendo o propósito deste trabalho, apresentar e enquadrar a recurso a este tipo de solução estrutural, de acordo com o preconizado nos eurocódigos (EC0 e EC5).

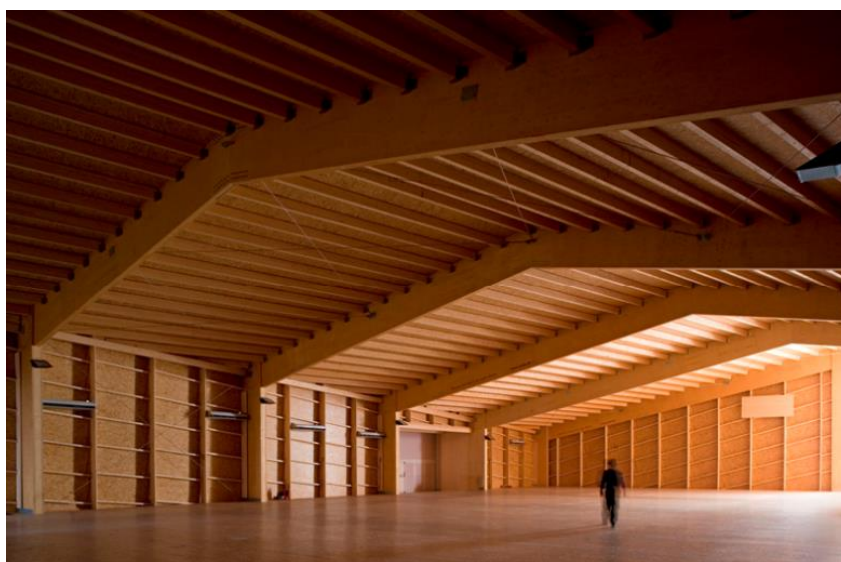


Figura 1.1 – Estrutura em Lamelado Colado (Jular, 2021).

1.2 Objetivos

Este trabalho envolve o estudo de estruturas de produtos de madeira com recurso à regulamentação aplicável. Para atingir este objetivo foi necessário concretizar um conjunto de objetivos intermédios, nomeadamente:

- Descrever as características gerais da madeira maciça;
- Introduzir os principais produtos de madeira, como uma alternativa às limitações da aplicação da madeira maciça, em elementos estruturais;

- Apresentar as principais propriedades físicas e mecânicas da madeira e discutir o seu impacto no comportamento de elementos estruturais;
- Abordar o processo de fabrico e certificação dos produtos da madeira, bem como as suas principais tipologias estruturais e ligações mais usuais;
- Apresentar uma abordagem sobre o dimensionamento e verificação da segurança de estruturas de madeira, de acordo com o preconizado no EC0 e no EC5;
- Desenvolver rotinas de cálculo em MATLAB, para verificação da segurança de alguns elementos estruturais de produtos de madeira, de acordo com o EC5;

Assim, este trabalho culmina com a apresentação de um estudo de caso assente no desenvolvimento de modelos numéricos, em SAP2000, de um pavilhão em madeira (Figura 1.2), construído em *Laminated Veneer Lumber (LVL)*, na Zambujeira do Mar e consequente verificação da segurança estrutural dos principais elementos estruturais de madeira.



Figura 1.2 – Estrutura em LVL (Jular, 2018).

1.3 Estrutura e organização do trabalho

Este trabalho encontra-se estruturado em 8 capítulos que serão subdivididos em secções, sendo a organização efetuada de seguinte forma:

Capítulo 1 - Introdução

Este capítulo encontra-se subdividido em três secções, o enquadramento, em que delimita o tema deste trabalho, os objetivos e metodologia do trabalho adotados na sua realização e a organização do trabalho final.

Capítulo 2 - Madeira enquanto material estrutural

Neste capítulo será mais explorado o material, desde os tipos de madeira, as propriedades físicas e mecânicas até os tipos de produtos.

Capítulo 3 – Estruturas de produtos de madeira e ligações

Neste capítulo serão apresentadas alguns tipos de estruturas como soluções construtivas e também introduzidos vários tipos de ligações utilizados em estruturas de produtos de madeira.

Capítulo 4 - Regulamentação aplicável: Eurocódigos

Relativamente a este capítulo, serão explorados os Eurocódigos a nível do dimensionamento das estruturas de madeira, que são o EC0 e o EC5.

Capítulo 5 – Bases de dimensionamento de elementos de madeira

Este capítulo será mais direcionado ao dimensionamento dos elementos de madeira a nível dos estados limites Últimos e de Serviço, onde serão analisadas as verificações necessárias para as tensões e deformações.

Capítulo 6 – Segurança de elementos estruturais de madeira

Neste capítulo sucede-se a verificação da segurança dos elementos de madeira sujeitos a vários esforços.

Capítulo 7 - Exemplo de aplicação

Será realizado um exemplo de aplicação de uma estrutura de madeira já existente, efetuando a análise do modelo no programa de cálculo automático SAP2000.

Capítulo 8 - Conclusões e perspetivas futuras

Neste capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho e as perspetivas futuras do tema em caso de posterior desenvolvimento.

2 A MADEIRA ENQUANTO MATERIAL ESTRUTURAL

2.1 Considerações iniciais

A madeira é um material resistente e relativamente leve, que é frequentemente utilizado como material estrutural em diversos tipos de construções. Neste capítulo começa-se por apresentar as características gerais da madeira maciça, atendendo à sua divisão clássica, que depende das árvores que lhe dão origem, as resinosas e as folhosas.

Todavia, a resistência final da madeira maciça e o seu aspeto visual podem ser influenciados, pelo crescimento das árvores, pelas diferentes solicitações a que podem ser sujeitas, durante o crescimento e no armazenamento pós corte. Esses aspetos traduzem-se usualmente em limitações que serão apresentadas numa fase subsequente.

As limitações referidas conduziram ao desenvolvimento de produtos da madeira que permitem ultrapassar alguns desses problemas. Neste domínio existem diversos tipos de produtos, no entanto, apenas alguns são adequados para serem utilizados como material estrutural ou de construção. Cada material será descrito a nível do seu processo de fabrico, a sua utilização e a verificação das vantagens e desvantagens. O maior destaque será dado ao material de madeira micro-lamelada colada (LVL - Laminate Veneer Lumber), devido a posterior utilização deste no exemplo de aplicação deste trabalho.

Atendendo que para o dimensionamento de estruturas em madeira, é necessário conhecer as propriedades físicas do material, para estudar e prever o seu comportamento, serão introduzidos, neste capítulo, os principais conceitos associados como sejam a massa volúmica ou peso volúmico da madeira, a retração, a durabilidade natural, o teor em humidade, a resistência ao fogo, e condutividade térmica.

Para o dimensionamento das estruturas de madeira também é fundamental ter um bom conhecimento sobre as propriedades de resistência mecânica, sendo especialmente

relevantes para este material as seguintes propriedades: as resistências à tração, à compressão, ao corte e à flexão, a elasticidade, o coeficiente de Poisson e a fluência.

2.2 Características gerais da madeira maciça

Desde tempos muito antigos a madeira maciça é um dos primeiros materiais utilizados na construção, atualmente e apesar do aparecimento de materiais sintéticos, esta continua a ter um papel importante na construção, empregue em cofragens, e em elementos estruturais como pavimentos, coberturas, muros de suporte e elementos estruturais mais robustos.

A madeira maciça é um material proveniente das árvores que são compostas por três partes essenciais, as raízes que garantem o seu suporte de fundação e o crescimento, o tronco que garante a rigidez necessária para se manter em pé, e os ramos com as folhas responsáveis pelas trocas gasosas. Portanto a madeira é um material orgânico que apresenta uma boa resistência natural e é relativamente leve, em comparação com os outros materiais estruturais utilizados na construção civil.

A madeira estrutural é obtida de diversas espécies de árvores, tendo em conta que também dentro da mesma espécie, estas podem divergir devido às condições de crescimento e às solicitações a que foram submetidas ao longo da sua vida. Apresenta propriedades físicas como a massa volúmica, a dureza, a resistência mecânica, a permeabilidade e características como a textura, o brilho, o peso, o odor, o desenho, divergem de espécies para espécies.

O tronco de uma árvore é constituído por várias camadas, a camada designada por casca (casca exterior, casca interior e câmbio), trata-se da camada mais dura e é composta por células já secas, e duas camadas interiores, a primeira designada por borne, que tem como função a troca de alimentos, e o cerne responsável pela rigidez e estabilidade da árvore, ambas constituídas por células vivas e apresentam resistência e peso muito semelhante (Figura 2.1).

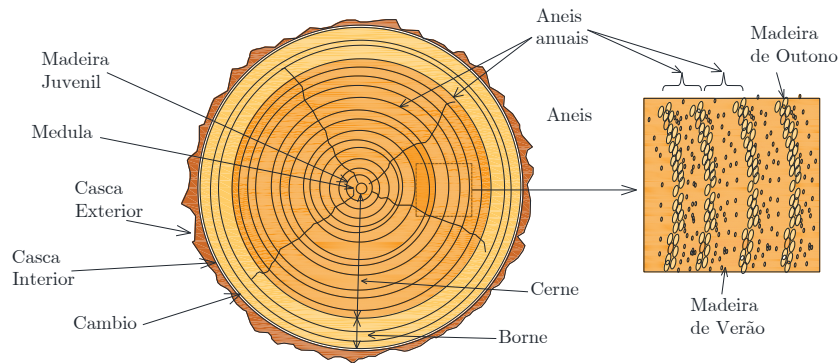


Figura 2.1 - Seção transversal do tronco de uma árvore [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

As células da madeira são orientadas de acordo com o eixo do tronco, exceto as células que compõem os anéis. Os anéis encontram-se presentes em todas as árvores, estes são formados conforme a mudança de estação anual, podendo assim conhecer a idade de uma árvore através da sua contagem.

2.3 Tipos de madeira maciça

A madeira maciça tem origem em dois grandes tipos de árvores, as resinosa e as folhosas. As resinosa também conhecidas por coníferas, apresentam uma taxa de crescimento mais rápido e originam uma madeira macia e delicada. As folhosas, ou de folha caduca, têm uma taxa de crescimento mais lento e originam madeira mais resistente e mais fácil de trabalhar.

Em Portugal, as resinosa mais utilizadas, no panorama da construção civil, são: o Pinho Bravo, o Pinheiro Casquinha e o Cedro; no que se refere às folhosas, destacam-se: o Carvalho Português, o Castanho Bravo e o Eucalipto Comum (Martins, 2010).

A árvores coníferas e folhosas, divergem em diferentes espécies, apresentando cada uma dessas espécies características próprias. Apesar das características divergirem de espécie para espécie, a madeira apresenta limitações que convergem genericamente em todas elas.

2.4 Características naturais e limitações da madeira maciça

O crescimento e a qualidade da madeira, das árvores das mesmas espécies, encontra-se fortemente ligado ao local e ao ambiente de crescimento, estes podem influenciar o seu aspecto visual e resultar em defeitos de crescimento, que podem influenciar a resistência da madeira maciça na fase de utilização em elementos estruturais.

2.4.1 Nós

Os nós da madeira correspondem aos ramos das árvores, estes têm origem a partir do eixo central da árvore (a medula), e apresentam tamanho proporcional ao crescimento anual da camada lenhosa [ver Figura 2.2 (a)]. Os nós são inclinados e apresentam uma forma cônica, em que a ponta se encontra na medula [ver Figura 2.2 (b)]. 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. A madeira normalmente apresenta uma grande resistência à tração e à flexão, sendo que a resistência à compressão é um pouco inferior, quando a madeira apresenta muitos nós a resistência mecânica tem tendência de diminuir, quer por esforços de tração simples ou de flexão. A resistência de compressão é menos afetada, mas as deformações que são provocadas, perpendiculares às fibras, aumentam nas zonas dos nós. Relativamente à secções circulares, a presença dos nós, pouco influencia as propriedades de resistência, ao contrário da madeira serrada, perde a continuidade das fibras e o fio da madeira apresenta um ângulo com o eixo longitudinal.

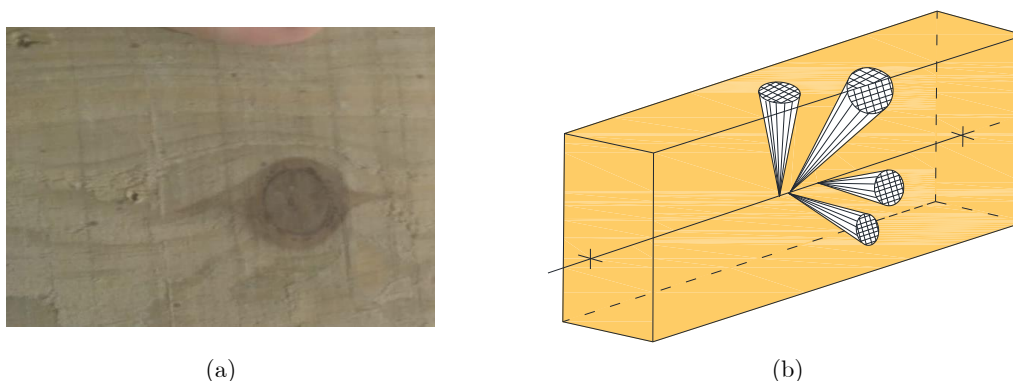


Figura 2.2 - Nós: a) Aspetto dos nós b) Idealização de nós no interior [Adaptado (LNEC, 2000)].

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 (Correia, 2009; Porteus & Kermani, 2007).

2.4.2 Inclinação do fio da madeira

O fio da madeira refere-se à orientação das fibras interiores na direção longitudinal da madeira, na Figura 2.3 encontram-se representadas as três direções consideradas de um elemento de madeira e a direção relevante para a orientação dos fios é direção x_1 .

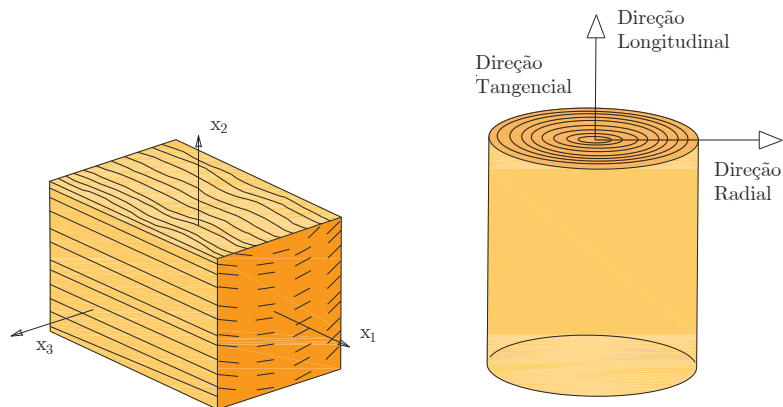


Figura 2.3 – Orientação dos eixos de um elemento de madeira.

As árvores nem sempre apresentam fios totalmente paralelos ao eixo longitudinal, estas podem apresentar fios inclinados e cruzados, ou com direções diferentes de uma zona para outra. Os fios que não apresentam direção quase paralela ao eixo, interferem na resistência final da madeira, devido à falta de continuidade de transmissão das tensões do elemento (Porteus & Kermani, 2007).

2.4.3 Corte e secagem da Madeira

A madeira é constituída por água, isto é, as suas células e no espaço entre as células encontra-se água. Durante o corte de uma árvore, ocorre uma redução do teor de água devido à secagem. Após o corte, a madeira maciça passa por um processo de tratamento para evitar a secagem excessiva e para evitar o aparecimento de fendas, o tratamento consiste na remoção da coroa do tronco e aplicação de um spray de tratamento. A madeira, depois deste tratamento está pronta para ser cortada, o corte da madeira depende muito da função posterior da madeira. Pode ser cortada segundo as direções longitudinal, radial e tangencial, (ver Figura 2.3), o tipo de corte a adotar também depende da otimização do tronco, isto é, se for pretendido maximizar o número de peças, ou as dimensões finais das tábuas, existem diversos tipos de corte (ver Figura 2.4). O cerne da madeira é retirado durante o corte, uma vez que, apresenta uma fraca resistência por ser ainda madeira juvenil.

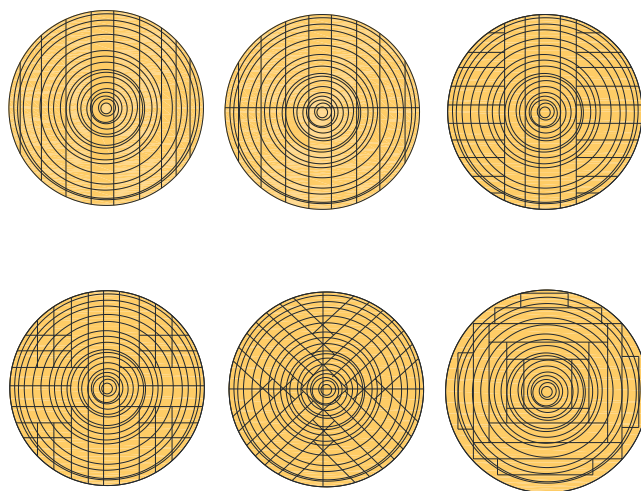


Figura 2.4 - Padrões de corte de madeira [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

A madeira pode atingir valores de teor de água próximos dos 100%, após ser cortada esse teor tende a diminuir até aproximadamente 27%, esta percentagem representa a água que se encontra nas células da parede que é designado por ponto de saturação. A secagem da madeira é muito importante, visto que, o teor de água ideal estará no intervalo entre os 15% e 25%. Quando ocorrem mudanças de humidade, do meio em que a madeira se encontra inserida, a mesma estará abaixo do nível de saturação, a madeira tem tendência de inchar quando ganha humidade e encolher ao perder humidade, este comportamento causa divisão e torção da madeira e este comportamento é específico para cada tipo de corte adotado (ver Figura 2.5).

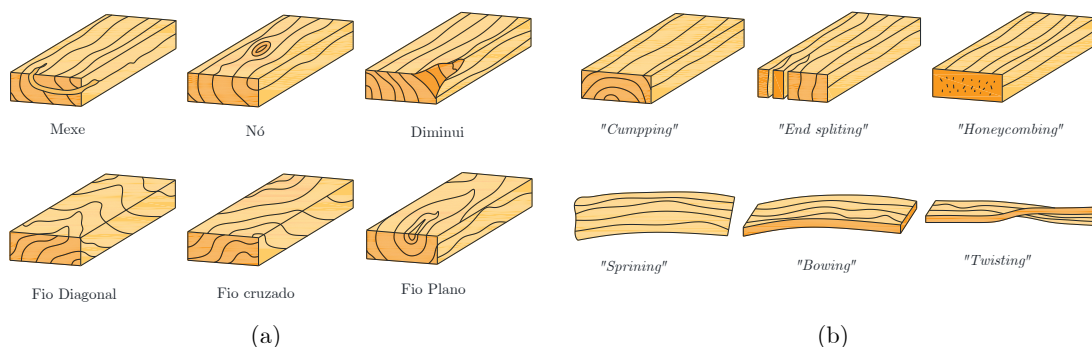


Figura 2.5 - Limitações dos cortes: a) naturais e de defeitos de conversão; b) defeitos sazonais [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)]

O teor de humidade condiciona a resistência física e mecânica da madeira, de modo que, quando o teor em humidade é menor a sua resistência é maior, no entanto, é necessário que a madeira se encontre em equilíbrio com o meio em que fica inserida visto que em meios muito secos e muito húmidos sofre retrações e empenos.

A madeira tem comportamento higroscópico, isto é, equilibra o seu teor em humidade de acordo com o meio envolvente, podendo concluir que, a secagem da madeira e o seu

armazenamento são muito importantes, são fatores que influenciam o teor de umidade da madeira e as suas propriedades físicas e mecânicas.

2.5 Produtos de madeira

A madeira maciça, tal como todos os materiais estruturais, apresentam vantagens e desvantagens, de acordo coma a secção anterior, a madeira é muito vulnerável à presença de água, aos agentes biológicos e é um material facilmente inflamável. Com as novas tecnologias, vieram a ser desenvolvidos vários produtos de madeira para diminuir o impacto de algumas das suas limitações, permitindo a sua utilização em estruturas mais robustas ou apresentar diferentes acabamentos em revestimentos. Assim, nesta secção serão introduzidos alguns dos produtos de madeira mais relevantes.

2.5.1 Contraplacado

O contraplacado é considerado como uma chapa de madeira que é colada sobre o efeito de grandes pressões, assume propriedades físicas equivalentes a uma madeira maciça, porém apresenta muito maior resistência e homogeneidade o que possibilita a produção de peças de grandes dimensões.

A produção do contraplacado consiste em corte/laminação de um tronco com aproximadamente 3 mm, as lâminas que são resultantes, são sujeitas a secagem e a avaliação da sua qualidade. Esta avaliação é muito importante, sendo observados os nós, a sua frequência, as dimensões e também a continuidade das folhas. No contraplacado dá para observar o número de folhas que são coladas com resina e/ou cola, as lâminas são prensadas a frio e a quente obtendo-se assim um produto final com boa resistência mecânica, tal como mostra na Figura 2.6 (Francisco D, 2010).

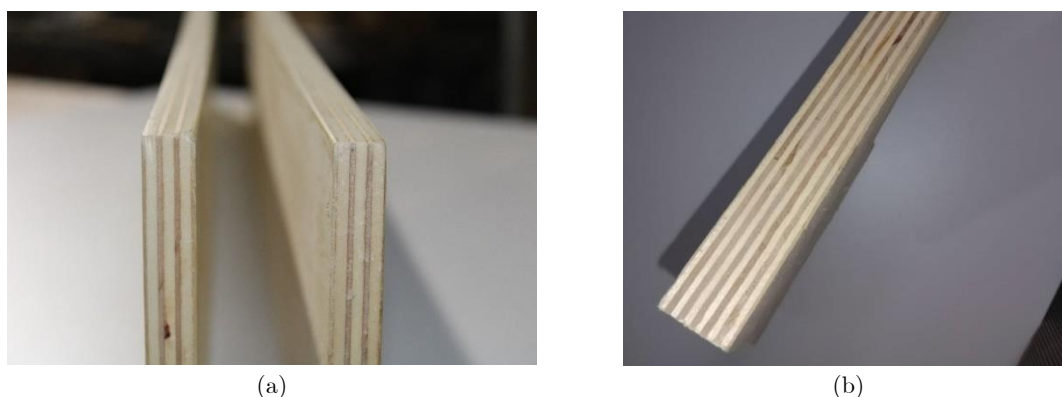


Figura 2.6 – Contraplacado: a) de 1 cm; b) de 4 cm.

O contraplacado normalmente é utilizado para interiores e exteriores, e a madeira mais utilizadas para este tipo de produção são o mogno, a tola, o castanho, o freixo, o carvalho e a faia. As dimensões das placas normalmente variam entre 3 mm a 25 mm de espessura, apresenta uma largura de 900 mm a 1830 mm e um comprimento de 1220 mm a 3100 mm, a dimensão mais comum da placa é 1220×2440 mm (Martins, 2010).

O contraplacado, devido às folhas cruzadas apresenta um bom comportamento à flexão e a empenos, os painéis são fáceis de trabalhar e em relação à madeira maciça torna-se um material mais económico.

2.5.2 Placas de aglomerado de partículas longas e orientadas

As placas de aglomerado de partículas, na língua inglesa mais conhecido como placas de Oriented Strand Board (OSB), são produzidas utilizando lascas de madeira que formam camadas orientadas e cruzadas, conferindo deste modo, grande resistência mecânica e rigidez, trata-se de um material de fácil utilização e de baixo custo.

As lascas que provêm dos troncos das árvores, são cortadas em tiras e são sujeitas a secagem e a classificação granulométrica. As lascas são misturadas com resina à prova de água e inseticida, para se tornar num produto pouco suscetível à absorção de água e a ataque de agentes biológicos. A mistura segue para uma forma em que é colocada em camadas orientadas e perpendiculares em um número ímpar, formando um colchão que posteriormente é sujeito a grandes pressões e temperatura, formando assim uma placa de OSB, sendo numa fase final cortada de acordo com as dimensões comercializadas, tal como se mostra na Figura 2.7 (Francisco D, 2010).



Figura 2.7 - Placa de OSB: a) Painel vista em planta; b) Painel vista em corte.

O OSB, é considerado como um material de alta resistência física e mecânica tendo várias vantagens:

- Grande resistência aos empenos;
- Os problemas de laminação não existem;

- Sem vazios no interior e nós soltos;
- Resistência às intempéries;
- Dimensões calibradas e regulares
- Ecologicamente mais eficiente.

Os painéis são utilizados para diversos fins, desde decorativos até fins estruturais, como por exemplo, pontes e barreiras de proteção, palcos, mezaninos, coberturas e telhados, divisórias internas, etc.

2.5.3 Madeira Lamelada-Colada

A Madeira Lamelada Colada (Glulam), na literatura inglesa conhecida como Glue-Laminated Timber (Glue), apresentando o aspeto que se mostra na Figura 2.8.



Figura 2.8 – Glulam: a) elementos de secção constante; b) elementos de secção variável [Adaptado(Jular, 2021)].

O Glulam de secção constante é produzido através de um processo altamente mecanizado. O processo normal inicia com a serragem e secagem das laminações. Para o processo de colagem, as laminações são secas até atingir um teor em água entre 6 e 15%. As laminações são ligadas através de uma junta dentada para criar peças com grandes comprimentos, e finalmente as laminações são coladas em uma prensa sujeitas as altas pressões e temperaturas e aplainadas criando o material final que é o Glulam (Borgström, 2016).

As principais vantagens em utilização deste material são:

- Design flexível: as vigas podem ser retas ou curvas, consoante o projeto;
- Vasta gama de dimensões standard, existindo a possibilidade de fabrico especial a pedido;
- Fácil de conjugar com outros materiais;

- Forte e resistente, devido à maior densidade da madeira de pinho nórdico utilizada, de primeira qualidade;
- Montagem fácil no local, em todas as condições climáticas e sem necessidade de máquinas pesadas;
- Excelentes propriedades de resistência ao fogo: em caso de incêndio a carbonização é extremamente lenta, e a parte não queimada mantém a resistência da estrutura;
- Excelente acústica e conforto interior;
- Efeito estético notável, proporcionado pela beleza natural da madeira;
- Produto certificado.

Glulam pode ser aplicado em edifícios agrícolas e industriais: soluções standard e montagem rápida (otimização de custos); pavilhões desportivos e salas de espetáculos: locais confortáveis e acolhedores, com boa performance acústica; edifícios públicos e residenciais (hotéis, restaurantes, habitações familiares, áreas de comércio e serviços): espaços visualmente atraentes e de grande carácter estético (Jular, 2021).

2.5.4 Aglomerado de partículas de madeira

Os painéis de aglomerado de partículas são produto mais comum de produtos, as suas placas são constituídas por três camadas, a camada interior é prensada, sendo composta por serragem compacta com cola e fechada com outras duas lâminas de madeira lisa e plana (Figura 2.9).



Figura 2.9 - Aglomerado de partículas.

A produção deste material traduz-se pelas seguintes etapas:

1. As lascas de eucalipto e/ou pinho são descascadas com equipamento adequado e transformadas em partículas de madeira;
2. As partículas são armazenadas, secas e peneiradas de acordo com as suas dimensões, sendo que, as camadas mais externas são formadas por partículas menores e as internas são formadas por partículas maiores;
3. As partículas seguem um processo de colagem das três camadas com formas próprias;

4. As três camadas de partículas seguem para um processo de prensagem, que é baseado na aplicação de grandes pressões e temperaturas;
5. As placas de aglomerado são finalizadas com os aparos e cortes finais de acordo com as dimensões comercializadas.

Este material apresenta grandes vantagens no que se refere à resistência mecânica em relação a um custo baixo, porém também apresenta alguns inconvenientes, como um material inapropriado à exposição a ambientes secos e húmidos, devido a absorção de água. O aglomerado de partículas é muito utilizado em mobiliários de interiores devido ao acabamento que apresenta.

2.5.5 Aglomerado de fibras de madeira

O aglomerado de fibras de madeira, conhecido na literatura inglesa por *Médium Density Fibreboard (MDF)*, é um material uniforme, plano e denso normalmente utilizado em mobiliário interior.

O MDF é produzido através do descasque da madeira maciça, dando origem a fibras pequenas, essas fibras passam por um processo de classificação e tratamento, e posteriormente são misturadas com umas resinas sintéticas e outros aditivos. As resinas servem de cola de ligação para as fibras, e com introdução de calor e da pressão obtém-se assim o painel final de MDF, este pode ter um acabamento liso, uma espécie de lacado [ver Figura 2.10(a)] ou sem acabamento e colorido [ver Figura 2.10(b)].

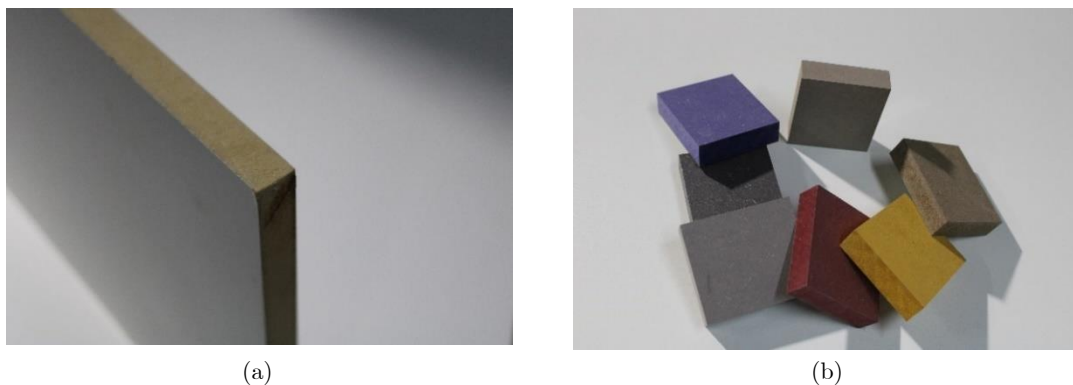


Figura 2.10 - MDF: a) com acabamento lacado b) sem acabamento e com fibras coloridas.

O MDF normalmente tem grande utilização em mobiliários e pavimentos, devido à sua versatilidade e acabamentos, contudo quando se procura um material com boa rigidez, este material não é considerado adequado.

2.5.6 Painéis micro-lamelados cruzados

Os painéis micro-lamelados colados, na literatura inglesa conhecidos como painéis Laminate Veneer Lumber (LVL), assemelham-se ao contraplacado devido à sua colagem de folhas em paralelo, sendo que a diferença entre ambos os materiais reside no número de folhas coladas e as espessuras em que folhas são cortadas/laminadas (ver Figura 2.11).



Figura 2.11 - Laminações de LVL.

O processo de fabrico também é muito semelhante ao contraplacado, todavia a seleção das folhas para LVL é realizada de uma forma muito mais cuidada para evitar defeitos das mesmas, isto é, controlando-se a frequência dos nós e os seus espaçamentos. O material LVL foi pensado principalmente para responder às exigências estruturais, para que apresentasse uma grande resistência mecânica, podendo ser aplicado em pontes, telhados, paredes estruturais, escadas, etc. (ver Figura 2.12). Na escolha de utilização de LVL devem ser consideradas as condições higrométricas onde a estrutura ficará inserida, uma vez que, esta apresenta um mau comportamento a variações de humidade, a menos que seja tratada.



Figura 2.12 – Exemplos de aplicação de LVL [Adaptado (Hakkarainen, Linkosalmi, Houvinen, Vares, & Häkkinen, 2019; Jular, 2021)].

O material LVL caracteriza-se por apresentar as propriedades físicas e mecânicas muito superiores à madeira maciça.

2.6 Propriedades físicas da madeira

Cada tipo de madeira apresenta diferentes propriedades, que dependem da sua própria espécie, devido a isso, é muito importante conhecer as suas características físicas para o correto dimensionamento dos elementos estruturais de madeira. As propriedades físicas influenciam a resistência mecânica dos materiais, que são importantes na verificação da segurança das estruturas.

Para o dimensionamento de estruturas de madeira foram consideradas propriedades físicas mais relevantes as que se seguem nas próximas secções.

2.6.1 Massa Volúmica

A massa volúmica é um parâmetro relevante a classificação da madeira, do qual dependem muitas outras propriedades tanto físicas como mecânicas. A massa volúmica

pode ser descrita como a compacidade de fibras de madeira que se encontram dentro de uma unidade de volume.

A madeira tem comportamento higroscópico, isto é, apresenta humidade relativa de acordo com o meio em que se encontra, por isso, apresenta duas possíveis massas volúmicas:

- A massa volúmica base que se traduz em provetes de madeira pesado a seco e o volume do provete acima do ponto de saturação obtém-se como se mostra na equação (2.1):

$$\rho_{\text{Básica}} = \frac{W_{\text{seco}}}{V_{\text{aturado}}} \quad (2.1)$$

- A massa volúmica aparente da madeira, que é calculada através da massa e do volume aparente dos provetes de madeira nas condições de humidade controlada, entre 0% e 12% do teor de humidade, como se apresenta na equação (2.2):

$$\rho_{\text{aparente}} = \frac{W_{\text{aparente}}}{V_{\text{aparente}}} \quad (2.2)$$

A massa volúmica é uma propriedade característica de cada espécie de madeira, esta é determinada recorrendo aos ensaios próprios (Martins, 2010).

2.6.2 Retração

A retração da madeira é caracterizada como a diminuição do peso devido à perda de água, onde por consequência ocorrem algumas alterações dimensionais. A alteração dimensional e a retração estão fortemente ligadas ao teor de humidade da madeira. A madeira apresenta um comportamento anisotrópico, isto é, comporta-se com comportamento diferente nas três direções, longitudinal, tangencial e radial, pelo que apresenta uma retração diferente nas 3 direções. A retração mais significativa ocorre nas direções tangencial e radial (ver Figura 2.13).

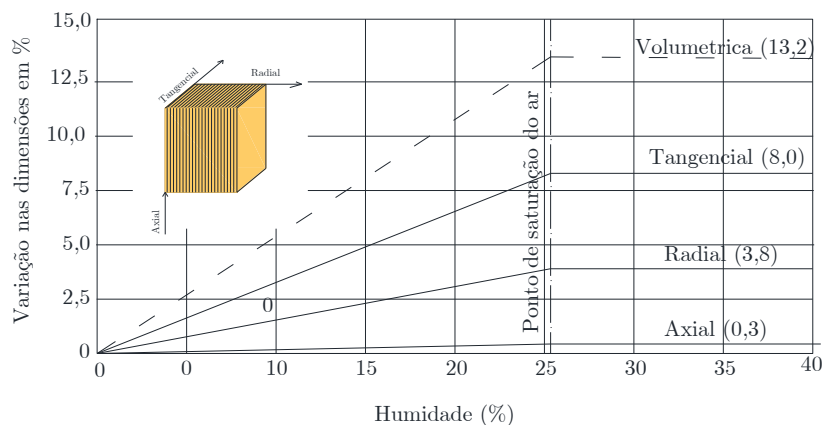


Figura 2.13 - Curva de retração.

O processo de secagem é influenciado pela envolvente, isto é, o teor de umidade afeta o comportamento da madeira. A parte mais à superfície da madeira seca e conseqüentemente retrai, progredindo gradualmente para o centro, devido a este efeito são geradas tensões internas que provocam a fissuração do elementos de madeira (ver Figura 2.14).



Figura 2.14 - Seção transversal da madeira - retração.

2.6.3 Teor de umidade

As árvores têm paredes completamente saturadas, contendo água livre dentro das células e das paredes celulares [ver Figura 2.15(a)]. Após o corte este teor de água varia, a madeira perde água livre e só contém água de constituição das suas paredes celulares [ver Figura 2.15 (b)]. A madeira quando se encontra ao ar livre tem tendência a secar, portanto, perde ainda mais água, o que acaba por ser a água que constitui as paredes celulares [ver Figura 2.15 (c) e (d)].

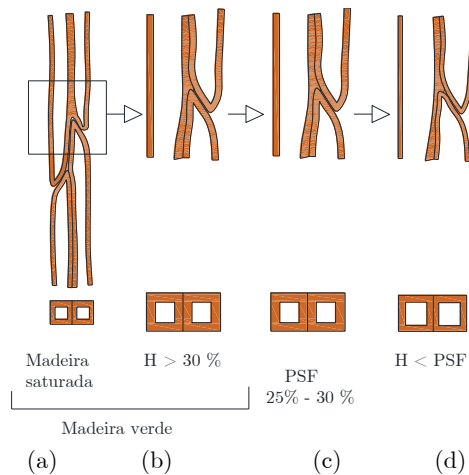


Figura 2.15 - Água contida na madeira: a) 100% de água b) nas paredes celulares c) teor de humidade ótimo d) teor de humidade baixo [Adaptado (Machado, 2006)].

Tal como já foi visto anteriormente a presença de água influencia muito as propriedades físicas e mecânicas da madeira. Também já foi referido, que para elementos estruturais o ponto ideal do teor de humidade será sempre abaixo do ponto de saturação, que são 27%. Para determinar o teor de humidade faz-se a determinação da percentagem de água num provete de madeira de acordo com a equação (2.3):

$$H = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (2.3)$$

Em que:

m_1 – massa inicial do provete, expressa em gramas;

m_2 – massa do provete após secagem, expressa em gramas.

Este ensaio deve ser bem controlado, devido à utilização da estufa para a secagem do provete, não deve passar de 12% do teor de humidade, a partir desse ponto a madeira apresenta grande retração e torção (Machado, 2006).

2.7 Propriedades de resistência mecânica

As propriedades mecânicas da madeira estão fortemente ligadas às propriedades físicas. Compreender o comportamento dos elementos às ações externas e internas torna-se assim bastante importante, para prever o comportamento das estruturas a longo prazo. Tal como já foi referido anteriormente a madeira é um material anisotrópico e apresenta um comportamento diferente nas três direções, ao contrário dos materiais homogêneos (betão e aço), portanto, torna-se importante conhecer o comportamento da madeira nas três

direções nomeadamente à tração, à compressão, à torção e à flexão, entre outras propriedades mecânicas.

2.7.1 Resistência à Compressão

De acordo com o EC5, a madeira pode estar sujeita a dois tipos de compressão, a carga aplicada axialmente e transversalmente (Figura 2.16). A madeira no que respeita à compressão, resiste a metade da carga de tração, isto devido à disposição molecular da celulose, que confere uma maior resistência na direção da tração (Tabela 2.1).

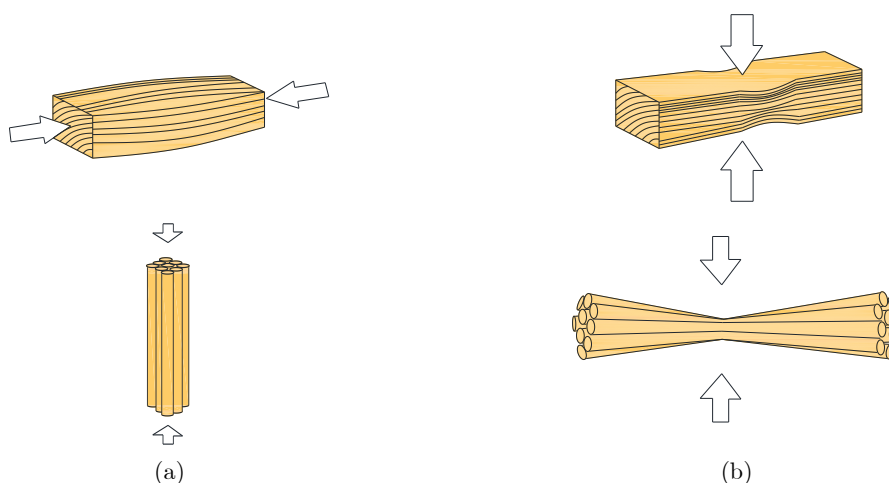


Figura 2.16 Compressão a) axial b) transversal [Adaptado (Ritter;, Junior;, & Barardi;, 1990a)].

Tabela 2.1 - Comparação de tração e compressão de algumas espécies de madeira (Martins, 2010).

Espécies	Tração		Compressão	
	Axial	Transversal	Axial	Transversal
	N/mm ²			
Pinheiro alvar	78	1,4	33	4,7
Carvalho	108	3,3	42	11,5
Castanheiro	132	--	49	--
Choupo	84	1,5	35	--
Espruce Europeu	84	1,5	30	4,1
Abeto branco	78	1,4	33	4,7
Lariço Europeu	105	2,2	54	7,3
Pinheiro Negro	102	2	39	--
Salgueiro	83	2,4	26	3,4
Nogueira	98	3,5	71	11,8

Relativamente aos dois tipos de compressão já referidos, poderá verificar-se que a resistência à compressão axial é muito superior à transversal, isto deve-se à orientação das fibras da madeira.

A compressão transversal provoca, a redução das cavidades celulares, mudando a sua secção transversal provocando o colapso por dobragem e deformação plástica das paredes celulares, um exemplo deste tipo de compressão verifica-se nos pavimentos e coberturas, onde a madeira se encontra apoiada, de modo a provocar cargas concentradas que provocam esmagamento da secção.

2.7.2 Resistência á tração

A resistência à tração, também difere se a aplicação da carga é axial ou transversal. Segundo Martins, 2010, a relação entre as duas trações é cerca de 50 vezes, sendo a axial muito superior. Relativamente à resistência à tração transversal (muito reduzida) é importante evitar esforços nos elementos para não ocorrerem possíveis roturas, sendo que os fatores, como as fendas, a secagem e os nós, reduzem ainda mais a capacidade resistente dos elementos de madeira.

A resistência à tração axial da madeira é beneficiada, devido ao arranjo celular da madeira, estas são dispostas segundo eixo longitudinal da madeira, o que confere uma maior resistência e devido ao reduzida massa volúmica, a madeira apresenta maior resistência por unidade de área. Na Tabela 2.2, podem ser observadas as propriedades físicas e mecânicas dos diferentes materiais e as respetivas resistências a tração por unidade de área.

Tabela 2.2 - Propriedades físicas e mecânicas dos diferentes materiais (Martins, 2010).

Material	Massa específica (γ) N/mm ³	Resistência a tração (R_t) N/mm ²	$\frac{R_t}{\gamma}$ N/mm ²	Módulo de elasticidade (E) kN/mm ²	$\frac{E}{\gamma}$ kN/mm ²
Espruce	0,44	84	190,9	9,1	20,682
Carvalho	0,87	108	124,1	11,65	13,391
Betão	2,5	4	1,6	13,8	5,52
Vidro	2,5	50	20	72,4	28,96
Alumínio	2,8	250	98,29	69	24,643
Aço	7,9	450	56,96	207	26,203
PVC	1,3	60	46,15	5,8	4,462

De acordo com a tabela anterior, pode ser observada uma boa relação entre a resistência à tração e o peso específico da madeira em relação ao aço ou betão, isto é, a madeira apesar de ser um material leve apresenta uma boa capacidade resistente à tração, ao contrário do betão que pouco resiste à tração e apresenta um peso específico muito elevado.

2.7.3 Resistência ao corte

A resistência ao corte é mobilizada através das tensões de tração ou compressão, originando assim corte segundo o plano longitudinal e o plano transversal. A resistência ao corte axial (longitudinal) é muito inferior à transversal, assim sendo a rotura primeiro ocorre devido ao corte axial.

Os elementos de madeira sujeitos ao corte, estão submetidos as tensões tangenciais que podem ser normais (axiais), paralelas (deslizamento) e oblíquas (rotação), e o seu tipo diverge em função da orientação dos fios da madeira, na Figura 2.17 podem ser observados os três tipos de corte.

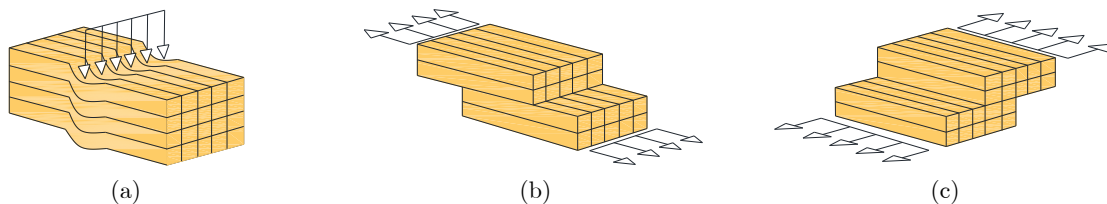


Figura 2.17 - Tensões de corte da madeira; a) normal; b) paralelo; c) oblíquo [Adaptado (Vilarinho, 2009)].

Como já foi referido anteriormente, o corte axial é o condicionante nas estruturas de madeira. A determinação das propriedades de corte axial é bastante complexa, devido aos restantes esforços mecânicos aplicados no elemento, como trações e compressões, por isso é difícil prever o seu comportamento real (Correia, 2009).

2.7.4 Resistência à flexão

A utilização de elementos de madeira esbeltos conduz a possível ocorrência de instabilidade, fenómenos designados por encurvadura (em colunas) e bambeamento (em vigas). A encurvadura e o bambeamento são fenómenos que resultam da deformação dos elementos, que são influenciados pelo: módulo de elasticidade (E), a inércia de secção (I), a área da secção (A) e o comprimento total (L) da peça.

De acordo com a Figura 2.18 pode ser observada flexão de um elemento em madeira. No decorrer da flexão são geradas outras tensões internas no elemento, tais como: compressão

nas fibras superiores, tração nas fibras inferiores e no eixo do elemento as tensões de corte.

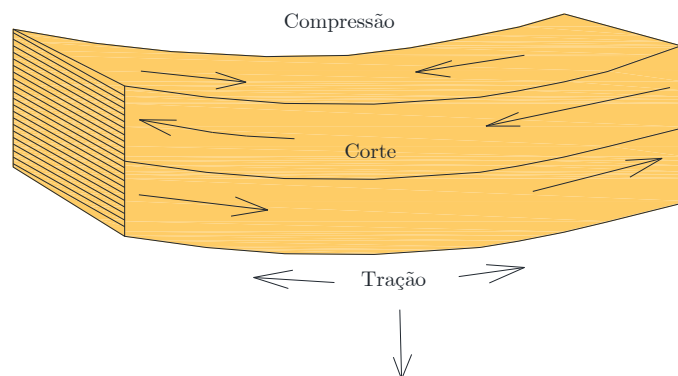


Figura 2.18 - Flexão do elemento de madeira [Adaptado (Ritter;, Junior;, & Barardi;, 1990b)].

A madeira apresenta uma grande resistência à flexão, apresentando uma grande relação entre a resistência à flexão e o peso, na Tabela 2.3 pode ser observada a diferença, entre os metais e o betão comparativamente com a madeira, dependendo do eixo de aplicação das tensões (Vilarinho, 2009).

Tabela 2.3 - Propriedades de alguns materiais estruturais [Adaptado (Vilarinho, 2009)].

Material	Massa volúmica [Kg / m ³]	Tensão [MPa]	$\frac{\sigma}{\gamma} \times 10^3$ [MPa.m ³ / Kg]
Aço estrutural	7800	400-1000	50-30
Alumínio	2700	100-300	40-110
Betão (compressão)	2300	30-120	13-50
Madeira tracionada na direção das fibras	400-600	40-300	100-300
Madeira comprimida na direção das fibras	400-600	30-90	70-150
Madeira tracionada na direção transversal às fibras	400-600	2-8	5-10

Para aumentar a resistência à flexão dos elementos sujeitos aos fenómenos de encurvadura e de bambeamento, devem ser alteradas as condições de apoio, aumentar a rigidez do elemento e/ou diminuir os comprimentos.

2.7.5 Elasticidade

A elasticidade é uma propriedade mecânica dos materiais, sendo esta, a capacidade de um material retornar à sua forma ou dimensões originais após a remoção de uma carga ou tensão (ver Figura 2.19).

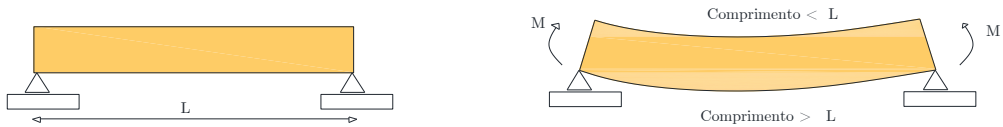


Figura 2.19 - Elasticidade e deformação de uma viga de madeira.

Para a madeira esta propriedade traduz-se numa espécie de aviso para o estado limite de utilização, isto é, quando o elemento exibir uma deformação excessiva ao longo do tempo de forma a indicar o seu estado de conservação e a distribuição de esforços. Nesse contexto, é muito importante que o módulo de elasticidade seja o mais preciso possível na sua quantificação, visto que, permite prever e analisar o comportamento do material. O módulo de elasticidade (E) é muito importante na determinação da rigidez dos elementos, o seu valor influencia a resistência do elemento estrutural, portanto, no caso da madeira quando o módulo de elasticidade é maior trata-se de uma madeira de melhor qualidade. (Martins, 2010).

2.7.6 Fluência

O fenómeno conhecido por fluência, consiste na variação da deformação no elemento ao longo do tempo diante de uma carga que se mantém constante no tempo.

A madeira é considerada um material visco-elástico, isto é, a deformação do elemento depende dos carregamentos anteriores a que se encontrava sujeita.

A aplicação de uma carga constante num certo intervalo de tempo, provoca além da deformação elástica, um acréscimo de deformação. Quando a carga é retirada, só uma parte da deformação é reversível, a restante deformação torna-se permanente e variável no tempo. Na Figura 2.20 mostra-se a deformação elástica e visco-elástica da madeira num intervalo de tempo, Δt , em função de uma carga contante P (Martins, 2010).

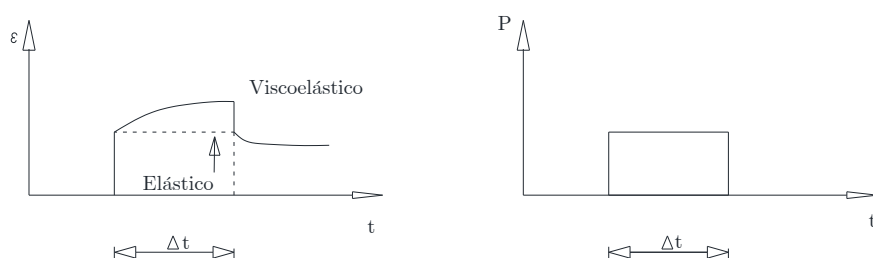


Figura 2.20 - Fluência da madeira-Diagrama de extensão/tempo [Adaptado (Martins, 2010)].

A deformação da madeira pode ser estimada pelo módulo de elasticidade efetivo:

$$E_{c,eff} = \frac{1}{(1 + \phi)} E \quad (2.4)$$

Onde,

ϕ - Fator de fluência

E - Módulo de elasticidade médio

$E_{c,eff}$ - Módulo de elasticidade efetivo

A fluência na madeira é fortemente influenciada pela envolvente e pela suas propriedades físicas como: massa volúmica e retração, nível de tensão, histórico de carregamento, tempo, nível de humidade, e temperatura.

2.7.7 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson mede a deformação transversal em relação à carga perpendicular, aplicada em materiais homogêneos e isotrópicos. Na Figura 2.21, é aplicado ao elemento uma tensão σ_x , dando origem a um alongamento que conduz ao aumento de comprimento na direção x e um encurtamento nas secções transversais y e z.

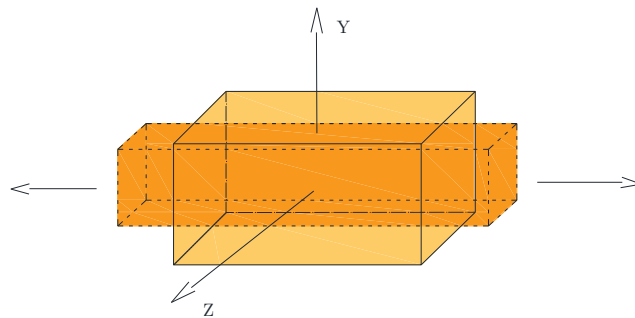


Figura 2.21 - Deformação correspondente ao efeito de Poisson.

No caso da madeira, que não é um material isotrópico, isto é, tem comportamento diferencial nas três direções, o coeficiente de Poisson depende da direção de aplicação da tensão. A madeira é considerada um material ortotrópico e orientado e a determinação do coeficiente de Poisson não é trivial. De acordo com a simetria do tensor das deformações, que define o comportamento elástico de um material ortotrópico, tem-se:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ 2\varepsilon_{yz} \\ 2\varepsilon_{zx} \\ 2\varepsilon_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & -\frac{\nu_{xz}}{E_x} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{yz}}{E_y} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{yz}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{zx}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yx} \\ \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

Esta matriz traduz para a madeira três módulos de elasticidade, três módulos de distorção e três coeficientes de Poisson, cada um corresponde à respetiva direção principal (tangencial, longitudinal e radial) (Martins, 2010).

Para cada tipo de madeira são apresentados os seus próprios valores de coeficiente de Poisson.

2.8 Considerações finais

Neste capítulo apresentaram-se diversos conceitos relacionados com madeira, enquanto material, tendo-se abordado inicialmente a madeira maciça como material estrutural, as suas características gerais, a organização de dois grandes tipos de madeira dando exemplos da madeira produzida na Europa e a mais utilizada na construção civil. Também foram descritas as limitações da madeira maciça enquanto material estrutural desde a fase de crescimento até a fase da serração da madeira e armazenamento, como os nós, em termos das suas dimensões e frequência num elemento, a inclinação do fio da madeira, a madeira de reação e o corte da madeira, todos estes fatores contribuem para a má distribuição de esforços e perda de continuidade nos elementos.

Posteriormente foram abordados os produtos de madeira, de forma a solucionar as limitações da madeira maciça, estudando o seu processo de fabrico, as vantagens e as desvantagens da sua utilização na construção civil, dando maior relevância aos produtos como Glulam e LVL que são materiais mais desenvolvidos para responder às exigências funcionais de grandes estruturas de madeira, enquanto os restantes são mais utilizados em mobiliário e em estruturas de menor complexidade.

Numa fase posterior foram introduzidas as propriedades físicas da madeira para compreender melhor o seu comportamento, tais como a massa volúmica, a retração da

madeira, teor de humidade, resistência ao fogo, comportamento térmico e a durabilidade natural do material.

E numa fase final abordaram-se as propriedades mecânicas do material mais relevantes para o dimensionamento de elementos estruturais de madeira, tais como as tensões de tração, de compressão, de flexão, de corte, a elasticidade do material, a fluência e o coeficiente de Poisson, que apresentam diferentes valores de acordo com a direção de atuação da carga.

3 ESTRUTURAS DE PRODUTOS DE MADEIRA E LIGAÇÕES

3.1 Considerações iniciais

A conceção de estruturas de madeira apresenta algumas limitações, que se encontram associadas à dificuldade em obter elementos estruturais de madeira maciça com as dimensões (comprimento e secções) projetadas. Porém, o surgimento dos produtos da madeira, permitem contornar essas limitações, essencialmente devido ao processo de fabrico associado.

De entre os produtos da madeira, utilizados para o fabrico de elementos estruturais, destacam-se a madeira lamelada colada (Glulam) e a madeira micro-lamelada colada (LVL), os outros produtos de madeira como o contraplacado, o OBS, o MDF e os aglomerados de partículas são mais indicados para mobiliário, revestimentos e estruturas mais pequenas e auxiliares.

Neste capítulo serão introduzidas algumas soluções estruturais que são utilizadas na conceção de estruturas de produtos de madeira, tendo em consideração os objetivos delineados para a realização presente trabalho, focando-se nos exemplos mais simples que são os pórticos e os arcos, para os quais se analisa as suas vantagens e desvantagens bem como a influência dos esforços no fabrico deste tipo estruturas.

Serão apresentados alguns exemplos das estruturas constituídas por pórticos ou arcos, que ao serem ligados por longarinas, formam estruturas 3D que as tornam mais complexas do ponto de vista da análise estrutural, como por exemplo, os pavilhões, os armazéns, etc.

Com o objetivo de estudar e compreender o comportamento de alguns dos principais elementos estruturais de produtos de madeira, são também abordadas neste capítulo, as principais tipologias de vigas (de uma água e de duas águas), evidenciando-se as suas características fundamentais e as preocupações com o seu entalhe.

Numa parte final do capítulo será apresentada uma breve descrição sobre a variedade de ligações existentes, para este tipo de estruturas, dedicando-se especial atenção às ligações entalhadas ou tradicionais (encaixe entre elementos de madeira) e às ligações mecânicas, que serão utilizadas na estrutura analisada neste trabalho.

3.2 Fabrico de produtos da madeira

Uma das primeiras referências à fabricação de produtos de madeira, para utilização enquanto elementos estruturais, remonta ao final do século XIX, segundo a qual Otto Hetzer, na Alemanha, foi um dos primeiros a demonstrar que era possível obter vigas e arcos laminados industrialmente.

Os trabalhos de Hetzer conduziram à obtenção de peças com seções que permitiram vencer vãos com um comprimento de cerca de 40 m, também se destacaram pelo estudo dos tipos de madeira a utilizar, de acordo com as tensões e as laminações a aplicar em elementos curvos, e pelo cuidado a criar vigas de alta capacidade de carga associada a uma longa vida útil. O próprio processo de colagem das folhas confere hoje em dia a possibilidade de obter um produto bastante competitivo. Hetzer solicitou, mas não obteve a patente para a receita de cola que utilizou nos seus trabalhos, pelo que foi mantida em segredo até à década de 1950.

Não atende aos requisitos de hoje, mas uma das primeiras estruturas de suporte de telhados, fabricada a partir de lamelados, é o salão principal da Estação Ferroviária Central de Estocolmo, que ainda está em perfeito estado de utilização.

Mesmo depois do Hetzer, vários países nórdicos como a Suécia, Noruega e a própria Alemanha, continuaram a desenvolver e a trabalhar com o produto deixado por Hetzer, demonstrando as vantagens do material em estruturas com grandes vãos, promovendo a sua utilização na construção (Cederlöf et al., 2013).

3.2.1 Controlo de produção e certificação do produto

A capacidade de resistência da madeira é difícil de avaliar, pois muitas vezes não há controlo sobre sua qualidade e crescimento (Porteus & Kermani, 2007). A resistência da madeira depende de vários parâmetros, pode ser definida e testada durante o processo de fabrico dos produtos de madeira, devido a isso, é muito importante definir os parâmetros para o controlo de qualidade do produto fabricado.

Cada derivado de madeira apresenta diferentes critérios de controlo de qualidade e certificação do produto, por exemplo o LVL estrutural tem o seu próprio padrão europeu

harmonizado, através da EN 14374, que fornece a base para a marcação CE obrigatória e a Declaração de Desempenho (DoP) de produtos LVL. Enquanto produto, de madeira lamelada colada para aplicações de suporte de cargas na construção, o LVL estrutural tem altos requisitos para a avaliação e verificação de constância de desempenho (AVCP).

A decisão da Comissão Europeia 97/176/EC define o Sistema AVCP-1 para LVL estrutural, sendo estes definidos nos regulamentos de produtos de construção (CPR) da União Europeia. No Sistema AVCP-1, um organismo de certificação de produto notificado decide sobre a emissão, a restrição, a suspensão ou a retirada do certificado de constância de desempenho do produto de construção, com base no resultado das seguintes avaliações e verificações realizadas por esse organismo:

- Uma avaliação do desempenho do produto de construção realizado com base em testes (incluindo amostragem) para determinar a força de colagem (qualidade de colagem) e reação ao fogo do produto;
- Inspeção inicial da planta de manufatura e da fábrica de controle de produção;
- Vigilância contínua, avaliação do produto e avaliação da fábrica e cobertura do controle de produção;

Para cumprir os requisitos do AVCP-1, os fabricantes de LVL devem realizar:

- Teste ou avaliação das características relevantes para as utilizações pretendidas (módulo de elasticidade, resistência à flexão, resistência à compressão, resistência à tração, liberação de formaldeído e durabilidade);
- Controle de produção em fábrica;
- Testes adicionais de amostras colhidas na fábrica pelo fabricante de acordo com o teste prescrito no plano;
- Declaração de desempenho (DoP) dos produtos LVL
- Marcação CE dos produtos LVL

Os requisitos para produtos de construção são definidos a nível nacional. Os DoPs e a marcação CE fornecem meios harmonizados para mostrar a conformidade com esses requisitos, no que diz respeito às propriedades incluídas no âmbito do produto harmonizado. Com base nessas propriedades, os produtos LVL estruturais podem ser projetado de acordo com o projeto do Eurocódigo, através de um sistema de padrões para estruturas de suporte de carga. Os produtos LVL tratados contra o fogo e o ataque biológico não podem ter marcação CE, de acordo com EN 14374: 2004, uma vez que os tratamentos não estão incluídos no escopo da norma (Hakkarainen et al., 2019).

3.2.2 Produtos disponíveis no mercado

Hoje em dia, os produtos são fabricados de acordo com as necessidades existentes na construção, a nível de dimensões dos painéis e da sua geometria. Os produtos de madeira utilizados para fins de mobiliário e revestimentos são facilmente manuseados e transformados em elementos com geometrias variadas, já produtos com fins estruturais o seu tamanho é limitado, essencialmente pelas condições de transporte e pelas condições dos fabricantes, das suas instalações e dos equipamentos (Cederlöf et al., 2013).

No Quadro 3.1 encontra-se um resumo dos principais materiais estruturais, das dimensões de fabrico e da sua aplicação em elementos estruturais.

Quadro 3.1 – Resumo dos produtos fabricados e as sua aplicações [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

Produto	Categoria	Aplicação	Dimensões comuns
GLULAM	Laminado	Vigas, Pilares, treliças, pontes, pórticos;	Sem limites teóricos para tamanho, comprimento ou forma
LVL	Laminado	Vigas, Pilares, decks de veículos, molduras de porta e janela, cofragem, flanges de vigas I;	Comprimento: até 24 m Largura: 19–90 mm Profundidade: 200–600 mm até 2,5 m disponíveis
PSL	Composto	Vigas, Pilares, membros de treliça, pórticos;	Comprimento: até 20 m Largura: 45–275 mm Profundidade: 200-475 mm

3.3 Tipos de estruturas

Os produtos de madeira têm vindo a resolver alguns dos problemas da madeira maciça relativamente às propriedades físicas e mecânicas, oferecendo deste modo várias possibilidades de melhoria e de soluções estruturais implementados hoje em dia em diversa estruturas. Na Figura 3.1 podem ser observadas alguns exemplos de estruturas de produtos da madeira e o seu campo de aplicação.

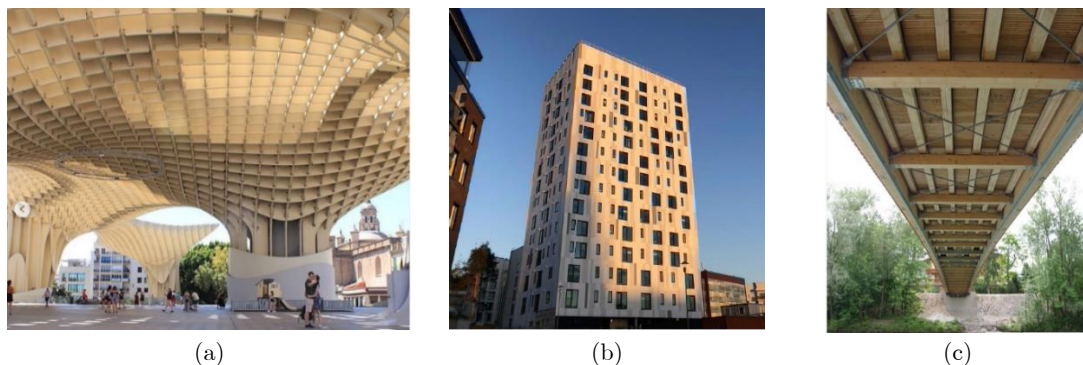


Figura 3.1 – Construções à base de produtos de madeira: (a)Metropol Parasol-Sevilha; (b)Lighthouse Joensuu-Finlandia; (c) Ponte de madeira- Alemanha [Adaptado (Hakkarainen et al., 2019; Schaffitzel, 2021)].

Facilmente se constata que os exemplos ilustrados na Figura 3.1 apresentam um nível de complexidade que pode ser considerado elevado. Atendendo ao cariz do presente trabalho, que envolve um menor nível de complexidade, irá abordar-se apenas o funcionamento de tipologias estruturais mais simples como é o caso dos pórticos e dos arcos simples.

3.3.1 Pórticos e arcos

Os pórticos e os arcos em madeira lamelada colada apresentam diversas formas, que derivam da capacidade que a madeira tem de ser manuseada, apresentando dimensões e formas que se podem considerar esteticamente interessantes.

As estruturas porticadas e os arcos podem ser divididos em três tipos: biencastradas, [ver Figura 3.2 (a)], biarticuladas, [ver Figura 3.2 (b) e (c)] e triarticuladas [ver Figura 3.2 (d) e (e)]. A escolha entre o tipo de estrutura a adotar, normalmente depende da dimensão do vão que é pretendido, por exemplo, as triarticuladas são a melhor escolha para vãos até 40 m, uma vez que, são duas peças que compõem o pórtico e se tiverem vãos superiores pode dificultar o seu transporte [ver Figura 3.2(a)]. Os pórticos biarticulados são fabricados e transportados em partes, são usualmente montados no local, caracterizando-se por terem ligações rígidas que exigem mão-de-obra qualificada, sendo portanto, são mais caras [ver Figura 3.2(a)].

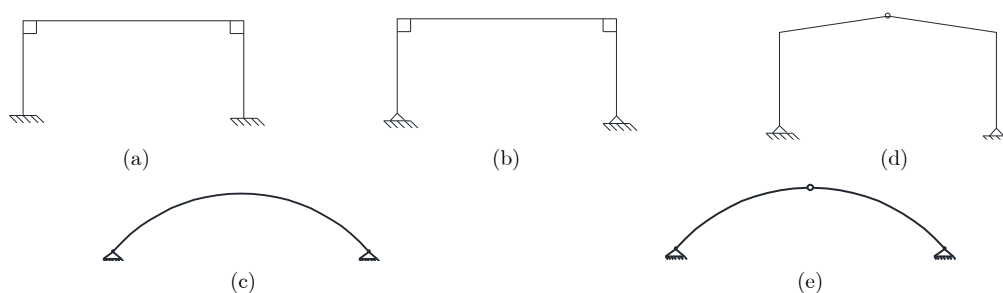


Figura 3.2 – Tipos de pórticos/arcos: a) pórtico biencastrado; b) pórtico biarticulado; c) arco biarticulado; d) Pórtico triarticulado; e) Arco triarticulado [Adaptado (Borgström, 2016; Meirelles & Pala, 2010)].

Os pórticos e os arcos triarticulados são os mais comuns, são estáveis a nível de forças horizontais e apresentam redistribuição de momentos conforme: as humidades externas, as deformações imprevistas nas juntas e os assentamentos de funções irregulares, ver Figura 3.2(d).

As ligações viga com pilar, dos pórticos, podem ser executadas através de colagem entre os elementos, com ligações mecânicas ou fabrico de um só elemento curvo, ver Figura 3.3. As tensões radiais, perpendiculares ao fio, devem ser verificadas na zona da ligação devido à origem de momentos positivos (a) e (b), originadas por tensões da combinação de ações que inclui o vento, sendo que, no dimensionamento os elementos de pilar podem ser tratadas como vigas.

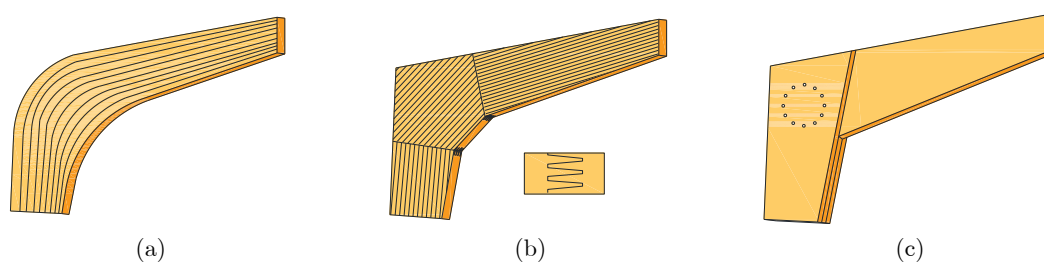


Figura 3.3 – Ligações viga com pilar de lamelados colados.

Para favorecer a capacidade resistente da estrutura, o ângulo entre a força exercida e o fio da madeira deve ser limitado. As tensões do lado curvo dos elementos devem ser evitadas, portanto, para momento fletor negativo na ligação entre pilar e viga, que normalmente é o caso mais comum na prática, as faces curvas devem ser colocadas na parte inferior do pórtico, ou seja, no lado da compressão. Por outro lado, em situações com predominância de momentos fletores positivos na parte superior, por exemplo, para pórticos com grande inclinação do telhado e grandes ventos, pode ser vantajoso colocar o lado curvo na parte superior do elemento.

Os arcos, por sua vez, são elementos estruturais que normalmente são fabricados com material laminado colado, pelo facto de poder ser produzido em formas curvas e com profundidades variáveis [ver Figura 3.2(c) e (e)]. A geometria do arco deve ser escolhida por forma a provocar menores momentos fletores nos elementos, sendo que, não é possível de todo evitar as tensões de flexão. As reações de apoios horizontais, do arco, devem ser equilibradas com algum tirante ou serem suportadas pelas fundações se as condições do solo o permitirem e para limitar o tamanho das reações horizontais, a elevação do arco deve ser maior ou igual a $0,14L$ (L - comprimento do vão).

A escolha entre arcos de duas ou três articulações é feita como as considerações semelhantes às dos pórticos. Os arcos de três dobradiças são, aconselháveis para vãos até

60 a 70 m, uma vez que os vãos maiores geralmente exigem que o arco seja fabricado e transportado em três partes [ver Figura 3.4(b)] (Borgström, 2016).

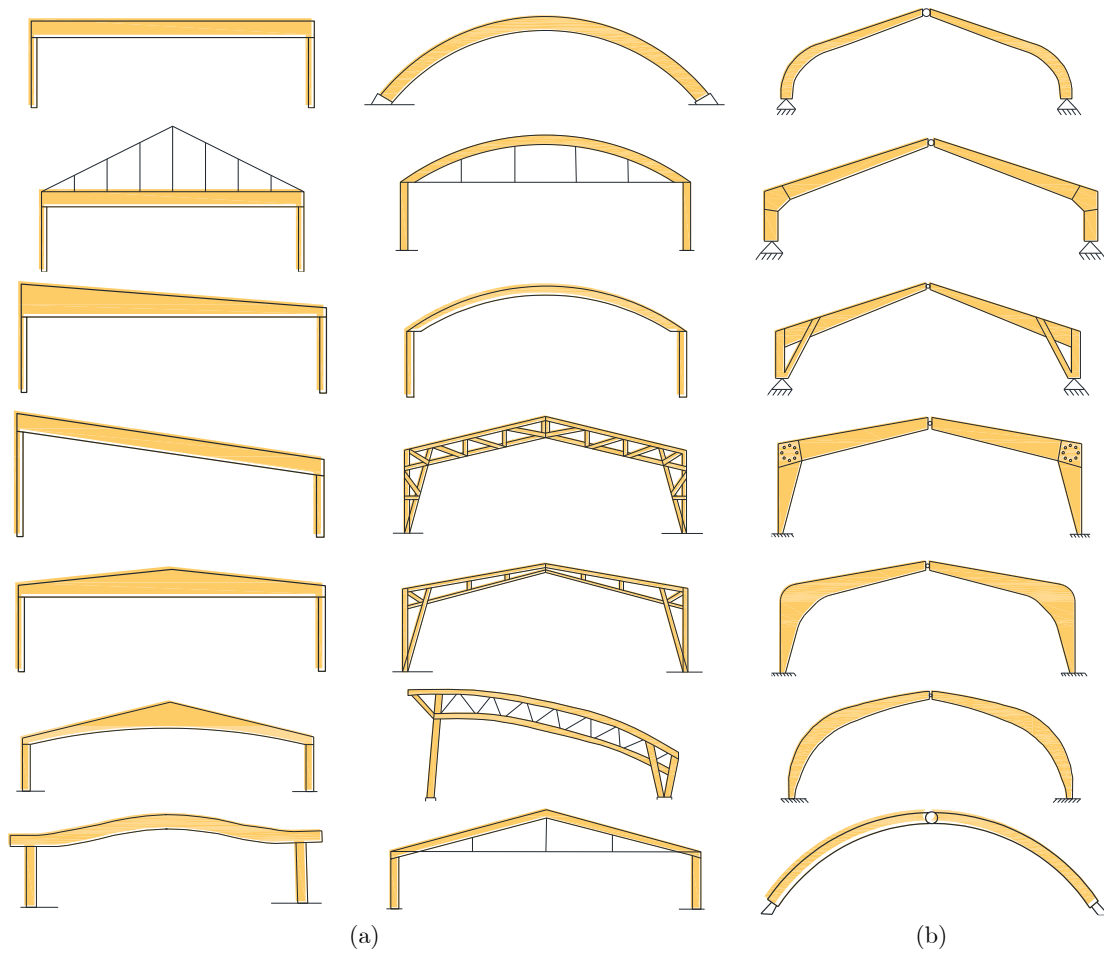


Figura 3.4 – Exemplo de pórticos e arcos a) Diapoiados e Biencastrados; b) Triarticulados [Adaptado (Borgström, 2016; Cederlöf et al., 2013; Meirelles & Pala, 2010)].

Os pórticos e os arcos simples, unidos pelos elementos transversais (longarinas), dão origem a estruturas como pavilhões, armazéns, etc., ver Figura 3.5.

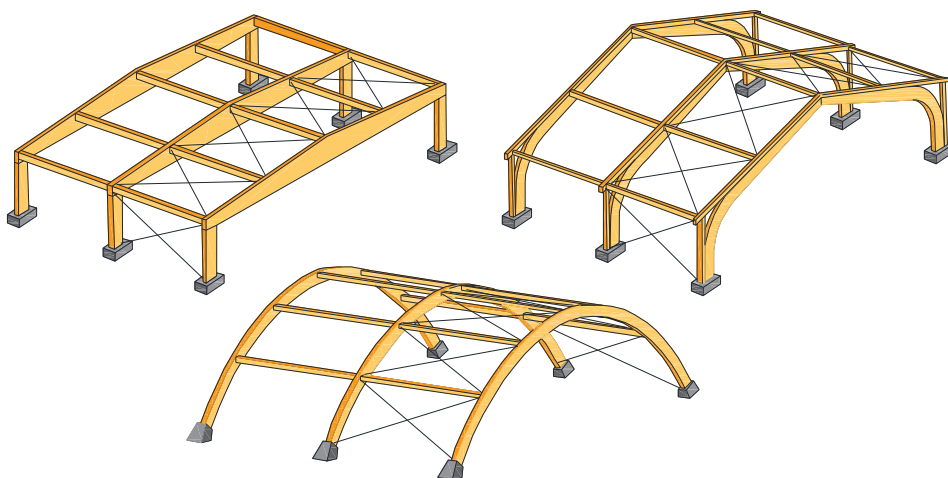


Figura 3.5 – Pórticos e arcos a constituírem estruturas mais complexas [Adaptado (Borgström, 2016)].

3.3.2 Elementos em Glulam e LVL

As vigas provenientes dos produtos lamelados colados, como Glulam e LVL, podem ter configurações curvas ou cônicas. As formas mais comuns, usadas em estruturas de madeira, são vigas duplas cônicas e vigas curvas, com secções transversais retangulares, (ver Figura 3.6), uma vez que estes tipos de vigas apresentam várias vantagens a nível de arquitetura, como por exemplo, aumento da altura do pé-direito e/ou diminuição da altura das paredes relativamente ao cume da viga.

Devido à inclinação ou curvatura, a distribuição de tensão não é linear em qualquer secção e na zona do cume dos tipos de vigas da Figura 3.6 De acordo com o capítulo 3, as vigas de madeira de secção variável, dividem-se, em geral, em dois tipos: em vigas de uma água e vigas de duas águas, no que respeita ao dimensionamento, ambas apresentam os aspectos específicos que às caracterizam (b) e (d) são geradas as tensões radiais perpendiculares ao fio.

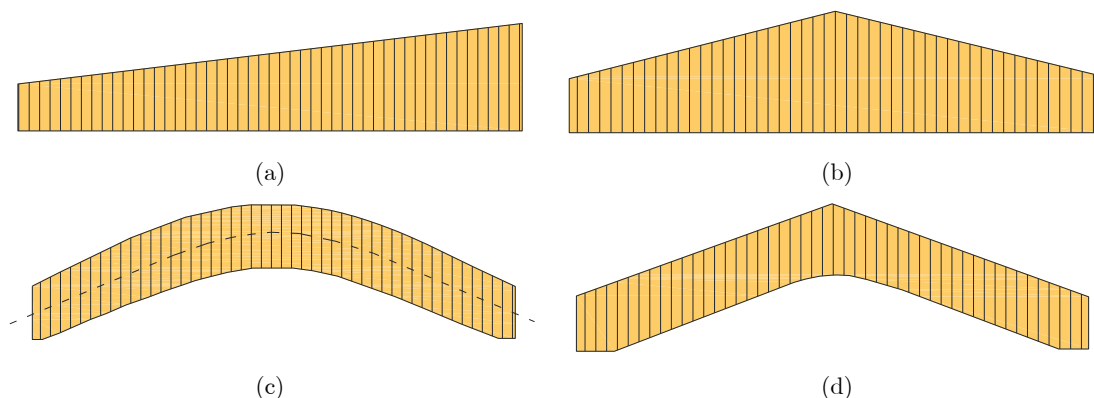


Figura 3.6 – Tipos de viga: a) de uma água; b) de duas águas; c) curva; d) com duas águas e intradorso curvo [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

As tensões radiais são representadas por um valor de $2/3$ do volume total da viga. Se o momento fletor tende a aumentar o raio de curvatura, as tensões radiais serão em tração perpendicular ao fio e se tende a diminuir o raio de curvatura, as tensões radiais estarão em compressão perpendicular ao fio.

Com esse tipo de vigas, é recomendado que as laminações sejam colocadas paralelas com a borda de tensão, de modo que os lados cônicos fiquem na face de compressão quando submetido às condições normais de carregamento (Porteus & Kermani, 2007).

3.3.2.1 Vigas com uma água

As vigas de uma água normalmente apresentam uma secção retangular e uma inclinação linear de um extremo ao outro, o EC5 não limita o ângulo de inclinação α , mas na

prática este varia entre 0-10°, são normalmente usadas em elementos de cobertura (ver Figura 3.7).

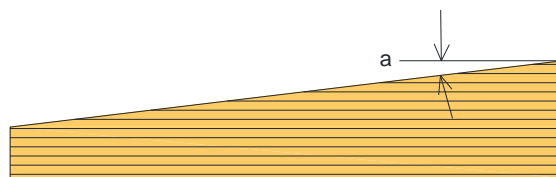


Figura 3.7 – Viga de uma água [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

3.3.2.2 Vigas com duas águas

As vigas de duas águas são normalmente de secção transversal retangular e dividem-se me duas zonas, a zona onde a viga possui uma inclinação linear e a zona do cume, (ver Figura 3.8).

A zona do cume, para efeitos de dimensionamento, terá que ser estudada devido a complexidade de tensões geradas a sua volta, para as vigas com cume curvo a análise a efetuar não é linear e é necessário ter em consideração diversas possibilidades que reduzem a capacidade resistente do elemento, tais como:

- tensões residuais causadas pelo processo de produção;
- distribuição das tensões e efeitos de volume;
- a combinação de tensões de corte na zona do cume e tensões de tensão radial perpendicular às laminações causadas por dobras.

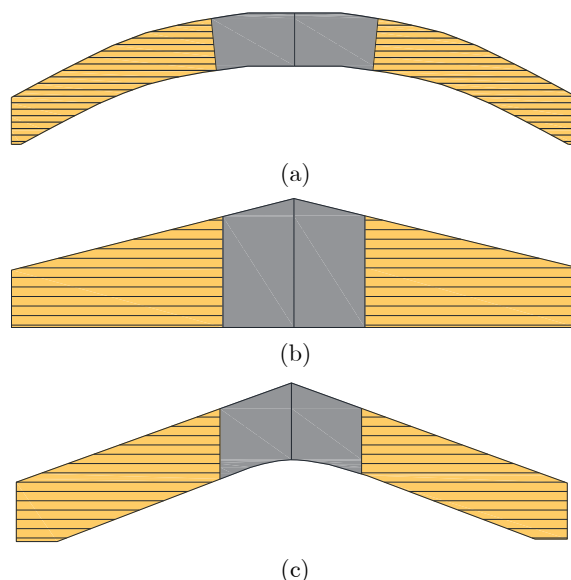


Figura 3.8 – Zona do cume dos diferentes tipos de viga: a) viga curva; b) Viga cônica dupla; c) Cume inclinado e curvo [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

3.3.3 Elementos com entalhe

Os elementos de madeira que apresentam entalhes devem considerar a ocorrência de concentração de tensões nessa zona. Para os efeitos de dimensionamento os entalhes devem ser analisados, Figura 3.9.

Os elementos com entalhe que se encontram sujeitos a flexão e que concentram as tensões das quais resultam as tensões de tração, podem ser desprezados caso apresentem uma inclinação do entalhe inferior a 10%, ou quando ocorrem apenas tensões de compressão no entalhe.

Para secções retangulares em que o fio é paralelo ao eixo longitudinal da peça, o entalhe não pode ser ignorado. (Correia, 2009)

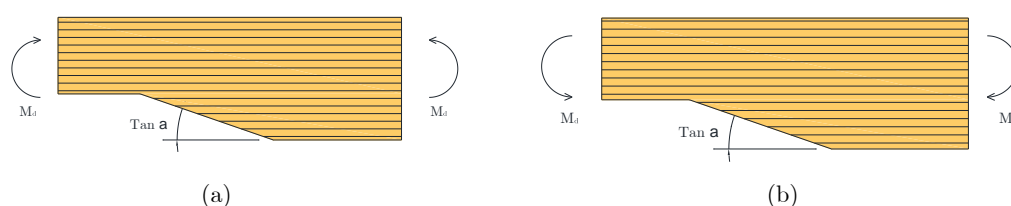


Figura 3.9 – Viga com entalhe sujeita a tensões de: a) compressão; b) tração [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

3.4 Ligações

As tipologias de ligações e o seu cálculo é um dos processos de maior complexidade no âmbito do projeto de estruturas de madeira. A abordagem que se irá apresentar, neste documento, tem por objetivo transmitir os aspetos considerados mais relevantes para a introdução do tema e o seu enquadramento no âmbito da tipologia de estrutura de madeira analisada no presente trabalho.

Convém começar por referir que podem ser considerados diversos critérios de classificação de ligações, para estruturas de madeira, designadamente: material constituinte, reversibilidade, estética, princípio mecânico, etc. Atendendo que o presente trabalho privilegia os aspetos relacionados com a conceção e o dimensionamento estrutural o último critério é o mais relevante. Neste sentido, deve começar-se por estabelecer uma distinção clara entre as ligações entalhadas (ou tradicionais) e as ligações mecânicas.

As primeiras são as ligações tradicionais de marcenaria, também utilizadas na indústria de mobiliário (em elementos de menor dimensão), enquanto que nas ligações mecânicas convém distinguir entre os ligadores do tipo cavilha, de forma cilíndrica ou filiforme, e os ligadores planos (Negrão & Faria, 2009). De seguida descrevem-se de forma resumida os aspetos mais relevantes sobre estes tipos de ligações.

Para além da função de conexão de dois elementos criou-se a necessidade das ligações serem resistentes à transmissão de esforços como de momentos, de esforços axiais e de corte. Estas ligações serão exemplificadas nas secções seguintes.

3.4.1 Ligações entalhadas ou tradicionais

As ligações entalhadas surgiram com as primeiras construções em madeira, o seu funcionamento assenta na transmissão direta das forças de contato entre os elementos a unir, sem envolver outros elementos de ligação, ver Figura 3.10. O seu uso é adequado no caso da aplicação de forças gravíticas e outro tipo de forças que não causem a separação dos elementos. Podem ser complementadas com a utilização de pregos, parafusos ou braçadeiras, quando na combinação de ações coexistirem inversão de esforços devidos a efeitos de sucção associados à atuação do vento.

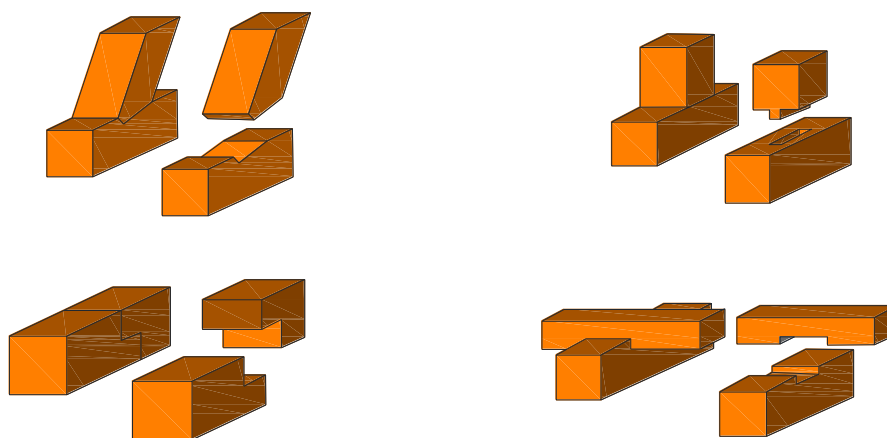


Figura 3.10 – Ligação tradicional [Adaptado (Kermani, 1999)].

3.4.2 Ligações mecânicas

Este tipo de ligações evoluiu consideravelmente, atualmente requiere sistemas de ligação mais complexos e, como tal, o projetista deve estar ciente do comportamento estrutural e das características do material ao nível dos componentes dos sistemas de ligação comuns em madeira estrutural, as quais podem ser classificados como juntas fixadas mecanicamente e coladas. As ligações também podem ser divididas em dois grupos, dependendo de como são transferidas as forças entre os elementos ligados. As ligações mecânicas são ligações do tipo cavilha: como pregos, parafusos, conectores, como placas dentadas, anéis de divisão, placas de cisalhamento e placas de metal perfuradas (ver Figura 3.11 e Figura 3.12) em que a transmissão de carga é toda alcançada por uma grande área de influencia na superfície dos membros (Kermani, 1999).

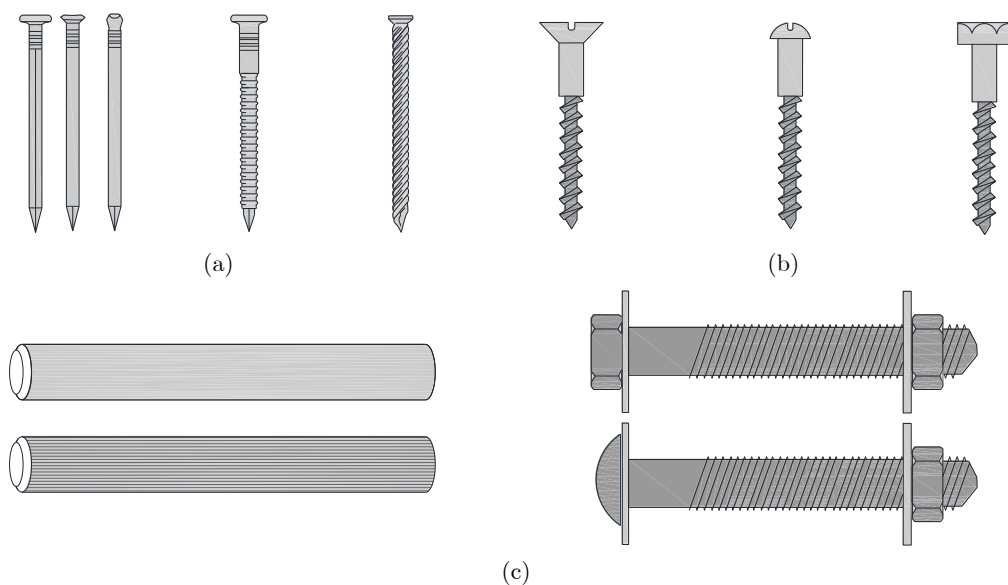


Figura 3.11 – Ligações mecânicas do tipo parafuso e cavilha: a) pregos; b) parafusos; c) cavilhas [Adaptado (Kermani, 1999; Porteus & Kermani, 2007)].

Os pregos, os parafusos e as cavilhas podem ser utilizadas por si só ou acompanhadas por ferragens metálicas que abraçam melhor os elementos e ajudam nas tensões de corte dos elementos de madeira.

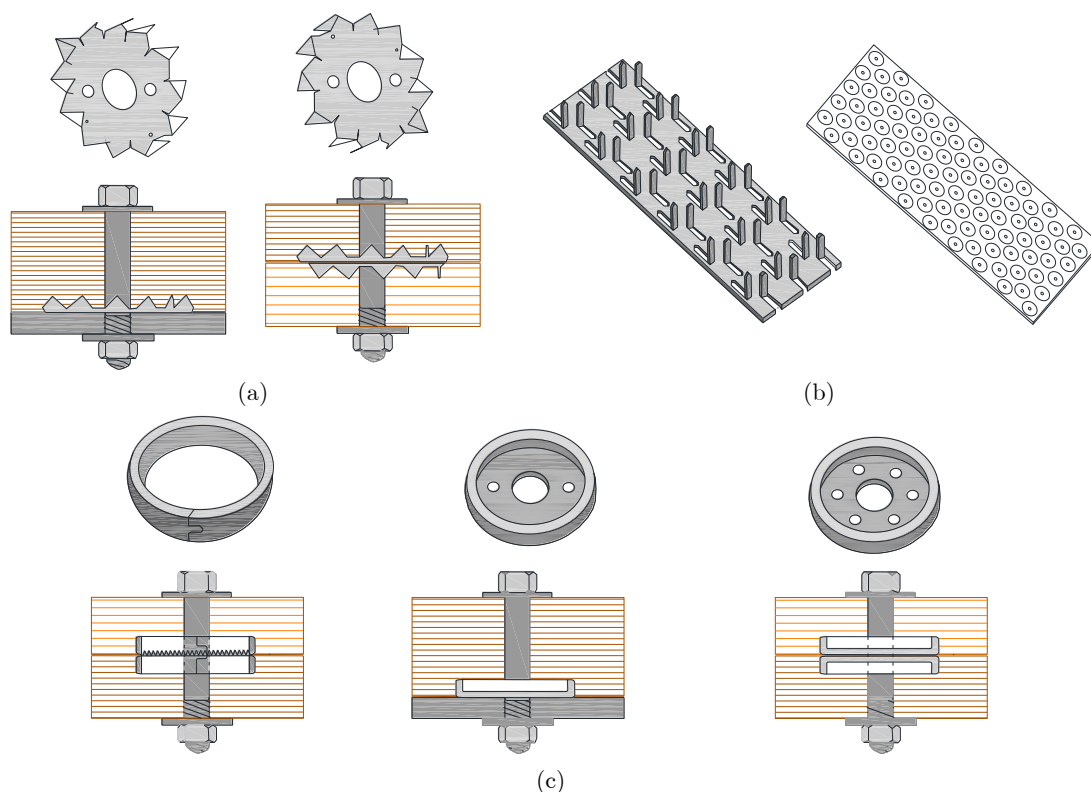


Figura 3.12 – Ligações mecânicas do tipo ligadores planos: a) placa dentada simples e dupla; b) placa metálica de dentada e de pregos; c) anéis conectores [Adaptado (Kermani, 1999; Porteus & Kermani, 2007)].

Existem vários tipos de ligações, no âmbito deste trabalho apenas iremos descrever as ligações verificadas na estrutura calculada neste capítulo.

3.4.3 Ligações resistentes a momentos fletores

As ligações estruturais são frequentemente necessárias para transmitir os esforços (momentos fletores, corte e/ou forças axiais). A Figura 3.13 apresenta alguns exemplos de ligações resistentes a momentos, como (a) uma ligação de emenda em uma viga contínua, (b) a base de pilar e (c) uma ligação de pilar com viga. O método de uma ligação a momentos pode ser obtido recorrendo a parafusos, a pregos e mesmo as cavilhas.

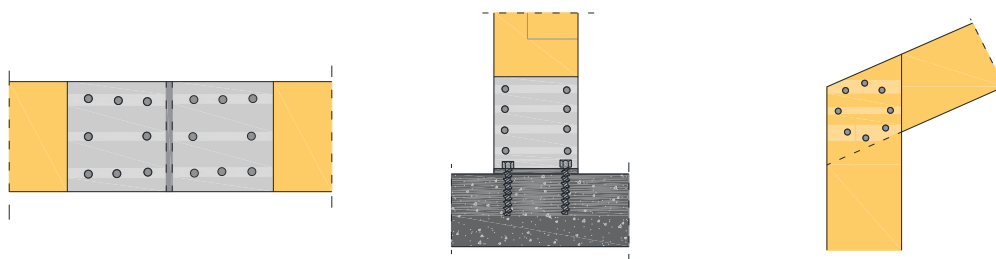


Figura 3.13 – Ligações de momentos: a) viga com viga; b) uma base do pilar; c) pilar com viga [Adaptado (Kermani, 1999)].

Para perceber o melhor funcionamento da ligação resistente a momentos, terá de ser explicado a atuação das tensões nas ligações.

A Figura 3.14 (a) mostra uma ligação parafusada que está sujeita a um momento de M (b), esforço Transverso V (c), e esforço normal H (d), aplicados no centro geométrico do grupo, podendo cada ligação ser analisada separadamente (Kermani, 1999).

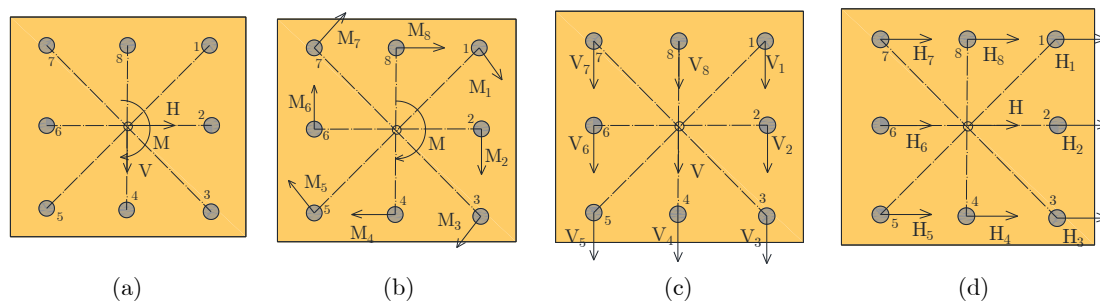


Figura 3.14 – Ligação de momentos- decomposição de esforços: a) tensões atuantes; b) Momento Fletor; c) Esforço Transverso; d) Esforços Horizontais [Adaptado (Kermani, 1999)].

Após a avaliação separada de cada ligação (parafuso/prego/cavilha), terá sempre que ser considerado no dimensionamento final o conjunto atuante.

No caso de estudo deste trabalho, a estrutura a analisar, apresenta 5 tipos de ligações, que são os seguintes:

A ligação pilar – base: é executado através de uma chapa metálica que envolve a base do pilar cerca de 0,25m de altura e que são aparafusadas a base, em maciço de betão, e elemento de madeira na Figura 3.15(a) pode ser observada estrutura executada e Figura 3.15(b) pormenor da ferragem utilizada, estas são ligadas com parafusos e/ou conectores.



Figura 3.15 – Ligação Pilar-Base: a) Herdade de Esporão [Adaptado (Jular, 2021)]; b) ferragem de ligação base com pilar.

Ligação da viga com o pilar: é efetuada através de parafusos/conectores dispostos de acordo com um padrão que melhor se ajusta ao tipo de tensões de flexão e corte, na Figura 3.16(a) pode ser observado o exemplo deste tipo de ligação, relativamente ao outro que se apresenta na Figura 3.16(b) do pilar-cabos de aço que são utilizados para o equilíbrio da estrutura e ajuste de tensões nos elementos de madeira..

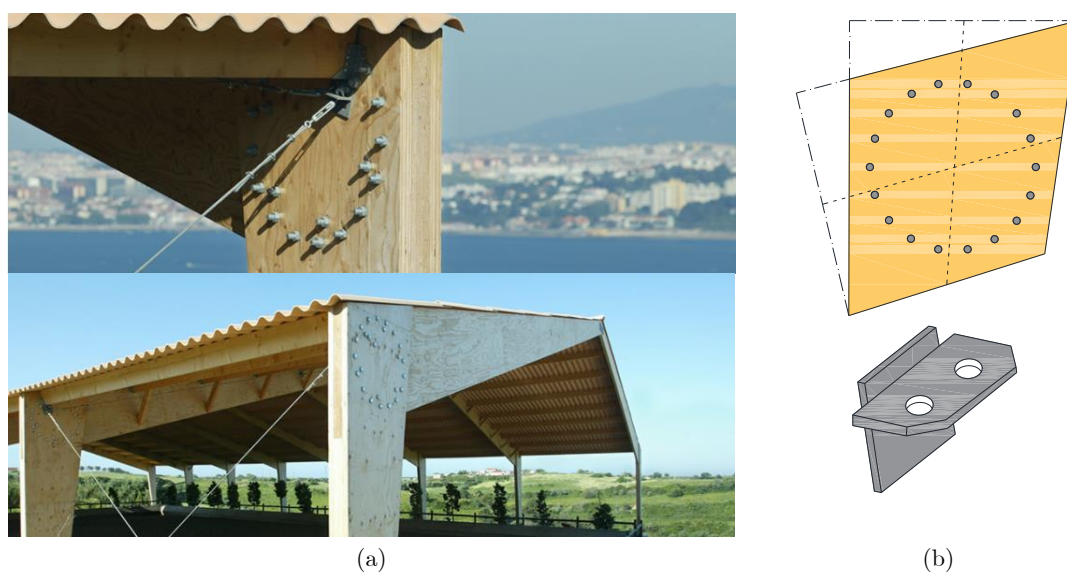


Figura 3.16 - Ligações coroa e tirante a)– Picadeiro Almada [Adaptado (Jular, 2021)]; b) ferragem ligação dos tirantes e pormenor da coroa.

Ligação viga com viga: é formada através de chapas que são aparafusadas paralelamente de ambos os lados da viga como mostra a Figura 3.17(a). Na Figura 3.17(b) são apresentadas duas chapas, uma simples e outra com elementos de assento e fixação das

longarinas de cumieira, enquanto na Figura 3.17(c) está apresentada a chapa da ligação do tipo longarinas à viga principal, que são fixadas através de parafusos ou conectores.

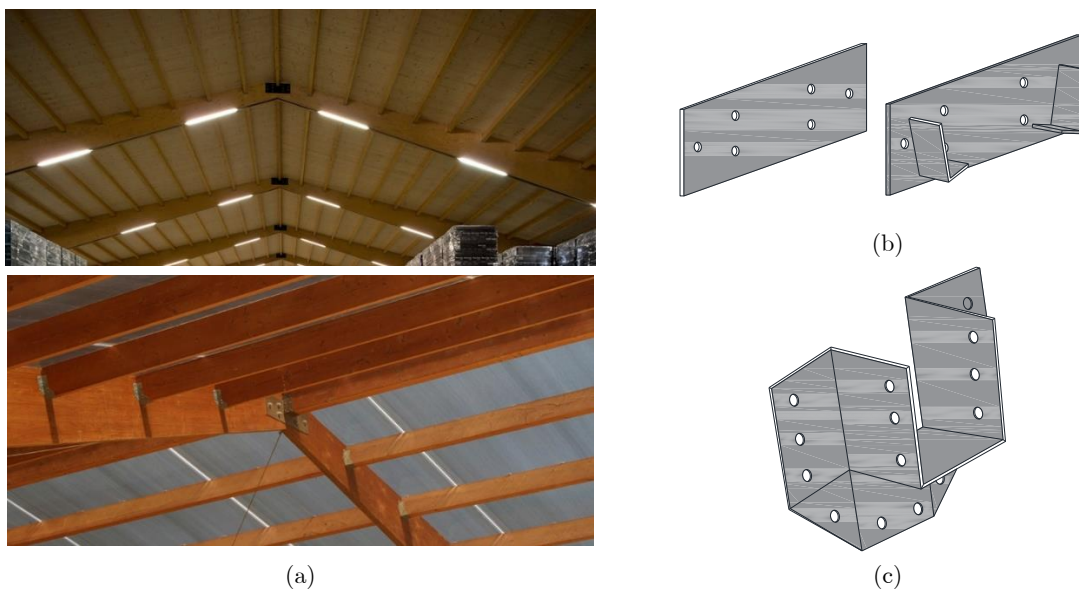


Figura 3.17 – ligações viga com viga e com longarinas: a) Herdade de Esporão e Picadeiro Mafra [Adaptado (Jular, 2021)]; b) ferragem da ligação viga-viga; c) ferragem de ligação viga-longarina e viga com viga.

3.5 Considerações finais

O material madeira é utilizado como em varias soluções construtivas, desde habitações de vários pisos, pontes, pavilhões, até estruturas com formas pouco regulares, tendo a vantagem de ser um material leve.

Hoje em dia os produtos de madeira tem vindo a resolver alguns dos problemas da madeira maciça, de forma a que este material seja ponderado na construção de grandes estruturas, como tal, foram introduzidas as estruturas mais simples como os pórticos e arcos, a suas vantagens e desvantagens e a escolha da melhor solução construtiva, para construção de estruturas mais robustas.

Também foram introduzidos as vigas de uma e de duas águas e as suas características geométricas, juntamente com os entalhes .

Na fase final foram introduzidas as ligações, a sua evolução desde as ligações tradicionais, efetuadas com o próprio material, até as ligações com elementos metálicos através de pregos, parafusos, conectores, placas dentadas e anéis de ligação. Também foram introduzidas ligações resistentes a momentos e exemplos e de acordo com a estrutura que será estudada nos próximos capítulos foram identificadas as ligações de uma forma breve, neste caso, a ligação viga com viga, que apresenta uma ligação através de duas chapas

metálica aparafusada, pilar com base de apoio, utilizando os parafusos e/ou conectores, e ligação pilar com viga, através de parafusos e/ou conectores formando coroa circular, também são referidas as ligações viga com longarinas com chapas aparafusadas e a ferragem utilizada para a fixação dos tirantes existentes na estrutura.

4 REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL: EUROCÓDIGOS

4.1 Considerações iniciais

A aplicação dos Eurocódigos no dimensionamento de estruturas de engenharia civil, é apenas uma parte de um processo que leva à conceção dessas estruturas. A organização dos Eurocódigos encontra-se bem definida, começa pela EN 1990, Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas (EC0), seguindo-se a EN 1991, Eurocódigo 1: Ações em estruturas (EC1). Os restantes documentos, correspondem aos restantes Eurocódigos, os quais detalham métodos específicos de projeto de acordo com os materiais utilizados, tais como, betão, aço, madeira estrutural, etc.

O dimensionamento de estruturas de madeira envolve a aplicação da EN 1995, Eurocódigo 5: Projeto de estruturas de madeira (EC5), que 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*

O EC5 estabelece um processo de dimensionamento baseado no conceito dos estados limite, com coeficientes parciais de segurança. O regulamento dá ênfase à resistência mecânica, comportamento em serviço, durabilidade e resistência ao fogo, evidenciando que as questões relacionadas com isolamento térmico ou acústico, etc., devem ser obtidas a partir de outras normas.

Neste capítulo, começa-se por introduzir as bases de dimensionamento que são preconizadas no EC0 e que se consideram essenciais para a elaboração de um projeto de madeira estrutural, seguindo-se a apresentação do EC5, evidenciando-se os aspectos de maior interesse para o engenheiro projetista de estruturas de madeira.

4.2 Eurocódigo 0: Bases de dimensionamento estrutural

Durante a elaboração de um projeto estrutural a quantificação dos esforços atuantes numa estrutura é muito importante e exige uma prévia definição das ações e combinações de ações. Este procedimento é idêntico para qualquer outro projeto estrutural. No caso de um projeto de madeira, a verificação da segurança será efetuada recorrendo às normas previstas no EC5, o que de acordo com o mesmo remete para EC0 onde estão quantificadas as ações e as combinações de ações que devem ser consideradas na elaboração do projeto.

As ações são responsáveis pelos esforços e/ou deformações que surgem nas estruturas e podem ser de três tipos, que são:

- Ações Permanentes (G_k): são ações que representam o peso de todos os elementos dos revestimentos, peso da cobertura, são consideradas ações constantes e apresentam variações muito pequenas ao longo da vida útil da estrutura.
- Ações variáveis (Q_k): são ações correspondentes às sobrecargas que provêm das ações do vento e da neve, que variam ao longo do tempo.
- Ações Acidentais (A_d): são ações que podem ser gravosas, mas apresentam uma baixa probabilidade de ocorrência, por exemplo: explosões ou choque na estrutura.

Os valores representativos, das ações variáveis, são os seguintes:

- $\Psi_0 Q_k$ - Valor de combinação, utilizado para a verificação de estados limites últimos e estados limites de serviço irreversíveis.
- $\Psi_1 Q_k$ - Valor frequente, utilizado para a verificação de estados limites últimos, envolvendo ações de acidente e também utilizado para a verificação de estados limites de serviço reversíveis.
- $\Psi_2 Q_k$ - Valor quase-permanente, utilizado para verificação dos estados limites últimos envolvendo ações de acidente e para verificação dos estados limites de utilização reversíveis. Os valores quase-permanentes também são utilizados no cálculo dos efeitos a longo-prazo.

Os valores do coeficiente varia conforme a categoria da estrutura e as suas exigências funcionais, de acordo com o Quadro A1.1 do EC0.

O EC0 não apresenta nenhum método de dimensionamento e de análise estrutural mais adequado, desde que os modelos estruturais desenvolvidos sejam apropriados relativamente aos estados limite estudados, e desde que seja previsto o comportamento estrutural com a maior precisão. Para a análise de uma estrutura podem ser considerados vários métodos de análise alternativos como se irá mostrar.

4.2.1 Análise Linear Elástica

A análise linear elástica consiste na suposição de que um material apresenta comportamento elástico constante ao longo do seu comprimento, esta hipótese facilita no estabelecimento da relação linear entre os esforços e as deformações para efeitos de dimensionamento estrutural. A linearidade geométrica inclui a hipótese de ser considerada também para os deslocamentos e as deformações, permitindo que as condições de equilíbrio possam ser estabelecidas com base na configuração indeformada da estrutura (Leitão & Castro, 2018). Sendo habitualmente consideradas os seguintes tipos de análise lineares:

- Análise de 1ª ordem - é uma análise sem redistribuição de tensões, efetuada no início da definição da geometria da estrutura e dos elementos sem ajuste das ações, ver Figura 4.1(a).
- Análise de 1ª ordem – é uma análise com redistribuição de tensões, efetuada no início da definição da geometria da estrutura e dos elementos com ajuste das ações e rotações;
- Análise de 2ª ordem – é uma análise realizada a nível da geometria das deformações estruturais, Figura 4.1(b).

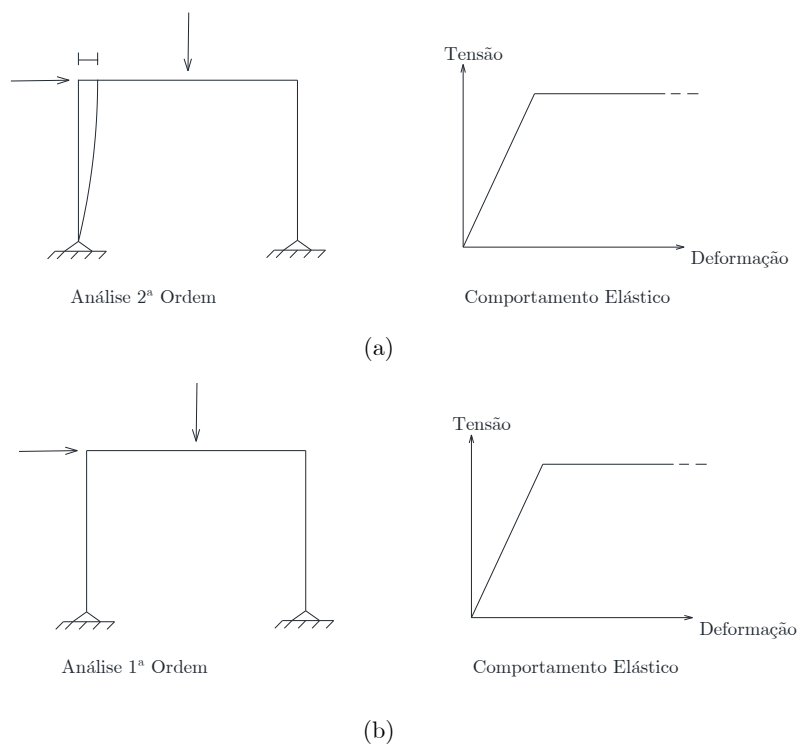


Figura 4.1 – Gráficos de tensões – deformações: a) Análise de 1ª ordem; b) Análise de 2ª ordem [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

4.2.2 Análise não linear

A primeira análise a ser efetuada a qualquer tipo de estrutura é a análise linear, este tipo de análise apresenta uma aproximação do comportamento da estrutura numa situação real que acaba por ser na realidade por ser não linear. De um modo geral, a aproximação linear faz sentido até um determinado nível de solicitação, a partir do qual é inevitável a consideração de análises mais realistas as quais deverão incorporar, pelo menos, os efeitos não lineares mais relevantes para o problema em análise.

Em qualquer dos casos, a primeira abordagem de um determinado problema deverá sempre passar por uma análise linear, que serve de referência e orientação na realização das análises não lineares mais complexas. É habitual e conveniente agrupar as fontes de não linearidade do comportamento estrutural em dois tipos: não linearidade física (ou material) - sempre que o material não possa ser considerado elástico linear, ou seja, quando as tensões/esforços não dependem linearmente das deformações. Não linearidade geométrica - quando não se verifica a hipótese dos pequenos deslocamentos, sendo necessário considerar uma relação não linear entre deformações e deslocamentos e/ou quando nas equações de equilíbrio existem termos não desprezáveis acoplando tensões/esforços/cargas com deslocamentos, o que equivale a dizer que a escrita das equações de equilíbrio deve ser feita na configuração deformada do corpo/estrutura (Corrêa, 2016).

A madeira, tal como já foi referido no capítulo anterior, apresenta deformações diferentes nas três direções, nomeadamente em estruturas cujas ligações são efetuadas por diferentes materiais, sendo necessário efetuar uma análise não linear após uma análise mais simples (linear).

Ainda no que se refere à análise não linear, convém referir alguns conceitos, associados ao comportamento do material, designadamente:

- *Elástico perfeitamente plástico* - elástico linear seguido de comportamento plástico puro.
- *Elasto-plástico* - elástico linear seguido de comportamento plástico com endurecimento por tensão.
- *Plástico rígido* - comportamento do plástico puro, usando análise de estados limites para a avaliação da carga final (por exemplo, para o comportamento de ligações metálicas do tipo conectores em estruturas de madeira).

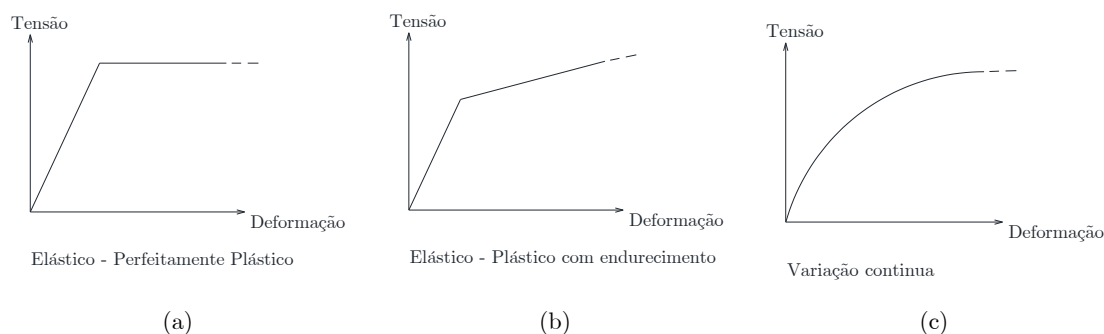


Figura 4.2 – Gráficos Tensão-Deformação: a) Elástico - Perfeitamente Plástico; b) Elástico – Plástico com endurecimento; c) Variação contínua [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

4.2.3 Análise de estruturas de madeira

De acordo com o EC5 a madeira apresenta uma natureza frágil, por isso, a análise a efetuar a estruturas de madeira deve ser linear elástica. Os efeitos do desvio da linearidade dos elementos devem ser tidos em consideração, sendo alcançado pela verificação da resistência do elemento, utilizando as regras de dimensionamento preconizadas no EC5, terminando com uma análise de segunda ordem, onde são consideradas como estruturas planas ou arcos, EC5, 5.4.4.

As ligações, por sua vez, apresentam um comportamento semi-rígido, onde a sua deformação por rotação têm um efeito insignificante na redistribuição de esforços das estruturas, o EC5, sendo assim, admite que as ligações podem ser consideradas rígidas e onde não for o caso, assumem-se como elementos de rotação de acordo com especificado no EC5, ponto 5.4.2 (7). Como esse não é um princípio no EC5, considera-se que o efeito do comportamento semi-rígido das ligações deve ser tido em consideração na análise, desde que se possa considerar efetivamente linear e ter a ductilidade adequada, incorporando o comportamento da rigidez das ligações, num modelo elástico linear, de acordo com isso, a análise da estrutura semi-rígida ainda pode ser realizada (Porteus & Kermani, 2007).

4.2.4 Verificação da segurança pelo método de coeficientes

O método de dimensionamento utilizado na regulamentação aplicada em vigor, para verificação da segurança, é o método dos coeficientes parciais de segurança. Este método potencia o dimensionamento de cada elemento estrutural individualmente garantindo, deste modo, a segurança local de todos os elementos estruturais (Vilarinho, 2009).

O critério de utilização deste método consiste em garantir que nenhum estado limite é excedido ao comparar com os valores de cálculo dos efeitos das ações e das resistências obtidas nos modelos de cálculo (Martins, 2010). Os valores de cálculo das ações que são multiplicados por fatores parciais, de forma a obter os esforços de cálculo, $E_{d,ELU}$, e as resistências, que são

geralmente derivadas, de propriedades dos materiais, são divididas por fatores parciais, para chegar aos valores de resistência de cálculo, $R_{d_{ELU}}$. A verificação do cumprimento do estado limite acontece quando $E_{d_{ELU}}$ é menor ou igual a $R_{d_{ELU}}$ (Correia, 2009), de acordo com expressão seguinte:

$$E_{d_{ELU}} \leq R_{d_{ELU}} \quad e \quad E_{d_{ELS}} \leq R_{d_{ELS}} \quad (4.1)$$

De acordo com o EC0 os valores de cálculo das propriedades dos materiais são representados por X_d com seguinte expressão:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (4.2)$$

Em que o X_k é o valor característico da propriedade do material ou do produto, η representa o valor médio do fator de conversão que tem em conta os efeitos de volume e de escala, os efeitos de humidade e da temperatura, e outros parâmetros relevante, γ_M é o coeficiente parcial relativo às propriedades do material ou do produto.

De acordo com EC5, η abrange os efeitos da duração da carga e a variação da humidade considerada nos elementos de madeira e os produtos, sendo designado como fator de modificação, k_{mod} . Portanto a expressão de cálculo das propriedades da madeira é representada por R_d , definida de acordo com expressão seguinte:

$$R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (4.3)$$

4.2.4.1 **Fator de modificação**

O fator de modificação, k_{mod} , engloba o tempo de duração de aplicação da carga e também a variação da humidade considerada nas propriedades do elemento, os valores do fator de modificação, k_{mod} apresentam-se na Tabela 3.1 do EC5.

Quando é considerada uma ligação entre dois elementos com tempo de duração de carga diferente k_{mod1} e k_{mod2} (ver Figura 4.3), o requisito do EC5,2.3.2.1 (2) diz para ser considerado um valor k_{mod} de acordo com a equação (4.4):

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} k_{mod,2}} \quad (4.4)$$

Este fator deve ser usado para o cálculo da capacidade de carga no dimensionamento da ligação.

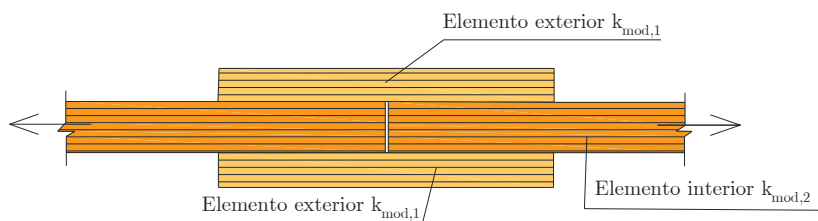


Figura 4.3 – Ligação entre elementos com diferentes tempos de duração [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

4.2.4.2 Classe de duração das cargas

O dimensionamento de uma estrutura exige uma correta e cuidadosa verificação das ações que irão atuar ao longo da sua vida útil, isto, independentemente do tipo de estrutura. A madeira, de acordo com o EC5, está separada em várias classes que definem e classificam o tempo que cada uma das ações atua sobre a estrutura, (ver Quadro 4.1).

Quadro 4.1 - Classe de duração das cargas [Adaptado (Park, Haftka, Sankar, Starnes, & Nagendra, 2001)].

Classe de duração da ação	Duração da carga característica	Exemplo de cargas
Permanente	Mais de 10 anos	Peso próprio
Longo prazo	6 Meses – 10 anos	Armazenamento
Médio prazo	1 Semana – 6 meses	Carga do vento, neve
Curto prazo	Menos de 1 semana	Vendo, neve
Instantâneo		Vento, cargas acidentais

4.2.4.2.1 Classe de serviço

No capítulo anterior foram abordadas as propriedades físicas e mecânicas da madeira, que traduziram uma grande complexidade na sua composição. As propriedades dos materiais de um elemento de madeira não variam apenas com a duração da carga aplicada, mas também com a direção do carregamento relativamente às fibras, assim como, a humidade relativa que os elementos apresentam devido ao ambiente. O EC5 indica classes que caracterizam as estruturas de acordo com a temperatura e a humidade relativa do ambiente em que a estrutura será inserida, essas combinações são divididas e descritas em três classes de serviço que são as seguintes:

Classe de serviço 1: Teor de água de equilíbrio para um ambiente com temperatura de 20°C e humidade relativa do ar ambiente superior a 65% durante algumas semanas por ano.

Classe de serviço 2: Teor de água de equilíbrio para um ambiente com temperatura de 20°C e humidade relativa do ar ambiente superior 85% durante algumas semanas por ano.

Classe de serviço 3: Teor de água dos materiais superiores aos que se verificam na classe de serviço 2.

4.2.4.3 Fatores de tamanho

O fator 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 ponto 3.1.4 do EC5 (Correia, 2009). Para a madeira maciça, GLULAM e LVL, o Quadro 4.2 apresenta um resumo de aplicação para cada tamanho o fator de tamanho.

Quadro 4.2 – Indicações dos Fatores de tamanho usados pelo EC5 [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

Símbolo do fator de tamanho	Função do fator	Propriedade afetada	Item relevante do EC5
k_h	Ajusta a resistência à flexão característica e / ou a resistência à tração característica paralela ao fio para ter em conta os efeitos de tamanho do membro, quando o tamanho é menor que o tamanho de referência fornecido pelo EC5	$f_{m,k}$	Madeira maciça, 3.2(3); Glulam,3.3(3); LVL,3.4(3)
		$f_{t,0,k}$	Madeira maciça, 3.2(3); Glulam,3.3(3);
k_l	Ajusta a resistência à tração característica paralela ao fio de LVL, para ter em conta os efeitos de um comprimento de membro, quando o comprimento é menor que o comprimento de referência fornecido pelo EC5	$f_{t,0,k}$	LVL,3.4(4)

4.2.5 Valores de cálculo das propriedades

De acordo com o EC5 devem ser utilizados os valores médios finais da rigidez. Para determinar o módulo de elasticidade e distorção são consideradas de acordo com as seguintes expressões (4.5) e (4.6)

$$E_d = \frac{E_{méd}}{\gamma_M} \quad (4.5)$$

$$G_d = \frac{G_{\text{méd}}}{\gamma_M} \quad (4.6)$$

Onde,

$E_{\text{méd}}$	Módulo de Elasticidade médio
$G_{\text{méd}}$	Módulo de distorção médio
γ_M	Coefficiente de segurança

O coeficiente de segurança γ_M representa a incerteza dos modelos, na definição da resistência no dimensionamento, juntamente com as imperfeições geométricas dos elementos. Os valores dos coeficientes parciais de segurança são apresentados na Tabela 2.3 do EC5 que consta do Anexo 1 deste trabalho.

4.2.6 Estados Limites

O comportamento de uma estrutura depende de diversos fatores, a maioria dos quais não podem ser controlados de forma absoluta. A segurança estrutural e o adequado comportamento em serviço são dois aspetos básicos a ter em conta no dimensionamento de uma estrutura. O primeiro requisito corresponde à necessidade de minimização dos riscos de colapso, inerente a qualquer realização humana e o segundo está relacionado com a necessidade de proporcionar aos utentes um funcionamento adequado e cómodo, e ao mesmo tempo minimizar os custos de manutenção.

4.2.6.1 Estado Limite Último (ELU)

A Verificação ao ELU pode ser efetuada para seguintes situações:

- Equilíbrio (EQU) – Para confirmar se a estrutura ou qualquer parte dela não é instável, através dos valores de cálculo do efeito das ações estabilizadoras e não estabilizadoras, EC0, 6.4.2;
- Tensões (STR) – para confirmar se a estrutura e os seus elementos apresentam um bom comportamento sob efeito das tensões, por instabilidade do elemento ou das ligações. Onde os deslocamentos afetam o comportamento da estrutura, o seu efeito deve ser tido em consideração.
- Geotécnico (GEO) - para confirmar se as fundações da estrutura fornecem a resistência e a rigidez exigidas pela mesma.
- Fadiga (FAT) – para confirmar se os elementos da estrutura cumprem a segurança em condições de fadiga.

Para estruturas de madeira e seus produtos, os estados limites apresentados terão de ser verificadas, de acordo com o EC5. Para verificação do ELU, qualquer combinação de ação aplicada, deve ser verificada condição da equação (4.7).

$$Ef_d \leq R_d \quad (4.7)$$

Em que Ef_d apresenta os valores de cálculo do efeito das ações, tal como, um esforço ou um vetor que representa vários esforços e R_d apresenta o valor de cálculo da resistência correspondente, EC0, 6.4.2.

Para um determinado estado limite, o valor de cálculo dos efeitos das ações deve ser determinado. Para tal, são combinadas as ações que podem ocorrer em simultâneo, que caso exista mais do que uma ação variável, será considerada a que provoca a situação mais gravosa. De acordo com o EC0, a combinação fundamental é dada através da equação (4.8).

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.8)$$

Como alternativa à combinação anterior, podem ser utilizadas as seguintes expressões de STR e GEO, considerando a menos favorável das expressões (4.9) e (4.10):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.9)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.10)$$

Onde,

- γ_G Fator parcial para carga permanente
- γ_Q Fator parcial para carga variável
- ψ_0 Fator de conversão da ação variável para valor de combinação
- ξ Fator de redução para ações permanentes desfavoráveis
- G_k É a ação permanente
- $Q_{k,1}$ Ação variável principal
- Q_k Ação variável associada

Para a determinação de uma situação de acidente, derivada por exemplo de impactos ou choques de elementos ou de uma ação térmica, associada à ocorrência de um incêndio. Então, para avaliar o estado limite, a combinação de ações a considerar deverá estar de acordo com a seguinte equação:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.11)$$

As ações não atuam sobre a estrutura separadamente, por isso, é necessário considerar uma combinação de ações e avaliar a probabilidade de ocorrência do pior cenário, por isso, o EC0 prevê combinações com a atuação de cargas, não relacionadas entre si, como, o peso próprio da estrutura, $G_{k,1}$, uma carga permanente, $G_{k,2}$, uma carga variável de duração a médio prazo, $Q_{k,1}$ e uma carga variável de curto prazo, $Q_{k,2}$.

Numa situação de combinação de carregamentos com as ações permanentes, que apresentem diferentes classes de duração, são consideradas com a aplicação do fator de modificação k_{mod} .

Os efeitos das combinações de ações permanentes e variáveis têm um efeito menos intenso nas propriedades de resistência do que a ação permanente sozinha, e onde uma combinação de ações permanentes e várias ações variáveis é aplicada, a condição do projeto será ditada pela ação variável com a duração mais curta (Porteus & Kermani, 2007).

Caso haja uma linearidade entre as ações e combinações, a combinação de dimensionamento é definida pelo valor máximo resultante da divisão da combinação pelo respetivo k_{mod} , tal como se mostra nas expressão (4.12).

$$Ef_d = \max \left(\begin{array}{c} \frac{Ef_1}{k_{mod,perm}} \\ \frac{Ef_2}{k_{mod,med}} \\ \frac{Ef_3}{k_{mod,curta}} \\ \frac{Ef_4}{k_{mod,curta}} \\ \frac{Ef_5}{k_{mod,curta}} \end{array} \right) \quad (4.12)$$

$k_{mod,perm}$	Fator de modificação para ações permanentes
$k_{mod,med}$	Fator de modificação para ações de média duração
$k_{mod,curta}$	Fator de modificação para ações de curta duração

4.2.6.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

De acordo com o EC0, aos elementos estruturais de madeira deve ser feita uma análise a nível de vibrações e de deformações para verificar o ELS, ver equação (4.13):

$$Ef_d \leq C_d \quad (4.13)$$

Onde,

Ef_d Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização

C_d Valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa.

Neste trabalho, ao nível dos ELS será feita verificação as deformações finais da estrutura, de acordo com as ações fornecidas pela Jular, as ações do sismo são desprezadas, e devido a estrutura do caso de estudo ser um pavilhão de armazenamento de materiais, a estrutura não se encontra sobre o efeito de grandes vibrações.

4.2.6.3 Deformações

As deformações, são provocadas pela atuação de cargas perpendiculares instantâneas, deste modo, formam deslocamentos na mesma direção. Para determinação das máximas deformações, no EC0 são previstas combinações de ações de cargas permanentes e variáveis.

- Combinação característica, para estado limite irreversível (4.14)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.14)$$

Esta combinação é utilizada quando o ELS não é verificado, mesmo que o carregamento antes imposto sobre a estrutura ou elemento for removido.

- Combinação frequente, para estados limites reversíveis (4.15)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.15)$$

Esta combinação é utilizada nas situações em que uma violação de um estado desaparece quando a ação que causa a excedência é removida. Embora esta opção não seja referida no EC5, desde que seja estabelecido um acordo com o dono de obra sobre as situações que se enquadrem nesta categoria e com uma frequência de ocorrência que seja aceitável, a combinação pode ser utilizada.

- Combinação quase-permanente (4.16)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.16)$$

Trata-se da combinação utilizada para a avaliação das estruturas a longo prazo, a nível dos efeitos de fluência.

Para o dimensionamento, a combinação característica a utilizar, será definida em função da ação variável que provoca o carregamento máximo, se no projeto for aceite a utilização da combinação frequente, esta irá prevalecer sobre a combinação característica.

A combinação quase-permanente, normalmente é utilizada nos casos em que se admite, que todos os elementos e componentes estruturais, inclusive as ligações, apresentam a mesma fluência, isto facilita a determinação dos deslocamentos/deformações por fluência u_{fluen} .

4.3 Eurocódigo 5 Normas gerais e de construção

De acordo com o EC5, os eixos longitudinais e transversais ficam definidos segundo o que se encontra definido na Figura 4.4, onde se observa que a direção do fio da madeira é considerada paralela ao eixo x.

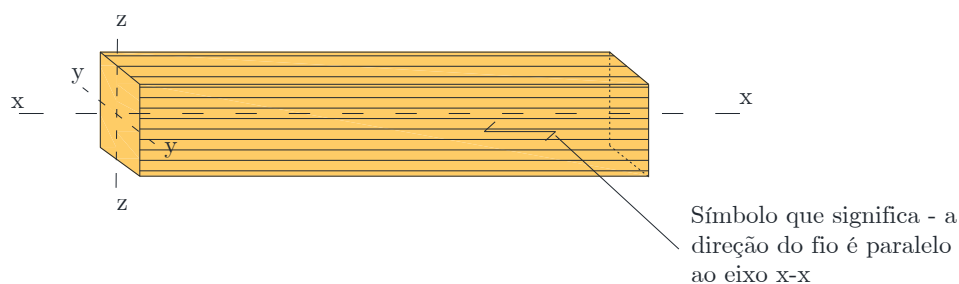


Figura 4.4 – Definição dos eixos [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

4.3.1 Estado Limite de Serviço (ELS)

O EC5 admite que os materiais apresentam dois tipos de deformação:

- Deformação instantânea u_{inst} , que ocorre quando o carregamento é aplicado;
- Os elementos após a aplicação de um carregamento, sofrem deformações que dependem do tempo (fluência), sendo esta deformação considerada final u_{fin} ;

Na Figura 4.5 podem ser observadas as duas deformações, anteriormente referidas.

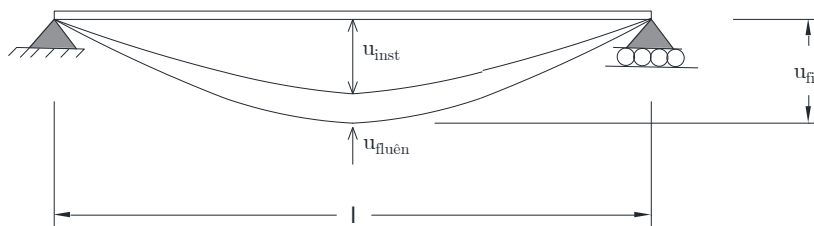


Figura 4.5 – Deformações [Adaptado (Park et al., 2001)].

A deformação é determinada de acordo com o comportamento de fluência da estrutura. As estruturas podem dividir-se em dois tipos: as estruturas onde as ligações apresentam o mesmo comportamento à fluência e as estruturas que apresentam um comportamento diferencial:

- a. Estruturas em que os elementos e as ligações apresentam o mesmo comportamento de fluência.

O EC5 preconiza para os elementos de madeira e os seus produtos, de forma a simplificar o dimensionamento, que quando sujeitos a uma carga permanente, durante a vida útil da estrutura, os valores de deformação, u_{inst} , e deformação por fluência, $u_{fluên}$, relacionam-se de seguinte forma:

$$u_{fluên} = k_{def} u_{inst} \quad (4.17)$$

Em que k_{def} é o fator de deformação, dado na Tabela 3.2 do EC5, que depende do tipo de material, ver Tabela 3.1, EC5 e humidade, ponto 3.2.1.2.

Para estruturas ou elementos que satisfaçam as condições acima referidos, o valor final da deformação, u_{fin} , pode então ser calculado através da seguinte expressão:

$$u_{fin} = u_{inst} + u_{fluên} = u_{inst} (1 + k_{def}) \quad (4.18)$$

Quando uma ação não é permanente, deve ser utilizada a combinação quase-permanente para converter numa ação permanente equivalente obtendo, deste modo, o valor da fluência.

Supondo que as condições irreversíveis do ELS serão aplicadas, a deformação final sob a carga permanente e a variável será obtida segundo o EC5, de acordo com as expressões (4.19) (4.20) e (4.21):

- Para ações permanentes, G, em elementos ou ligações (4.19):

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} + u_{fluên,G} = u_{inst,G} (1 + k_{def}) \quad (4.19)$$

- Para ação variável, Q_1 , em elementos ou ligações (4.20):

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1} + u_{fluên,Q,1} = u_{inst,Q,1} (1 + \psi_2 k_{def}) \quad (4.20)$$

- Para ações variáveis que acompanha, Q_i em elementos i ou ligações i (4.21):

$$u_{fin,Q,i} = u_{inst,Q,i} + u_{fluên,Q,i} = u_{inst,Q,i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{def}) \quad (4.21)$$

- Para n ações variáveis deformação final (4.22):

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q,1} + \sum_{i=2}^n u_{fin,Q,i} \quad (4.22)$$

- b. Estruturas em que os elementos e as ligações apresentam diferente comportamento de fluência.

Estruturas, nessa situação são afetadas a nível da rigidez e redistribuição de tensões, não podendo admitir comportamento linear. A deformação do elemento depende da deformação

instantânea para a combinação quase-permanente, com propriedades de rigidez reduzida que será referida no ponto seguinte.

De acordo com estas condições a deformação é calculada de acordo com equação (4.23):

$$u_{\text{fin}} = u_{(\text{inst}+\text{fluên})} \quad (4.23)$$

Os elementos de madeira ao serem inseridos num ambiente em que a humidade relativa é baixa e encontram-se sujeitos à aplicação de um carregamento, o fator de deformação, k_{def} , deve ser ajustado para 1,0.

O EC5 exige que se ajuste o fator de deformação devido ao comportamento dos elementos e ligações. Para uma ligação com o mesmo comportamento de fluência o valor de k_{def} , deve ser o dobro, já as ligações entre elementos com diferentes comportamentos de fluência, o fator de deformação deve ser determinado de acordo com equação (4.24).

$$k_{\text{def}} = 2\sqrt{k_{\text{def},1}k_{\text{def},2}} \quad (4.24)$$

4.3.1.1 Influência da duração de carga na deformação

- **Análise para ELS**

Para verificar o ELS de elemento(s) ou ligações, devem ser determinadas as deformações instantâneas, u_{inst} , e deformação final, u_{fin} , sendo que, se os elementos apresentam o tempo de duração de carga diferentes, as propriedades de rigidez devem ser tidas em consideração, de acordo com as seguintes condições.

Condição (a):

Para condições de deformação instantânea, a análise é realizada utilizando as combinações de ações (4.14) ou (4.15), atendendo que é irrelevante o comportamento de fluência dos elementos, de acordo com EC5, 2.2.3 (2) os valores do módulo de elasticidade, módulo de distorção e módulo de escorregamento, assumem-se os valores médios, $E_{\text{méd}}$, $G_{\text{méd}}$, $K_{\text{méd}}$.

Condição (b)

Para o cálculo da deformação final dos elementos com ligações que apresentam o mesmo comportamento de fluência, para o dimensionamento será utilizada a combinação com o somatório de todas as ações utilizadas na análise instantânea das condições referidas em (a), incluindo a combinação quase-permanente (4.16). De acordo com isso, o comportamento de fluência não contribui para a não verificação do ELS, o que, por sua vez, não influencia as propriedades de rigidez, que acabam por permanecer os mesmos que para a análise das deformações instantâneas.

Condição (c)

Para o cálculo das deformações finais dos elementos com ligações que não apresentam o mesmo comportamento de fluência, a componente de deformação inicial será igual à condição (a) e para deformações devido a fluência, as propriedades da rigidez a utilizar são de acordo com EC5, 2.3.2.2 (1), propriedades da rigidez reduzida, pelo que devem ser determinados de acordo com as expressões (4.25), (4.26) e (4.27) :

$$E_{\text{méd,fin}} = \frac{E_{\text{méd}}}{(1 + k_{\text{def}})} \quad (4.25)$$

$$G_{\text{méd,fin}} = \frac{G_{\text{méd}}}{(1 + k_{\text{def}})} \quad (4.26)$$

$$K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1 + k_{\text{def}})} \quad (4.27)$$

Onde,

$E_{\text{méd,fin}}$	Módulo de elasticidade médio final
$G_{\text{méd,fin}}$	Módulo de distorção médio final
$K_{\text{ser,fin}}$	Módulo de escorregamento final
$E_{\text{méd}}$	Módulo de elasticidade médio
$G_{\text{méd}}$	Módulo de distorção médio
K_{ser}	Módulo de escorregamento
k_{def}	Fator de deformação

- **Análise para E.L. Último**

De acordo com o EC5 para efetuar a análise para o E.L. Último deve ser considerada a combinação que provoca os maiores esforços das 3 combinações de ações já referidas no ponto 4.2.6.3. As condições seguintes descrevem a determinação das propriedades dos materiais de acordo com as propriedades assumidas para as ligações dos elementos:

Condição (a)

Para uma situação em que ao ser efetuada uma análise elástica linear de primeira ordem e a distribuição de rigidez dentro da estrutura não afeta a redistribuição de tensões internas, na determinação das propriedades adequadas devem ser utilizados os valores médios, $E_{\text{méd}}$, $G_{\text{méd}}$, $K_{\text{méd}}$. Esta condição será aplicada para todos os elementos com as mesmas propriedades dependentes do tempo.

Condição (b)

Para uma situação em que ao ser efetuada uma análise elástica linear de primeira ordem e a distribuição de rigidez dentro da estrutura afeta a redistribuição de tensões internas, para efeitos de deformação instantânea, aplicam-se as propriedades da condição anterior. Neste caso trata-se de elementos e ligações com diferentes propriedades dependentes do tempo. A condição final de acordo com EC5, 2.2.2 (1)P, as propriedades devem ser determinadas em função dos valores médios das propriedades, (4.28), (4.29) e (4.30):

$$E_{\text{méd,fin}} = \frac{E_{\text{méd}}}{(1 + \psi_2 k_{\text{def}})} \quad (4.28)$$

$$G_{\text{méd,fin}} = \frac{G_{\text{méd}}}{(1 + \psi_2 k_{\text{def}})} \quad (4.29)$$

$$K_{\text{ser,fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{(1 + \psi_2 k_{\text{def}})} \quad (4.30)$$

Onde ψ_2 é o coeficiente de participação para o valor quase-permanente da ação, provocando as maiores tensões em relação à força aplicada.

Se esta é uma ação permanente, deve ser usado valor de 1, ou considerar ψ_2 .

Condição (c)

Ao efetuar uma análise elástica linear de 2ª ordem de uma estrutura, os valores das propriedades da rigidez devem ser utilizados os de projeto, portanto valores médios divididos pelos fatores parciais de segurança, γ_M , de acordo com as equações (4.31) e (4.32):

$$E_{\text{méd,fin}} = \frac{E_{\text{méd}}}{\gamma_M} \quad (4.31)$$

$$G_{\text{méd,fin}} = \frac{G_{\text{méd}}}{\gamma_M} \quad (4.32)$$

Relativamente ao módulo de escorregamento $K_{\text{ser,méd}}$ o EC5 diz que este apresenta um valor de 2/3 do valor do K_{ser} , ver equação seguinte:

$$K_{\text{ser,méd}} = K_u ; K_u = \frac{2}{3} K_{\text{ser}} \quad (4.33)$$

4.4 Considerações finais

Neste capítulo foram introduzidas as normas em vigor, nomeadamente, o EC0 que apresenta as bases de dimensionamento para os vários tipos de estruturas e o EC5 que preconiza as normas mais específicas e direcionadas para estruturas de madeira e os seus produtos.

Também foram abordados alguns conceitos gerais, associados ao dimensionamento de estruturas de madeira, tais como, os tipos de ações (permanentes, variáveis e acidentais) e os respetivos coeficientes de segurança que são aplicados de acordo com o tipo de estrutura. Também foram referidos, de acordo com o EC0, os dois tipos de análise que descrevem o comportamento estrutural, tais como, a análise linear elástica e a análise não linear.

Neste capítulo, também se analisou um dos métodos recomendados pelo EC0, o método dos coeficientes parciais de segurança, que integrou os parâmetros e as propriedades do material madeira, deste modo, permitindo introduzir o EC0 em paralelo com o EC5.

Na fase final deste capítulo, são abordados os estados limites: último e de utilização e a influência das propriedades dos materiais na sua análise.

Deste modo pode-se concluir, que o material madeira apresenta algumas diferenças relativamente aos materiais mais convencionais, que são traduzidos através de fatores de modificação de deformação e/ou redução.

5 BASES DE DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS DE MADEIRA

5.1 Considerações iniciais

Este capítulo aborda os requisitos gerais necessários para o dimensionamento de elementos estruturais de madeira maciça e produtos de madeira de seção transversal constante e para os quais o fio da madeira corre no sentido paralelo ao comprimento dos elementos.

Para vigas de madeira maciça e produtos de madeira serão introduzidas as regras de dimensionamento de elementos estruturais através do EC5, que remete para verificação dos estados limites, último e de serviço.

Em relação ao Estado Limite Último, será analisada, a flexão, o bambeamento, o corte, a torção, sendo analisados vários tipos de vigas, de uma água, de duas águas, com cume curvo, avaliando as suas especificidades.

No que se refere ao estado limite de serviço, será dedicada maior atenção às deformações provocadas por flexão e corte.

5.2 Dimensionamento de elementos de madeira

Os elementos de madeira que compõem uma estrutura, devem satisfazer as regras de dimensionamento de acordo com o EC5. Para a verificação dos estados de equilíbrio e das condições de resistência, têm que ser verificadas as condições de segurança para flexão, corte e escorregamento, as quais se encontram relacionadas com as situações de falhas e colapso total da estrutura para os ELU, enquanto que os deslocamentos e as vibrações estão relacionadas com as situações normais de utilização associadas aos ELS.

Em geral, a resistência à flexão e as vibrações são as componentes mais condicionantes no dimensionamento de vigas de grande vão. Todavia, no geral devem ser verificadas as condições necessárias para garantir a segurança da estrutura (Correia, 2009).

5.3 Verificação do Estado Limite Último (ELU)

Neste ponto serão descritos procedimentos de dimensionamento, que se aplicam a madeira maciça e aos seus produtos, de secção transversal constante e com o fio paralelo ao eixo longitudinal do elemento.

Tal como foi abordado no capítulo anterior, podem ser efetuados dois tipos de análise, análise de 1ª ordem e de 2ª ordem. A análise de 1ª ordem de uma estrutura cuja distribuição interna de esforços não é afetada pela distribuição de rigidez dentro da estrutura, devem ser utilizados valores médios do módulo de elasticidade, do módulo de distorção e do módulo de escorregamento. Numa situação inversa são utilizados os valores médios finais, dados pelas expressões (4.28), (4.29) e (4.30) apresentadas no capítulo anterior. Para uma análise de 2ª ordem são utilizados os valores de cálculo.

5.3.1 Flexão

A teoria elástica da flexão mostra que para um elemento retangular sólido, como o representado na Figura 5.1, que é submetido a um momento fletor M em torno do eixo y - y , a tensão a qualquer distância z desse eixo será obtida recorrendo à expressão:

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{I_y} \quad (5.1)$$

Onde, I_y é o momento de inércia, segundo a área da secção transversal y - y . O valor de Wy , que representa o módulo de flexão, depende da distância entre o eixo y - y e os valores usados no projeto para z , que é a distância entre a tensão extrema e a posição da fibra de compressão. Na Figura 5.1 está representada a secção transversal de um elemento de secção retangular, sobre o qual se considera aplicado o momento M_d , então a tensão máxima de flexão, $\sigma_{m,y,d}$, ocorre na extremidade da secção retangular e pode ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_d}{W_y} \quad (5.2)$$

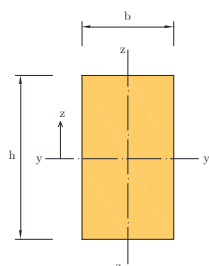


Figura 5.1 – Eixos da secção transversal do elemento.

Onde,

$$W_y = \frac{I_y}{z} = \frac{bh^3}{12} \cdot \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} \quad (5.3)$$

Quando um elemento é submetido à flexão, desde que não haja redução na resistência devido à instabilidade torsional lateral da seção, sua força de projeto será obtida com base na resistência à flexão do material do elemento. A instabilidade torsional lateral afeta o elemento movendo-se em torno do eixo $y-y$, isto é, quando a face comprimida do elemento não é totalmente restrita ao movimento lateral e à esbelteza relativa de flexão, $\lambda_{rel,m}$, sobre esse eixo é $\lambda_{rel,m} \geq 0,75$ (Porteus & Kermani, 2007).

5.3.2 Instabilidade lateral - Bambeamento

O fenômeno de bambeamento consiste em instabilidade lateral, que se manifesta normalmente em vigas muito esbeltas (relação entre comprimentos e seção transversal do elemento) em que a encurvadura ocorre no plano perpendicular ao plano de atuação da carga, ver Figura 5.2.

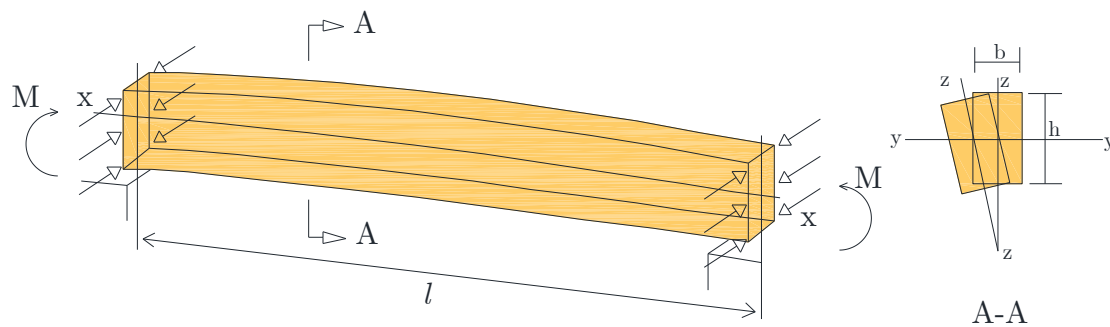


Figura 5.2 – Bambeamento de uma viga sujeita a Momento fletor em torno do eixo x [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

O bambeamento apenas ocorre, quando nos apoios da viga não são restringidas as rotações por torção e o banzo se encontra livre de se deslocar lateralmente, ou a esbelteza relativa para flexão for $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$.

A esbelteza relativa pode ser determinada através da expressão (5.4):

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (5.4)$$

Tal como já foi referido o $f_{m,k}$ apresenta o valor característico de flexão e $\sigma_{m,crit}$, que corresponde à tensão crítica de flexão apresentada na expressão (5.6), estas dependem do fator k_{crit} , que tem em consideração a resistência à flexão, reduzida devido ao bambeamento lateral e que pode ser determinado através da expressão (5.5):

$$k_{\text{crit}} = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda_{\text{rel,m}} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{\text{rel,m}} & \text{se } 0,75 < \lambda_{\text{rel,m}} \leq 1,40 \\ \frac{1}{\lambda_{\text{rel,m}}^2} & \text{se } 1,40 < \lambda_{\text{rel,m}} \end{cases} \quad (5.5)$$

$$\sigma_{\text{m,crit}} = \frac{M_{\text{y,crit}}}{W_{\text{y}}} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{\text{tor}}}}{l_{\text{ef}} W_{\text{y}}} \quad (5.6)$$

Onde,

$E_{0,05}$ Valor do quinto percentil do módulo de elasticidade paralelo ao fio;

$G_{0,05}$ Valor do quinto percentil do módulo de distorção paralelo ao fio;

I_z Inércia segundo o eixo z;

I_{tor} Momento torsional da inércia;

l_{ef} Comprimento efetivo da viga, que depende das condições de apoio e da configuração da carga.

W_{y} Módulo de flexão da secção do eixo mais forte y

Os valores do comprimento efetivo variam de acordo com o tipo de viga e o tipo de carregamento, os valores l_{ef} estão previstos na Tabela 6.1, EC5.

Os elementos sujeitos ao bambeamento devem verificar a seguinte expressão:

$$\left(\frac{\sigma_{\text{m,d}}}{k_{\text{crit}} f_{\text{t},0,\text{d}}} \right)^2 + \frac{\sigma_{\text{c,d}}}{k_{\text{c,z}} f_{\text{c},0,\text{d}}} \leq 1 \quad (5.7)$$

Os elementos esbeltos devem ser verificados ao bambeamento, de forma a contrariar a instabilidade da estrutura.

5.3.3 Flexão Desviada

De acordo com o preconizado no EC5, a secção sujeita a flexão desviada deve garantir a as verificações de acordo com as seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{\text{m,y,d}}}{f_{\text{m,y,d}}} + k_{\text{m}} \frac{\sigma_{\text{m,z,d}}}{f_{\text{m,z,d}}} \leq 1 \quad (5.8)$$

$$k_{\text{m}} \frac{\sigma_{\text{m,y,d}}}{f_{\text{m,y,d}}} + \frac{\sigma_{\text{m,z,d}}}{f_{\text{m,z,d}}} \leq 1 \quad (5.9)$$

Onde: $\sigma_{\text{m,y,d}}$ e $\sigma_{\text{m,z,d}}$ são tensões segundo os eixos principais, referidos na Figura 5.1, e o fator k_{m} , que é responsável pela redistribuição das tensões em elementos com secções que não são

homogéneas. O fator k_m para madeira maciça, GLULAM e LVL é considerado 0,7 para secção retangular e 1,0 para secção transversal.

5.3.4 Flexão Composta com tração paralela ao fio

Os elementos submetidos à flexão composta com tração paralela ao fio, normalmente são as vigas e estas devem garantir as seguintes condições:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.10)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.11)$$

O fator k_m foi referido no ponto 4.2.1.3.

5.3.5 Flexão Composta com compressão paralela ao Fio

Para verificação dos elementos à flexão composta com compressão paralela ao fio devem ser verificadas as seguintes expressões:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.12)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.13)$$

Para elementos verticais sujeitos a tensões de compressão ou combinação de compressão com flexão, deve ser verificada a sua estabilidade. Os valores de esbelteza, para os dois eixos a considerar, são de acordo com a expressão seguinte:

$$\lambda_{rel,y/z} = \frac{\lambda_{y/z}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (5.14)$$

O EC5 prevê duas situações, a primeira em que $\lambda_{rel,y/z} \leq 0,3$, para a qual terão que ser garantidas as condições definidas nas expressões (5.12) e (5.13). A segunda situação, refere-se aos restantes casos em que se verificar incremento de tensões e para as quais devem ser satisfeitas as condições descritas a seguir:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \right) + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.15)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \right) + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.16)$$

Onde,

$$k_{c,y/z} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_{y/z}^2 - \lambda_{real,y/z}^2}} \quad (5.17)$$

$$k_{y/z} = 0,5 \left(1 + \beta_c \left(\lambda_{real,y/z} - 0,3 \right) + \lambda_{real,y/z}^2 \right) \quad (5.18)$$

O fator, β_c , representa o limite de estreitamento da secção que pode ser 0,2 para madeira maciça e 0,1 para GLULAM e LVL.

5.3.6 Corte

Quando uma viga é carregada lateralmente e ao mesmo tempo está sujeita a flexão, ocorrem tensões de corte, estas são geradas paralelamente ao eixo longitudinal da viga. Para alcançar o equilíbrio de corte são geradas tensões iguais e perpendiculares ao eixo da viga tal como se mostra na Figura 5.3.

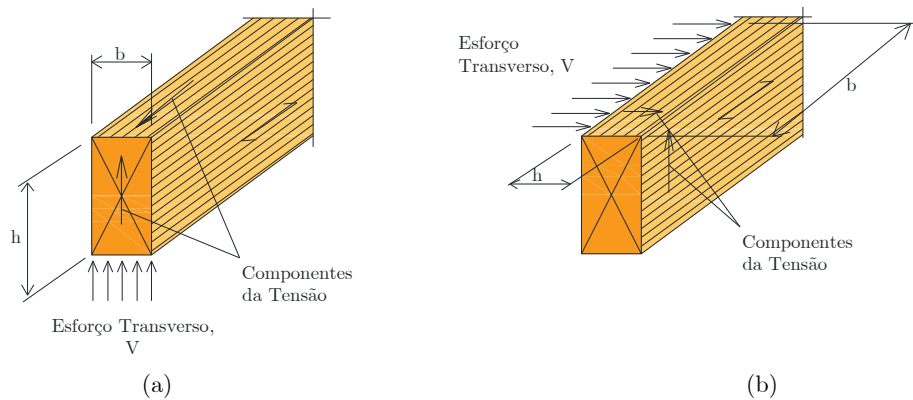


Figura 5.3 – Comportamento do corte num elemento de madeira: a) paralelo o fio; b) perpendicular ao fio
[Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

A verificação ao corte, de acordo como EC5, é obtida através da expressão (5.19), sendo que esta é aplicada tanto para uma só componente de tensão de corte perpendicular ao fio do elementos, [Figura 5.3(a)], como para duas componentes de tensão perpendiculares ao fio [Figura 5.3(b)].

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (5.19)$$

Onde, τ_d é o valor de tensão de corte e $f_{v,d}$ é o valor da tensão de corte em condições reais.

Para uma secção retangular, a tensão tangencial será determinada através da expressão seguinte:

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V_{sd}}{2 \cdot b \cdot h} \quad (5.20)$$

Na verificação da segurança ao corte é importante ter em conta os entalhes junto aos apoios (ver Figura 5.4), o EC5 prevê um fator de redução da capacidade resistente ao corte, k_v (ver EC5, 6.5.2).

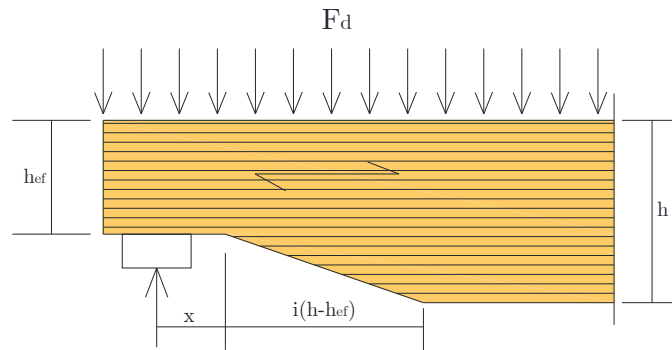


Figura 5.4 – Viga com entalhe junto ao apoio [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

5.3.7 Torção

Para elementos de madeira que se encontram sujeitos a esforços de torção, ao longo da sua secção transversal são gerados esforços de corte. Para verificação da tensão resistente de torção deve ser satisfeita a seguinte condição (5.21):

$$\tau_{\text{tor,d}} = k_{\text{forma}} \cdot f_{\text{v,d}} \quad (5.21)$$

Onde, k_{forma} depende da forma da secção transversal e dada pela seguinte condição (5.22) :

$$k_{\text{forma}} = \begin{cases} 1,2 & \text{para secções circulares} \\ \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,15 \left(\frac{h}{b} \right) \\ 2,0 \end{array} \right. & \text{para secções re tan gulares} \end{cases} \quad (5.22)$$

Onde,

- $\tau_{\text{tor,d}}$ Valor da tensão de torção de projeto
- $f_{\text{v,d}}$ Valor da tensão de corte de projeto
- k_{forma} Fator dependente da forma da secção
- h Dimensão maior da secção transversal
- B Dimensão menor da secção transversal

5.3.8 Dimensionamento de elementos em Glulam e LVL

De acordo com o capítulo 3, as vigas de madeira de secção variável, dividem-se, em geral, em dois tipos: em vigas de uma água e vigas de duas águas, no que respeita ao dimensionamento, ambas apresentam os aspectos específicos que às caracterizam

5.3.8.1 Dimensionamento de vigas com uma água

Devido à variação da secção de viga, a distribuição das tensões de corte irá variar ao longo da profundidade de qualquer secção e ao longo do comprimento da viga.

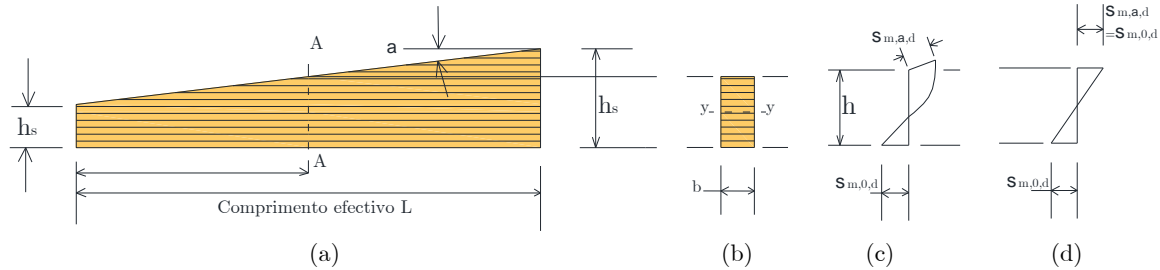


Figura 5.5 – Viga de uma água: a) Secção Longitudinal; b) Secção Transversal; c) Tensão de flexão; d) distribuição das tensões segundo EC5 [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

Quando sujeita a uma carga uniformemente distribuída ou a uma carga pontual no meio vão, a tensão de corte máxima ocorrerá a meia altura da viga (expressão (5.23)), (Correia, 2009; Porteus & Kermani, 2007), sendo obtida através da seguintes expressão:

$$\tau_{v,d} = \frac{1,5 \cdot V_{sd}}{b \cdot h_s} \quad (5.23)$$

Onde, V_{sd} representa a força de corte de projeto, na extremidade da viga, e h_s é a menor altura da viga.

Quando a viga está sujeita a momento fletor, devido à inclinação, a distribuição das tensões resultantes não é linear e com base na análise de Riberholt (Riberholt, 1979), em qualquer secção transversal ao longo da viga, a tensão máxima paralela à face inclinada e a máxima tensão paralela à face horizontal é dada pelas expressões seguintes:

$$\text{Tensão paralela à face inclinada} = \left((1 - 3,7 \times \tan^2 \alpha) \times \frac{M}{W_y} \right) \quad (5.24)$$

$$\text{Tensão paralela à face horizontal} = \left((1 + 3,7 \times \tan^2 \alpha) \times \frac{M}{W_y} \right) \quad (5.25)$$

Para simplificar, de acordo com o EC5, no processo de dimensionamento, as tensões na secção são derivadas da teoria linear elástica convencional, ignorando o efeito da variação da secção. A tensão paralela à face inclinada e a tensão paralela à face horizontal, são consideradas iguais às tensões de flexão, assumindo que não existe inclinação na secção da viga.

As vigas com inclinações 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, sendo nesse caso recomendada a aplicação da expressão (5.25), para determinação da tensão atuante (Porteus & Kermani, 2007).

Com base na aproximação assumida pelo EC5, a tensão atuante é determinada de acordo com a expressão:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{6M_d}{b \cdot h^2} \quad (5.26)$$

Para verificação da segurança, as tensões atuantes devem obedecer à seguinte expressão:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} \times f_{m,d} \quad (5.27)$$

O fator $k_{m,\alpha}$ depende do tipo do esforço nas fibras extremas da face inclinada. Portanto, para esforços de tração, o fator é obtido através da expressão (5.28) e esforços de compressão expressão a utilizar (5.29):

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \times \tan^2 \alpha\right)^2}} \quad (5.28)$$

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5f_{v,d}} \tan \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \times \tan^2 \alpha\right)^2}} \quad (5.29)$$

Este tipo de vigas pode sofrer bambeamento de acordo com o que já foi abordado no ponto 4.2.2.1.

5.3.8.2 Dimensionamento de vigas com duas águas

As vigas de duas águas podem apresentar varias geometrias da zona do cume (zona mais alta da viga). A zona do cume deste tipo de vigas apresentam flexão composta e não linear de acordo com a Figura 5.6, onde se verificam as tensões ao nível das fibra superiores [Figura 5.6(b)] e as tensões radiais são máximas na linha neutra [Figura 5.6(c)].

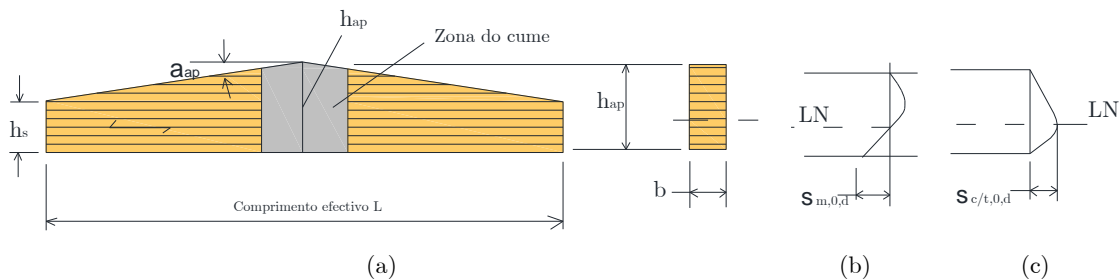


Figura 5.6 – Viga de duas águas – tensões de flexão: a) nas fibras superiores b) radiais [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

Para momentos atuantes, na zona do cume, o EC5 prevê a determinação dos momentos máximos através de expressão (5.30):

$$\sigma_{m,0,d} = k_1 \cdot \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad (5.30)$$

Onde, k_1 está definido no EC5 expressão 6.43.

Para as vigas curvas, a distribuição das tensões devido à flexão não é linear, de acordo com a Figura 5.7, pode ser observado que os valores de máxima tensão ocorrem na face inferior da viga.

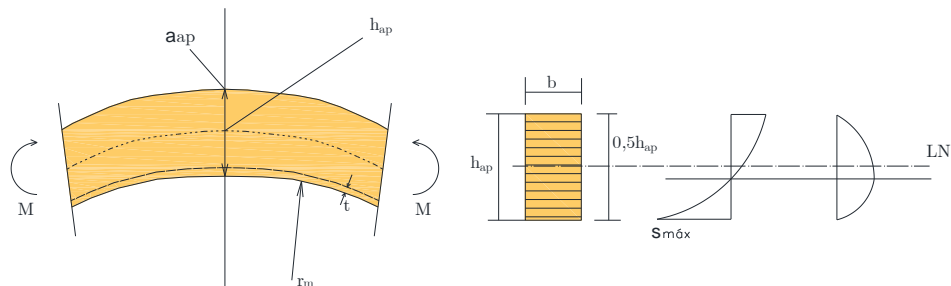


Figura 5.7 – Vigas curvas - Tensões flexão [Adaptado (Porteus & Kermani, 2007)].

As vigas de duas águas, no que respeita às tensões radiais, apresentam o valor máximo ao nível do eixo neutro e são nulas nas fibras extremas da secção. Quando atua um momento $M_{ap,d}$, na zona do cume, a tensão radial crítica será a tensão de tração perpendicular ao fio.

No caso das vigas com duas águas que apresentam o cume curvo, a tensão resistente é determinada pela expressão:

$$\sigma_{m,d} = k_r \times f_{m,d} \quad (5.31)$$

Onde o fator k_r é fator de redução da capacidade resistente das lamelas devido à indução da curvatura durante o processo de fabrico (expressão 6.49, EC5).

5.4 Verificação do Estado limite de Serviço(ELS)

O ELS, como já foi referido anteriormente, atende as condições de utilização e neste trabalho apenas serão analisadas as deformações para estruturas de madeira.

5.4.1 Deformação por flexão e Corte

As deformações de qualquer elemento de madeira, devem ser compatíveis com as funções a desempenhar pelo mesmo, não devendo apresentar um aspeto desagradável devido a excessiva deformação e sem influenciar o funcionamento da estrutura num todo.

As deformações em elementos de madeira e os seus produtos, são resultantes do carregamento que é aplicado a esses elementos e do tempo de duração da sua aplicação, (ver Figura 4.5).

O EC5 estabelece limites de deformação final w_{fin} e de deformação instantânea w_{inst} (ver Quadro 5.1). A verificação da deformação já foi referida no Capítulo 3 no ponto 3.3.1.

Quadro 5.1 – Valores limite de deformação para viga segundo o EC5.

Tipo de Viga	W_{inst}	$W_{net,fin}$	W_{fin}
Simplemente apoiada	1/300 a 1/500	1/250 a 1/350	1/150 a 1/300
Consola	1/50 a 1/250	1/125 a 1/175	1/75 a 1/150

Quando um elemento está sujeito a flexão, através de uma força de corte, o resultado final da deformação será resultante da flexão e do corte. A relação entre deformações obtém-se considerando o módulo de elasticidade sobre o módulo de distorção. Considerando um exemplo de uma viga de comprimento l , e altura h , carregada por uma força concentrada a meio vão, o rácio entre a deformação instantânea a meio vão causada pela força de corte, $u_{inst,v}$ e a deformação instantânea provocada pela flexão a meio vão, $u_{inst,m}$, será dada pela expressão (5.32).

$$\frac{u_{inst,v}}{u_{inst,m}} = 1,2 \cdot \frac{E_{0,méd}}{G_{méd}} \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2 \quad (5.32)$$

Para estruturas de madeira, a verificação da deformação provocada pela força de corte não pode ser desprezada, uma vez que representa cerca de 5 a 20 % da deformação final.

5.5 Considerações Finais

Neste capítulo foram analisados os estados limites a nível do dimensionamento dos elementos de madeira, estado limite último e estado limite de serviço, para satisfazer as condições de segurança da estrutura.

Relativamente ao ELU, de um elemento em madeira com fio paralelo ao eixo da peça, o EC 5 prevê verificação de segurança, para: a flexão simples, a flexão desviada, a flexão composta com tração paralela ao fio, a flexão composta com compressão paralela ao fio (bambeamento), a flexão em elementos com entalhes, a verificação ao corte, e a torção. De acordo com EC5, para vigas lameladas coladas como Glulam ou LVL, observaram-se quatro tipos de vigas que se podem dividir em vigas de uma água ou de duas águas. As vigas de uma água apresentam desenvolvimento linear com secção longitudinal variável e transversal retangular e as vigas de duas águas, também de secção retangular podem ser lineares ou curvas apresentando tensões radiais ao nível do cume.

Relativamente ao ELS, o EC5 remete para a verificação da segurança das deformações e das vibrações, que neste capítulo apenas foi abordada a deformação. As verificações de segurança que os elementos de madeira devem satisfazer são as deformações devidas a flexão e corte e

também uma combinação das duas em simultâneo, que são transformadas em fatores de amplificação da deformação por flexão.

6 SEGURANÇA DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA

6.1 Considerações iniciais

No dimensionamento de uma estrutura de madeira é essencial garantir a segurança de todos os elementos estruturais, nesse sentido, este capítulo será dedicado à exemplificação de uma metodologia de cálculo para uma estrutura de um pórtico tipo, constituída por três elementos estruturais do tipo pilar, viga e longarina, com as características do pórtico que será analisado no capítulo 6.

Numa primeira fase indicam-se as propriedades físicas e mecânicas do material da estrutura (LVL) e descrevem-se as propriedades geométricas de cada elemento estrutural. Os elementos do tipo viga e pilar apresentam secções variáveis enquanto o elemento do tipo longarina tem secção constante. Este elementos encontram-se sujeitos aos carregamentos do peso próprio, de uma carga permanente e de duas cargas variáveis (sobrecarga e vento). Para a situação mais gravosa de carregamento será utilizada uma combinação fundamental de ações, para verificar os estados limites Último e de Serviço de acordo com o preconizado no EC0 e no EC5.

6.2 Metodologia de cálculo

Nesta seção será apresentada uma metodologia de cálculo, para a análise individual dos elementos que compõem a estrutura de madeira, abordada neste trabalho, que está representada na Figura 6.1. Trata-se da estrutura de um pavilhão de madeira, que é constituída por pórticos principais, formados por elementos de viga e pilar, de secções variáveis, que se encontram ligados entre si por elementos do tipo longarina, de seção constante.

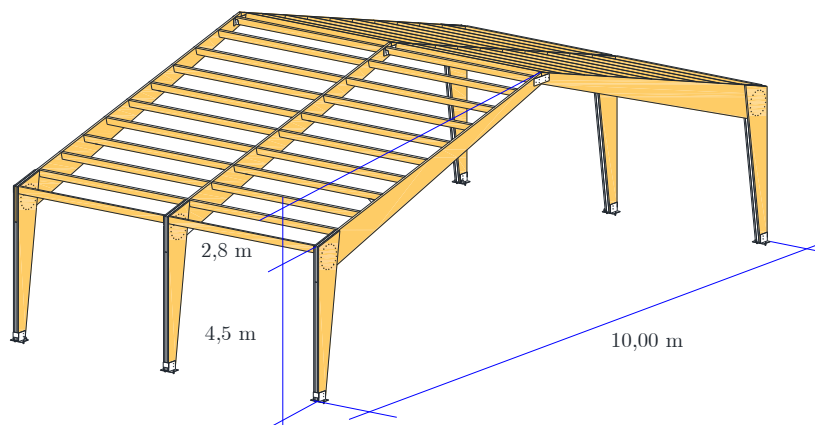


Figura 6.1 – Estrutura de estudo [Adaptado (Jular, 2018)].

Para a verificação da segurança da estrutura, será analisado o pórtico plano representado na Figura 6.2, tendo-se utilizado para a análise de esforços o programa de cálculo SAP2000. Os carregamentos aplicados na estrutura estão representados na Figura 6.3. A nível de combinações de ações foram definidas três, a combinação 1 - combinação fundamental; a combinação 2 – considerando o vento a 90° nas vertentes; e a combinação 3 - considerando vento a 0° nas paredes e vertentes 1 e 2. De acordo com a análise estrutural realizada, a combinação que envolve os efeitos mais gravosos é a combinação 2, pelo que é essa combinação que condiciona o dimensionamento dos elementos de viga, de pilar e longarinas.

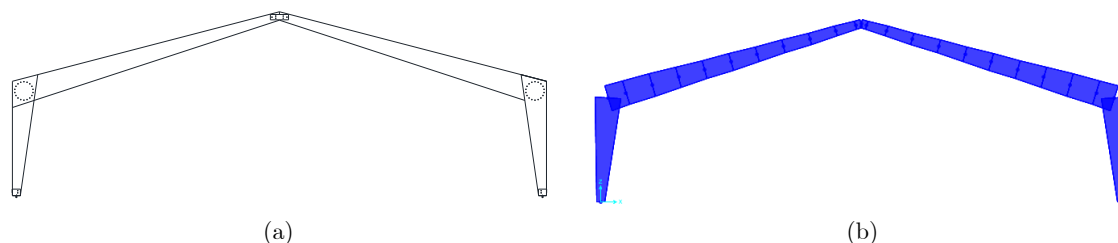


Figura 6.2 – Modelo de análise: a) representação plana do pórtico; b) modelo SAP2000.

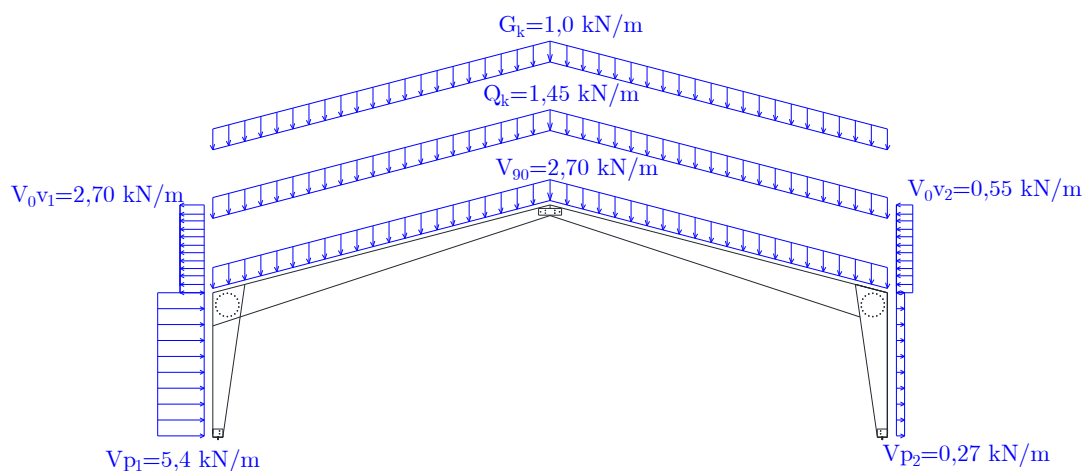


Figura 6.3 – Carregamento: Permanente, Sobrecarga e Vento.

As propriedades físicas e mecânicas, do material LVL encontram-se definidos nos anexos, de onde os mais relevantes são descritos no Quadro 6.1 e na Tabela 6.1.

Quadro 6.1 – Propriedades do material LVL.

Classe de serviço	2
tempo de duração de carga	médio.
Classe do material	Kerto Q

Tabela 6.1 – Propriedades físicas e mecânicas de LVL (Porteus & Kermani, 2007).

Tensão característica de flexão	$f_{m,g,k} = 32000 \text{ kN} / \text{m}^2$
Tensão característica de corte	$f_{v,g,k} = 4500 \text{ kN} / \text{m}^2$
Tensão característica de compressão perpendicular ao fio	$f_{c,90,g,k} = 9000 \text{ kN} / \text{m}^2$
Módulo de elasticidade médio paralelo ao fio	$E_{0,g,méd} = 10,5 \times 10^6 \text{ kN} / \text{m}^2$
Módulo de elasticidade 5 percentil paralelo ao fio	$E_{0,05,g} = 8,8 \times 10^6 \text{ kN} / \text{m}^2$
Módulo de distorção médio paralelo ao fio	$G_{0,g,méd} = 0,6 \times 10^6 \text{ kN} / \text{m}^2$
Módulo de distorção 5 percentil	$G_{0,05,g} = 0,4 \times 10^6 \text{ kN} / \text{m}^2$
Massa volúmica média	$\rho_m = 5,1 \text{ kN} / \text{m}^3$

Para os elementos de madeira e de acordo com EC0, os fatores parciais de segurança estão indicados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Fatores parciais de segurança (NP EN 1990, 2009).

Ações permanentes G	$\gamma_G = 1,35$
Ações Variáveis Q	$\gamma_G = 1,5$
Fator variável de ação quase-permanente	$\psi_2 = 0$
	$\psi_1 = 0,2$
Materiais LVL	$\gamma_M = 1,20$

Os fatores mais relevantes são indicados na Tabela 6.3, de acordo com as propriedades do LVL e o preconizado no EC5.

Tabela 6.3 – Fatores do material LVL.

$k_{\text{mod,méd}} = 0,8$
$k_{c,90} = 1,0$
$k_{\text{def}} = 0,80$
$k_{\text{sys}} = 1,0$

6.2.1 Dimensionamento de uma viga

A viga considerada para exemplificar a metodologia de cálculo, encontra-se representada na Figura 6.4. Genericamente apresenta uma secção variável, com um comprimento de 10,0 m, uma espessura constante de 0,075 m e uma altura variável entre os 0,982 m e os 0,315 m, indicando-se na Tabela 6.4 todas as suas características.

Tabela 6.4 – Propriedade geométricas da viga.

h_s	0,315 m
h_1	0,982 m
L	10,0 m
l_c	1,0 m
B	0,075 m
Ângulo	$\tan \alpha \approx 0,2548$
Inércia de torção	
$I_{\text{tor}} = b^3 \cdot h_1 \left(\frac{1}{3} - \frac{0,21 \cdot b}{h_1} \cdot \left(1 - \frac{b^4}{12 \cdot h_1^4} \right) \right) \approx 0,075^3 \cdot 0,982 \cdot \left(\frac{1}{3} - \frac{0,21 \cdot 0,075}{0,982} \cdot \left(1 - \frac{0,075^4}{12 \cdot 0,982^4} \right) \right) \approx 1,315 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$	

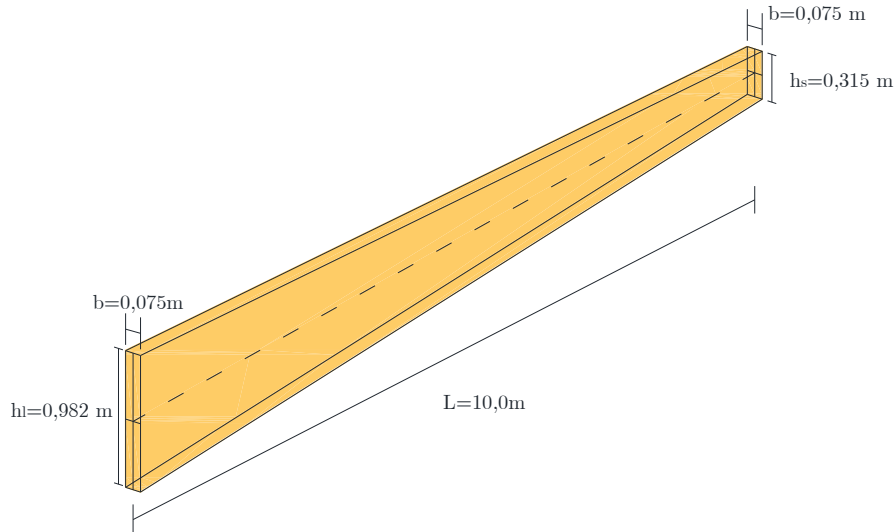


Figura 6.4 – Ilustração das propriedades geométricas da viga e dos carregamentos.

Considera-se a viga sujeita aos carregamentos indicados na Tabela 6.5, que para além do peso próprio da viga, envolvem uma carga permanente e duas cargas variáveis (sobrecarga e vento), encontrando-se descritos na Tabela 6.5, assim como as combinações de ações consideradas para ELU (Porteus & Kermani, 2007).

Tabela 6.5 – Ações e combinações de ações ELU.

Ação permanente	$G_{k,p} = 1,0 \text{ kN / m}$
Ação Variável 1 – sobrecarga	$Q_{k,sob} = 1,45 \text{ kN / m}$
Ação Variável 2 – vento 90° nas vertentes 1 e 2	$Q_{k,90} = 2,7 \text{ kN / m}$
Combinação considerada	$F_{d,p} = \gamma_G \cdot (G_{k,p} + G_{k,pp}) + \gamma_Q \cdot Q_{k,sob} \cdot \psi_1 + \gamma_Q \cdot Q_{k,vento}$
Resultados SAP2000	$M_{Ed} \approx 137,56 \text{ kNm}$ $V_{sd} \approx 14,42 \text{ kN}$

Para as verificações que se apresentam de seguida, considera-se que a carga de projeto é obtida através da combinação mais gravosa apresentada na Tabela 6.5, a qual envolve o peso próprio da viga, uma carga permanente e duas cargas variáveis (sobrecarga e vento).

Verificação à flexão:

A determinação da tensão de flexão é feita considerando o momento fletor atuante (máximo) retirado do modelo plano de análise estrutural, de acordo com o explicitado na Tabela 6.5:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{Ed}}{W_y} = \frac{137,56}{0,0121} \approx 11411,93 \text{ kN / m}^2$$

Determinação da tensão de resistência à flexão de projeto:

$$f_{m,g,d} = \frac{k_{\text{mod,méd}} \cdot k_{\text{sys}} \cdot f_{m,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 32000}{1,2} \approx 21333,33 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Determinação da tensão de resistência ao corte de projeto:

$$f_{v,g,d} = \frac{k_{\text{mod,méd}} \cdot k_{\text{sys}} \cdot f_{v,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 4500}{1,2} = 3000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Determinação da tensão de resistência à compressão de projeto:

$$f_{c,90,g,d} = \frac{k_{\text{mod,méd}} \cdot k_{\text{sys}} \cdot f_{c,0,g,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 9000}{1,2} = 6000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Determinação do fator de redução de resistência para uma viga cônica com tensões compressivas paralelas à borda cônica (EC5, equação (6.40)):

$$\begin{aligned} k_{m,\alpha} &= \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_{m,g,d}}{1,5 \cdot f_{v,g,d}} \cdot \text{tg}\alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,g,d}}{f_{c,90,g,d}} \cdot \text{tg}\alpha \right)^2}} = \\ &= \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{21333,33}{1,5 \cdot 3000} \cdot 0,2605 \right)^2 + \left(\frac{21333,33}{6000} \cdot 0,2605 \right)^2}} = \\ &\approx 0,622 \end{aligned}$$

Para a determinação da estabilidade lateral da viga, assume-se que a largura é uniforme, com comprimento efetivo $l_{\text{ef}}=1,0\text{m}$ (EC5, Tabela 6.1):

Determinação da Tensão de flexão Crítica (EC5, equação 6.31):

$$\begin{aligned} \sigma_{m,g,\text{crit}} &= \frac{\pi}{l_{\text{ef}} \cdot W_y} \cdot \sqrt{E_{0,05,g} \cdot I_z \cdot G_{0,05,g} \cdot I_{\text{tor}}} = \\ &= \frac{\pi}{1,0 \cdot 0,0121} \sqrt{8,8 \cdot 10^6 \cdot 3,452 \cdot 10^{-5} \cdot 0,4 \cdot 10^6 \cdot 1,135 \cdot 10^{-4}} \approx \\ &\approx 32940,051 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

Determinação da esbelteza relativa de flexão (EC5, equação (6.30)):

$$\lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{\frac{k_{m,\alpha} \cdot f_{m,g,k}}{\sigma_{m,g,\text{crit}}}} = \sqrt{\frac{0,622 \cdot 32000}{32940,051}} \approx 0,7775$$

Determinação do fator de estabilidade lateral (EC5, equação (6.34)):

$$k_{\text{crit}} = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda_{\text{rel,m}} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{\text{rel,m}} & \text{se } 0,75 \leq \lambda_{\text{rel,m}} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{\text{rel,m}}^2} & \text{se } 1,4 \leq \lambda_{\text{rel,m}} \end{cases}$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,7775 \approx 0,977$$

O EC5, no ponto 6.3.3(5), refere que pode ser considerado $k_{crit} = 1,0$, se a viga em análise estiver travada lateralmente ao longo de todo o seu comprimento comprimido e se as extremidades da mesma se encontrarem impedidas as rotações que provocam torsão, neste caso a viga encontra-se travada ao longo do seu comprimento comprimido por elementos de longarinas, pelo que pode ser considerado $k_{crit} = 1,0$.

Determinação da Resistência de flexão levando em consideração o fator de redução da resistência e o efeito torção lateral de flexão (EC5, equação (6.10)):

$$\sigma_{m,\alpha,d} = k_{crit} \cdot k_{m,\alpha} \cdot f_{m,g,d} = 1,0 \cdot 0,622 \cdot 21333,3 \approx 13273,571 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{m,\alpha,d} \geq \sigma_{m,y,d}$$

Atendendo que a tensão de resistência à flexão de projeto é maior que a tensão de flexão para esta condição de carregamento, então está verificada a segurança à flexão.

Verificação ao corte

O esforço transversal na extremidade da viga é considerado a partir do modelo de cálculo desenvolvido em SAP2000, cujas condições estão descritas na Tabela 6.5.

Determinação da tensão de corte (expressão (5.20)):

$$\tau_{v,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{sd}}{b \cdot h_s} = \frac{3}{2} \cdot \frac{14,42}{0,075 \cdot 0,315} \approx 915,556 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$f_{v,g,d} \geq \tau_{v,d}$$

Atendendo que a tensão de resistência ao corte de projeto é maior que a tensão de corte para esta condição de carregamento então está verificada a segurança ao corte.

Verificação à Compressão

Determinação de Tensão de compressão na extremidade da viga:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{V_{sd}}{b \cdot h_1} = \frac{65,9}{0,075 \cdot 0,982} = 894,77 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Fator de tensão de compressão:

$$k_{c,90} = 1,0$$

$$k_{c,90} \cdot f_{c,90,g,d} = 1,0 \cdot 6000 = 6000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$k_{c,90} \cdot f_{c,90,g,d} \geq \sigma_{c,90,d}$$

Atendendo que a tensão de resistência à compressão de projeto é maior que a tensão de compressão para esta condição de carregamento, então está verificada a segurança à compressão.

Verificação do ELS - Deformação:

Para o estado limite de serviço, o fator parcial de segurança a considerar é $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$. Quando o elemento apresenta a mesma propriedade de fluência, será considerado valor médio de rigidez para a determinação das deformações instantâneas. A máxima deformação no ELS está associada ao maior valor de momento para a combinação característica.

Tabela 6.6 – Ações e combinações de ações ELS.

Ação permanente	$G_{k,p} = 1,0 \text{ kN / m}$
Ação Variável 1 – sobrecarga	$Q_{k,sob} = 1,45 \text{ kN / m}$
Ação Variável 2 – vento	$Q_{k,00} = -2,7 \text{ kN / m}$
Combinação 2	$F_{d,p1} = G_{k,p} + G_{k,pp} + Q_{k,sob} + \psi_2 \cdot Q_{k,vento}$

Deformação instantânea por flexão devido à carga permanente:

Para a verificação da segurança ao ELS de deformação, terão que ser verificadas duas condições: deformação instantânea e deformação final, que envolve o tempo, para as cargas permanentes e variáveis. A deformação instantânea apresenta deformação devido às tensões de flexão e às tensões de corte no elemento de viga. De acordo com o modelo desenvolvido em SAP2000, para combinação 2, a deformação instantânea máxima ocorre no cume da viga com 0,0000002761 m de acordo com a Tabela 6.7, também verifica-se que deformação por corte representa 17,095% da deformação instantânea final.

Tabela 6.7 – Deformações instantâneas da viga.

Deformação por corte e flexão	$2,761 \cdot 10^{-7} \text{ m}$
Deformação por flexão	$2,289 \cdot 10^{-7} \text{ m}$
Deformação por corte	$4,720 \cdot 10^{-8} \text{ m}$
Porcentagem da deformação por corte	$u_{inst,v} = 17,095\%$
Varição da percentagem de corte de acordo com a secção variável	$1,2 \cdot \left(\frac{E_{0,méd}}{G_{0,méd}} \right) \cdot \left(\frac{h_1}{l} \right)^2 \cdot 100\% = 24,300\%$ $1,2 \cdot \left(\frac{E_{0,méd}}{G_{0,méd}} \right) \cdot \left(\frac{h_s}{l} \right)^2 \cdot 100\% = 2,500\%$

E de acordo com o EC5 o Limite da deformação instantânea (EC5, Tabela 7.2) é dado pela seguinte expressão:

$$w_{\text{inst}} = \frac{1}{300} = \frac{10}{300} \approx 0,033 \text{ m}$$

Verificação da condição:

$$w_{\text{inst}} \geq u_{\text{inst}}$$

Atendendo que a deformação de projeto é maior que a deformação por flexão e corte para esta condição de carregamento então está verificada a segurança as deformações instantâneas.

6.2.2 Dimensionamento de um pilar

O pilar considerado para exemplificar a metodologia de cálculo, está representado na Figura 6.5, genericamente apresenta uma secção variável, com um comprimento de 3,92 m, uma espessura constante de 0,165 m e uma altura variável entre os 0,982 m e os 0,320 m, indicando-se na Tabela 6.8 todas as suas características.

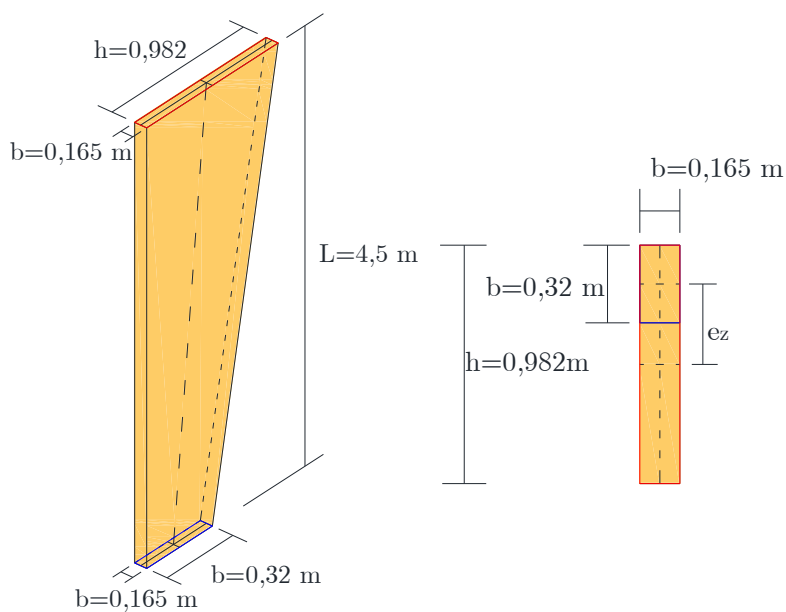


Figura 6.5 – Ilustração de propriedades geométricas do pilar e carregamento.

Tabela 6.8 – Propriedade do pilar.

$L = 4,5 \text{ m}$	$l_{\text{ef}} = L = 4,5 \text{ m}$
$L_{e,z} = 1,0 \cdot L = 3,92 \text{ m}$	$L_{e,y} = 1,0 \cdot L = 3,92 \text{ m}$
$b = 0,165 \text{ m}$	$A = b \cdot h = 0,165 \cdot 0,982 \simeq 0,1620 \text{ m}^2$
$h = 0,607 \text{ m}$	
$I_{\text{tor}} = b^3 \cdot h_1 \left(\frac{1}{3} - \frac{0,21 \cdot b}{h_1} \cdot \left(1 - \frac{b^4}{12 \cdot h_1^4} \right) \right) \simeq 0,165^3 \cdot 0,982 \cdot \left(\frac{1}{3} - \frac{0,21 \cdot 0,165}{0,982} \cdot \left(1 - \frac{0,165^4}{12 \cdot 0,982^4} \right) \right) \simeq 1,315 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$	
$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,165 \cdot 0,982^3}{12} \simeq 0,013021 \text{ m}^4$	$I_z = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,165 \cdot 0,982^3}{12} \simeq 0,000368 \text{ m}^4$
$W_y = \frac{2 \cdot I_y}{h} \simeq 0,02652 \text{ m}^4$	$W_z = \frac{2 \cdot I_z}{h} \simeq 0,0007487 \text{ m}^4$
$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \simeq 0,2835 \text{ m}$	$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \simeq 0,0476 \text{ m}$
$\lambda_y = \frac{L_{e,y}}{i_y} \simeq 15,8742$	$\lambda_z = \frac{L_{e,z}}{i_z} \simeq 94,4755$

Considera-se o pilar sujeito aos carregamentos indicados na Tabela 6.9, que envolvem uma carga permanente e duas cargas variáveis (sobrecarga e vento), encontrando-se descritos na, Tabela 6.9 assim como as combinações de ações consideradas para ELU de acordo com o apresentado em (Porteus & Kermani, 2007).

Tabela 6.9 – Carregamento do pilar.

Combinação de ações	$F_{d,p2} = \gamma_G \cdot (G_{k,p}) + \gamma_Q \cdot Q_{k,\text{sob}} \cdot \psi_1 + \gamma_Q \cdot Q_{k,\text{vento}}$
Resultados SAP2000	$M_{\text{Ed}} \simeq 137,56 \text{ kNm}$
	$N_{\text{Ed}} \simeq 46,91 \text{ kN}$

Determinação de tensões no pilar:

Determinação de Tensão de momento no eixo y-y:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{137,56}{0,02652} \simeq 5187,242 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Determinação do Fator de tamanho para LVL de flexão (EC5, equação(3.4)):

$$k_h = \begin{cases} 1,0 & h \geq 300 \text{ mm} \\ \left(\frac{300}{h}\right)^s & 1,2 > \left(\frac{300}{h}\right)^s \Rightarrow k_h \approx 0,867 \\ 1,2 & \text{Outros} \end{cases}$$

Determinação de tensão de resistência à flexão de projeto para eixo y-y:

$$f_{m,y,d} = \frac{k_{mos,méd} \cdot k_{sys} \cdot k_h \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 32000 \cdot 0,867}{1,20} \approx 18503,756 \text{ kN/m}^2$$

(EC5, 6.1.6)

$$k_m = 0,7$$

Determinação de Encurvadura – torção lateral segundo maior eixo de flexão

Determinação da Tensão de flexão crítica (EC5, 6.3.3):

$$\sigma_{m,g,crit} = \frac{\pi \cdot \sqrt{E_{0,05,g} \cdot I_z \cdot G_{0,05g} \cdot I_{tor}}}{I_{ef} \cdot W_y} = \frac{\pi \cdot \sqrt{8,8 \cdot 10^6 \cdot 3,6761 \cdot 10^{-4} \cdot 0,4 \cdot 10^6 \cdot 1,315 \cdot 10^{-3}}}{5,0 \cdot 0,265} \approx 34337,659 \text{ kN/m}^2$$

Determinação do fator de estabilidade relativa de flexão:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{k_m \cdot f_{m,g,k}}{\sigma_{m,g,crit}}} = \sqrt{\frac{0,7 \cdot 32000}{34337,659}} \approx 0,965$$

Determinação do fator de estabilidade lateral (EC5, equação (6.34)):

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \times \lambda_{rel,m} & \text{se } 0,75 \leq \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \Rightarrow \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{se } 1,4 \leq \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$$k_{crit} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{rel,m} = 1,56 - 0,75 \cdot 0,965 \approx 0,836$$

Determinação da Resistência de flexão levando em consideração o fator de redução da resistência e o efeito torção lateral de flexão (EC5, equação (6.10)):

$$f_{mr,y,d} = k_{crit} \cdot f_{m,g,y,d} = 0,836 \cdot 18503,76 \approx 15468,759 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{m,d} \leq f_{mr,y,d}$$

Atendendo que a tensão de resistência à flexão de projeto é maior que a tensão de flexão para esta condição de carregamento, então está verificada a segurança à flexão.

Compressão Axial

Determinação da Tensão de compressão:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{46,91}{0,1620} \approx 289,514 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Determinação de Tensão Resistente de compressão:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod,méd}} \cdot k_{\text{sys}} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 26000}{1,20} \approx 17333,3 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Verificação de encurvadura (EC5, 6.3.2) y-y

Determinação da esbelteza relativa segundo eixo y-y (EC5, equação (6.21)):

$$\lambda_{\text{rel,y}} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{15,8742}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{26000}{8,8 \times 10^6}} \approx 0,275$$

Determinação da esbelteza relativa segundo eixo z-z (EC5, equação (6.22)):

$$\lambda_{\text{rel,z}} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{94,475}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{26000}{8,8 \times 10^6}} \approx 1,635$$

Fator depende do tipo de material, neste caso para LVL (EC5, equação (6.29)):

$$\beta_c = 0,1$$

Fator k_y (EC5, equação (6.27))

$$k_y = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel,y}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel,y}}^2 \right] \approx 0,537$$

Fator k_z (EC5, equação (6.28))

$$k_z = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel,z}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel,z}}^2 \right] \approx 1,903$$

Fator de instabilidade segundo eixo y-y (EC5, equação (6.25)):

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel,y}}^2}} = \frac{1}{0,536 + \sqrt{0,536^2 - 0,275^2}} \approx 1,003$$

Fator de instabilidade segundo eixo z-z (EC5, equação (6.26)):

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{\text{rel,z}}^2}} = \frac{1}{1,903 + \sqrt{1,903^2 - 1,635^2}} \approx 0,348$$

Verificação da condição de tensões combinadas

Verificação das Tensões segundo eixo y-y (EC5, 6.3.2(3)):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{289,514}{1,003 \cdot 17333,33} + \frac{5187,242}{18503,756} \approx 0,2969 \leq 1$$

Verificação das Tensões segundo eixo z-z (EC5, 6.3.2(3)):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{289,51}{0,348 \cdot 17333,33} + 0,7 \cdot \frac{5187,242}{18503,756} \approx 0,222 \leq 1$$

Combinação das tensões:

$$\left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \left(\frac{5187,242}{0,836 \cdot 18503,756} \right)^2 + \frac{289,514}{0,348 \cdot 17333,3} \approx 0,138 \leq 1$$

Atendendo que a combinação de tensões de projeto é maior que 1,0, para esta condição de carregamento, então está verificada a segurança à combinação de tensões.

6.2.3 Dimensionamento das longarinas

As longarinas consideradas para exemplificar a metodologia de cálculo, está representada na Figura 6.6. Genericamente apresenta uma secção constante, com um comprimento de 5,0 m, uma espessura constante de 0,07 m e uma altura 0,20 m, indicando-se na Tabela 6.10 todas as características.

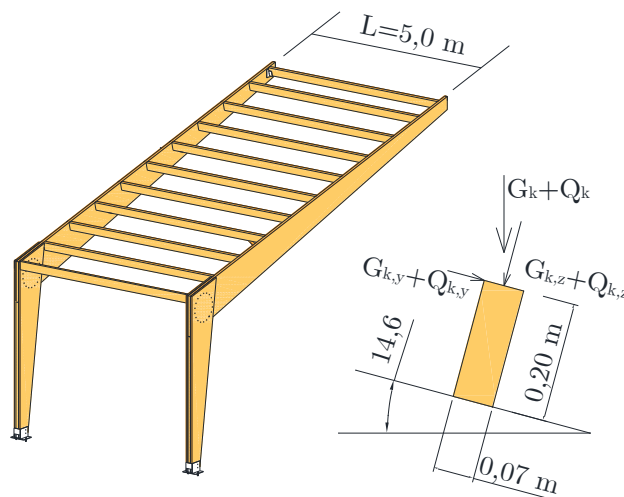


Figura 6.6 - Propriedades geométricas das longarinas e o carregamento [Adaptado (Hakkarainen et al., 2019)].

Tabela 6.10 -Propriedades geométricas das longarinas.

$L = 5,0 \text{ m}$	$L = l_{ef} = 4,5 \text{ m}$
$h = 0,20 \text{ m}$	$A = b \cdot h = 0,07 \cdot 0,20 = 0,014 \text{ m}^2$
$b = 0,07 \text{ m}$	
$I_{tor} = b^3 \cdot h_1 \left(\frac{1}{3} - \frac{0,21 \cdot b}{h_1} \cdot \left(1 - \frac{b^4}{12 \cdot h_1^4} \right) \right) \approx 0,07^3 \cdot 0,2 \cdot \left(\frac{1}{3} - \frac{0,21 \cdot 0,07}{0,2} \cdot \left(1 - \frac{0,07^4}{12 \cdot 0,2^4} \right) \right) \approx 1,783 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$	
$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,07 \cdot 0,2^3}{12} \approx 4,67 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$	$I_z = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{0,07^3 \cdot 0,2}{12} \approx 5,72 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$
$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,07 \cdot 0,982^2}{6} \approx 4,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$	$W_z = \frac{b^2 \cdot h}{6} = \frac{0,07^2 \cdot 0,2}{6} \approx 1,63 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$
$\lambda_y = \sqrt{12} \cdot \left(\frac{l_c}{h_1} \right) = \sqrt{12} \cdot \left(\frac{5,0}{0,20} \right) \approx 43,30$	$\lambda_z = \sqrt{12} \cdot \left(\frac{l_c}{b} \right) = \sqrt{12} \cdot \left(\frac{5,0}{0,07} \right) \approx 123,72$
$k_h = \left(\frac{300}{h} \right)^s = \left(\frac{300}{200} \right)^{0,12} \approx 1,05$	

A estrutura está sujeita ao carregamentos designados na Tabela 6.11 (ver Figura 6.6), está apresentada a carga permanente e duas cargas variáveis. A nível de combinações de ações, será considerada a combinação que apresenta a situação mais gravosa do projeto (Hakkarainen et al., 2019).

Tabela 6.11 – Carregamento aplicado nas longarinas.

Ação permanente	$G_{k,p} = 0,20 \text{ kN / m}$
Ação Variável 1 - sobrecarga	$Q_{k,sob} = 0,3 \text{ kN / m}$
Ação Variável 2 – vento 90° e 0°	$Q_{k,90} = -0,22 \text{ kN / m}$
Combinação de ações ELU z-z e y-y	$E_{d,ELU} = \gamma_G \cdot (G_{k,p}) + \gamma_Q \cdot Q_{k,sob} \cdot \psi_1 + \gamma_Q \cdot Q_{k,vento}$
Combinação de ações ELS z-z	$E_{d,z,ELS} = \gamma_G \cdot (G_{k,z,p}) + \gamma_Q \cdot Q_{k,z,sob} \cdot \psi_1 + \gamma_Q \cdot Q_{k,z,vento}$
Resultados SAP2000	$M_{Ed,y} = 0 \text{ kNm}$
	$M_{Ed,z} = 3,00 \text{ kNm}$
	$N_{Ed} = 0 \text{ kNm}$

Verificação ELU de Flexão

Determinação da Tensão no pilar: y-y

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{z,d}}{W_y} = \frac{3,00}{4,67 \times 10^{-4}} = 6428,571 \text{ kN / m}^2$$

$$f_{m,0,y,d} = \frac{k_{\text{mos,méd}} \cdot k_h \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 1,05 \cdot 32000}{1,20} = 22400 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Determinação da Tensão no pilar z-z:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{y,d}}{W_z} = \frac{0}{1,63 \times 10^{-4}} = 0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$f_{m,0,z,d} = \frac{k_{\text{mos,méd}} \cdot k_h \cdot f_{m,z,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 1,05 \cdot 36000}{1,20} = 25200 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Verificação a Torção lateral-Bambeamento

De acordo com EC5, Tabela 6.1 o comprimento efetivo para uma carga uniformemente distribuída é igual a $l_{\text{ef}} = 2,5 + 2 \cdot 0,2 = 2,9\text{m}$.

Determinação da Tensão de flexão crítica (EC5, 6.3.3):

$$\begin{aligned} \sigma_{m,y,\text{crit}} &= \frac{\pi}{l_{\text{ef}} \cdot W_y} \cdot \sqrt{E_{0,05,g} \cdot I_z \cdot G_{0,05g} \cdot I_{\text{tor}}} = \frac{\pi \cdot \sqrt{8,8 \cdot 10^6 \cdot 5,717 \cdot 10^{-6} \cdot 4,0 \cdot 10^5 \cdot 1,783 \cdot 10^{-5}}}{2,9 \cdot 4,67 \cdot 10^{-4}} \\ &= 25503,639 \text{ kN} / \text{m}^2 \end{aligned}$$

Determinação da esbelteza relativa:

$$\lambda_{\text{rel,m}} = \sqrt{\frac{k_h \cdot f_{m,g,k}}{\sigma_{m,g,y,\text{crit}}}} = \sqrt{\frac{1,05 \cdot 32000}{25503,639}} = 1,148$$

Determinação do fator de estabilidade lateral (EC5, equação (6.34)):

$$k_{\text{crit}} = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda_{\text{rel,m}} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{\text{rel,m}} & \text{se } 0,75 \leq \lambda_{\text{rel,m}} \leq 1,4 \Rightarrow \\ \frac{1}{\lambda_{\text{rel,m}}^2} & \text{se } 1,4 \leq \lambda_{\text{rel,m}} \end{cases}$$

$$k_{\text{crit}} = 1,56 - 0,75 \cdot \lambda_{\text{rel,m}} = 0,699$$

Determinação da Resistência de flexão levando em consideração o fator de redução da resistência e o efeito torção lateral de flexão (EC5, equação (6.10)):

$$k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d} = 0,699 \cdot 22400 = 15660,047 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} \leq k_{\text{crit}} \cdot f_{m,y,d}$$

Atendendo que a tensão de resistência à flexão de projeto é maior que a tensão de flexão para esta condição de carregamento, então está verificada a segurança à flexão.

Compressão Axial

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod,méd}} \cdot f_{m,y,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 \cdot 26000}{1,20} = 17333,3 \text{ kN / m}^2$$

Encurvadura segundo eixo y-y e z-z com comprimento de 5,0 m. Determinação da esbelteza relativa segundo eixo y-y (EC5, equação (6.21))

$$\lambda_{\text{rel,y}} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{43,301}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{26000}{8,8 \cdot 10^6}} \approx 0,749$$

Fator k_y (EC5, equação (6.27))

$$k_y = 0,5 \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel,y}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel,y}}^2 \right] \approx 0,803$$

Fator de instabilidade segundo eixo y-y (EC5, equação (6.25)):

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel,y}}^2}} = \frac{1}{0,803 + \sqrt{0,803^2 - 0,749^2}} = 0,915$$

Determinação da esbelteza relativa segundo eixo z-z (EC5, equação (6.22))

$$\lambda_{\text{rel,z}} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = 123,718 \cdot \sqrt{\frac{26000}{8,8 \cdot 10^6}} \approx 2,141$$

Fator k_z (EC5, equação (6.28)): onde, $\beta_c = 0,1$

$$k_z = 0,5 \left[1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel,z}} - 0,3) + \lambda_{\text{rel,z}}^2 \right] \approx 2,883$$

Facto de instabilidade segundo eixo z-z (EC5, equação (6.26)):

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{\text{rel,z}}^2}} = \frac{1}{2,883 + \sqrt{2,883^2 - 2,141^2}} = 0,208$$

Verificação da combinação de tensões

Verificação das Tensões segundo eixo z-z (EC5, 6.3.2(3)):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0 + 0,7 \cdot \frac{6428,571}{22396,99} + 0 \approx 0,201 \leq 1$$

Verificação das Tensões segundo eixo y-y (EC5, 6.3.2(3)):

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0 + \frac{6428,571}{22396,99} + 0,7 \cdot 0 \approx 0,287 \leq 1$$

Combinação das tensões:

$$\left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} = \left(\frac{6428,571}{0,699 \cdot 22396,99} \right)^2 + 0 \approx 0,1633 \leq 1$$

Atendendo que a combinação de tensões de projeto é maior que 1,0 para esta condição de carregamento, então está verificada a segurança da estrutura.

Verificação da Tensão de Corte:

$$V_{Sd,y} \approx 0,24 \text{ kN}$$

$$\tau_{v,d} = \frac{3 \cdot V_{Sd,y}}{2 \cdot A} = \frac{2}{3} \cdot \frac{0,24}{2 \cdot 0,014} = 25,714 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$f_{v,0,d} = \frac{k_{mod,méd} \cdot f_{v,0,k}}{1,2} = \frac{0,8 \cdot 4500}{1,2} = 3000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\tau_{m,d} \leq f_{v,0,d}$$

Atendendo que a tensão de resistência ao corte de projeto é maior que a tensão de corte para esta condição de carregamento, então está verificada a segurança ao corte.

Compressão perpendicular ao fio:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{V_{Sd,y}}{A_{ef}} = \frac{0,24}{0,07 \cdot 0,07} \approx 48,980 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = k_{c,90} \cdot \frac{k_{mod,méd}}{1,2} \cdot f_{c,90,k} = 1,0 \cdot \frac{0,8}{1,2} \cdot 9000 = 6000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Atendendo que a tensão de resistência à compressão de projeto é maior que a tensão de compressão para esta condição de carregamento, então está verificada a segurança à compressão.

Verificação ao ELS – Deformação

Na teoria as longarinas são consideradas pequenas vigas simplesmente apoiadas que estão sujeitas ao carregamento da cobertura, portanto, são lhe transmitidos os esforços de compressão ou tração, o esforço transversal, o momento fletor e ocorrem deformações, mas na prática, através do programa de cálculo automático chega-se a conclusão que as longarinas acabam por transmitir os esforços todos a viga principal e que esta, por sua vez, apresenta a deformação de acordo com a combinação de ações. De acordo com a Figura 6.7, as longarinas não apresentam deformações, exceto o fato de terem deslocamento verticais e horizontais que acompanham a

viga principal, deste modo, concluindo que as deformações nas mesma são nulas ou tão pequenas que podem ser desprezadas.

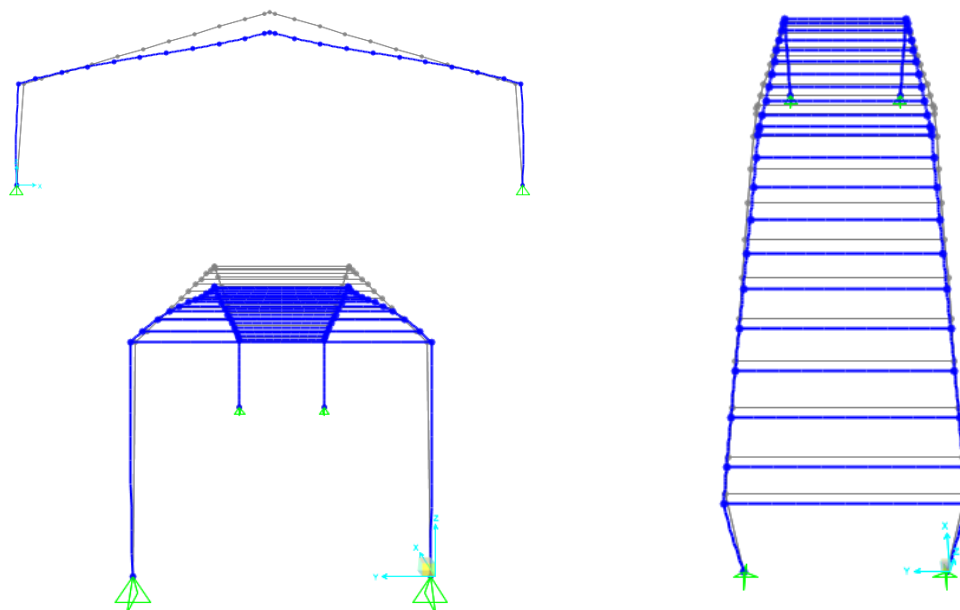


Figura 6.7 – Deformação das longarinas – SAP2000.

Devido a esta análise admite-se que as longarinas não apresentam deformações, e portanto estas verificam a segurança.

6.3 Considerações finais

Ao longo deste capítulo apresentaram-se uma série de cálculos de verificação da segurança para os principais elementos estruturais de um pavilhão de madeira: viga, pilar e longarinas, para os estados limites de Serviço e estados limites Últimos.

A viga, que compõe o pórtico principal, foi verificada ao ELU para as tensões de flexão (bambeamento), de compressão e ao corte e para ELS foi verificado as deformações instantâneas por corte, por flexão e as deformações finais do elemento. Para ambos os estados limites a segurança foi verificada.

O pilar analisado no presente capítulo foi verificado ao ELU verificando a segurança a tensões de flexão, de compressão e a combinação de tensões de acordo como EC5.

As longarinas foram analisadas para ELU para as tensões de flexão (Bambeamento) nos dois eixos, do corte e da compressão, que acabam por verificar os requisitos do EC5, o ELS para este elemento foi desprezado pelo facto de que as deformações são apenas verificadas a nível da estrutura no geral, e o elemento em si apenas acompanha essa deformação de forma estática, transmitindo os esforços a viga principal.

7 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

7.1 Considerações iniciais

Este capítulo tem como objetivo descrever e analisar uma estrutura existente em LVL de um pavilhão/armazém construído em Zambujeira do Mar (ver Figura 7.1). A estrutura é constituída por módulos idênticos aos estudados no capítulo anterior.

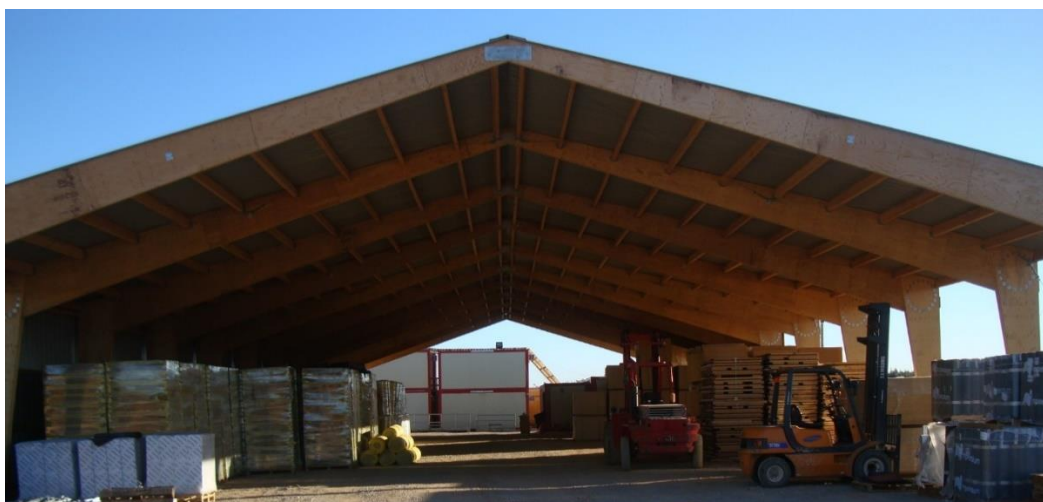


Figura 7.1 – Vista interior da estrutura de análise em LVL (Jular, 2018).

Numa primeira fase serão introduzidas as propriedades geométricas da estrutura de madeira, e as propriedades físicas e mecânicas consideradas no seu dimensionamento.

Numa fase posterior será apresentado o modelo de cálculo desenvolvido em SAP2000 e, também serão descritos os ajustes realizados do modelo da estrutura ao programa de cálculo automático.

Numa fase final serão apresentados os resultados obtidos do modelo de cálculo automático que permitiram comparar os resultados com os elementos analisados no capítulo anterior.

7.2 Descrição da estrutura

A estrutura em análise neste trabalho é constituída por elementos estruturais de produtos de madeira em LVL e por tirantes de travamento metálicos. As conexões entre os elementos de madeira são asseguradas por ligações mecânicas e ligações resistentes a momentos fletores. Como se mostra na Figura 7.2 a estrutura apresenta um desenvolvimento em planta de 50 m por 20 m de largura.

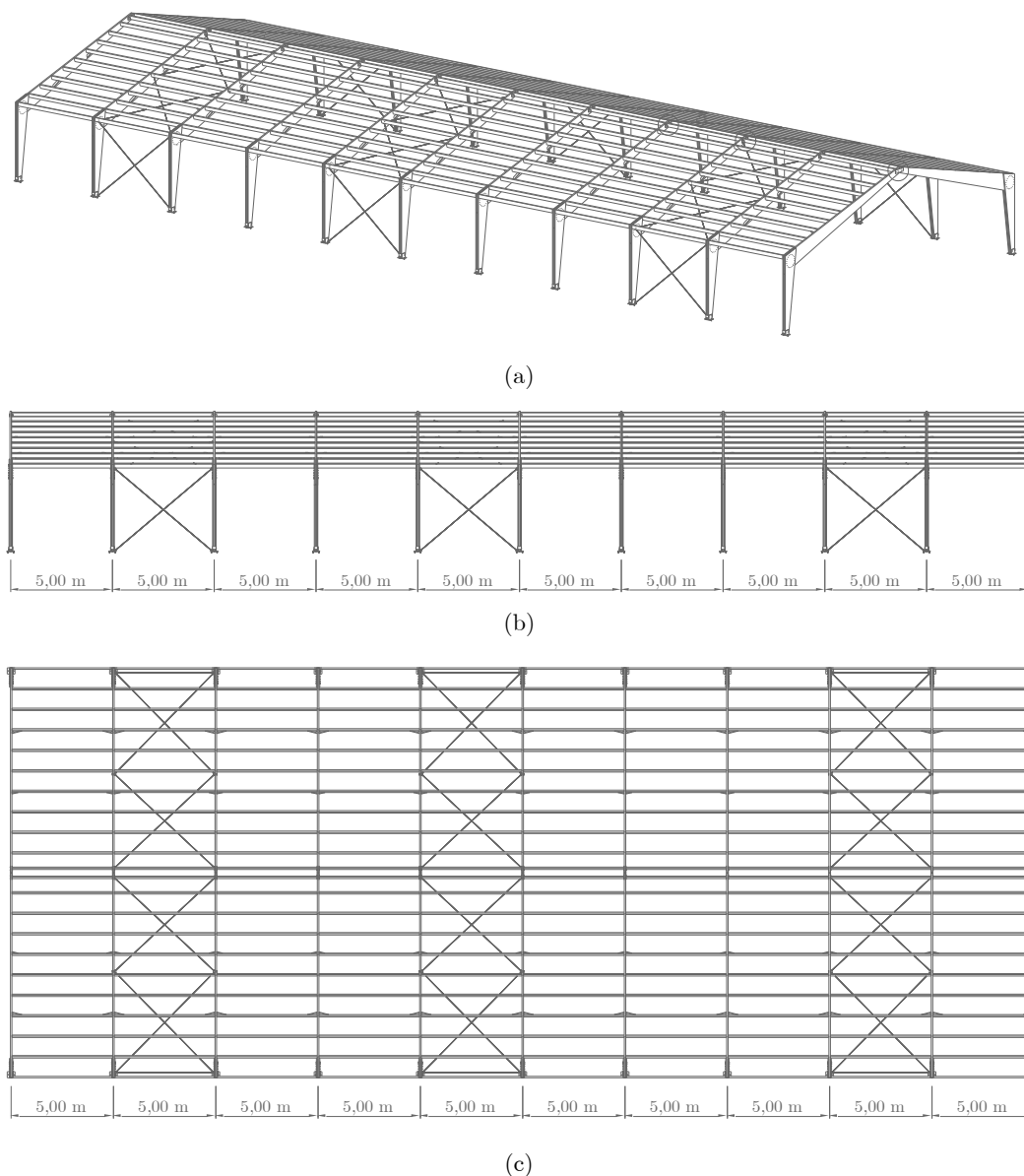


Figura 7.2 - Modelo estrutural [Adaptado (Jular, 2018)].

Na Figura 7.3 representa-se um pórtico tipo, que apresenta uma altura máxima na zona central interior de 6,88 m, sendo constituído por montantes (pilares) com uma média de altura de 4,5m e travessas (vigas) com projeção horizontal de 10 m.

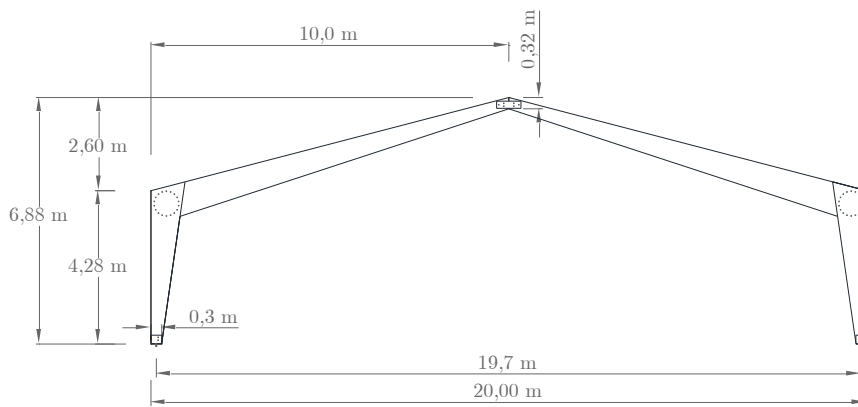


Figura 7.3 – Exemplo de um pórtico tipo [Adaptado (Jular, 2018)].

O pórtico é constituído por vigas e pilares com dimensões e espessuras variáveis, de acordo com a Figura 7.4. O elemento estrutural correspondente ao pilar é constituído por 3 elementos colados, dois painéis extremos com uma espessura de 0,045 m e um central com uma espessura de 0,075m, Figura 7.4(a); as vigas são elementos de painel único, que apresentam uma espessura de 0,075 m, ver Figura 7.4(b).

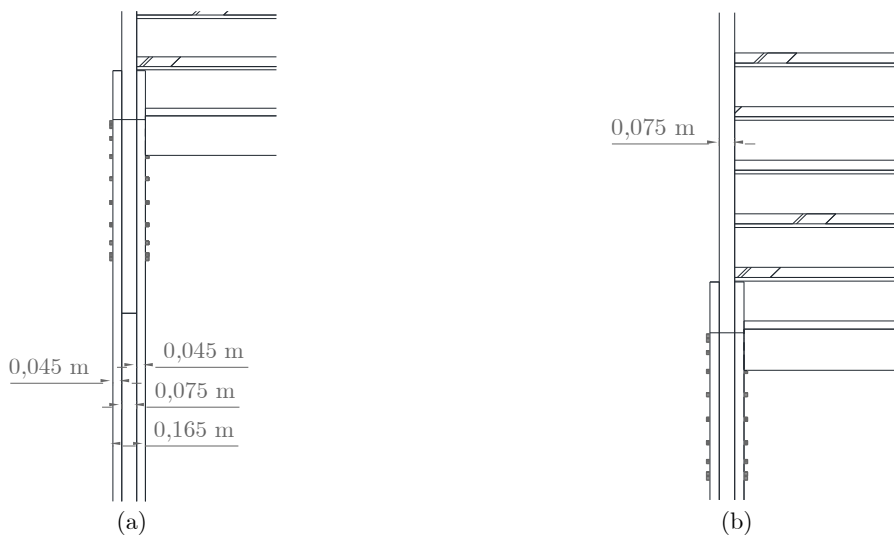


Figura 7.4 Pormenores sobre as espessuras: a) do pilar; b) da viga [Adaptado (Jular, 2018)].

Os elementos transversais que unem os pórticos principais, formando a estrutura final da cobertura, são as longarinas ou travessas longitudinais, tratam-se de elementos com 0,20 m de altura e 4,93 m de comprimento, [ver Figura 7.5(a)] e uma largura de 0,07 m, [ver Figura 7.5(b)]. Na Figura 7.5(c) apresenta-se uma representação 3D do pórtico onde é possível ver as longarinas em perspetiva.

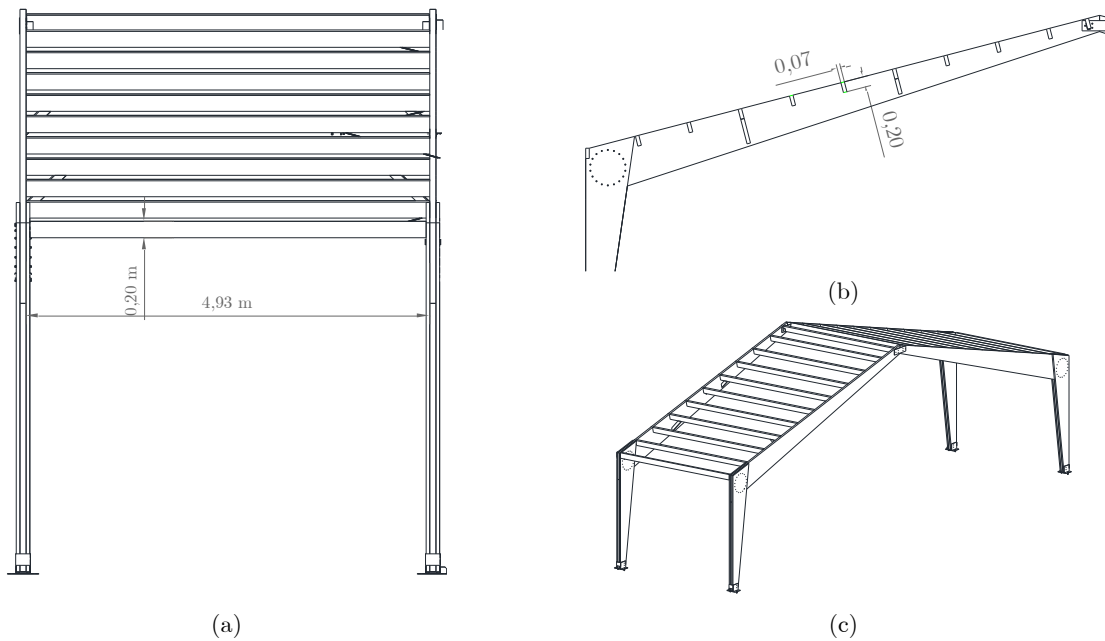


Figura 7.5 – Longarinas dimensões: a) vista de alçado; b) vista em planta; c) vista [Adaptado (Jular, 2018)].

Na Figura 7.6 apresenta-se o modelo 3D onde é possível ver os tirantes metálicos ou os cabos de aço utilizados na estrutura, os quais têm um diâmetro de 0,008 m e são aplicados na diagonal entre as vigas e os pilares formando uma cruz, relativamente à estrutura 3D, sendo aplicados em alguns pórticos de forma intercalada na estrutura.

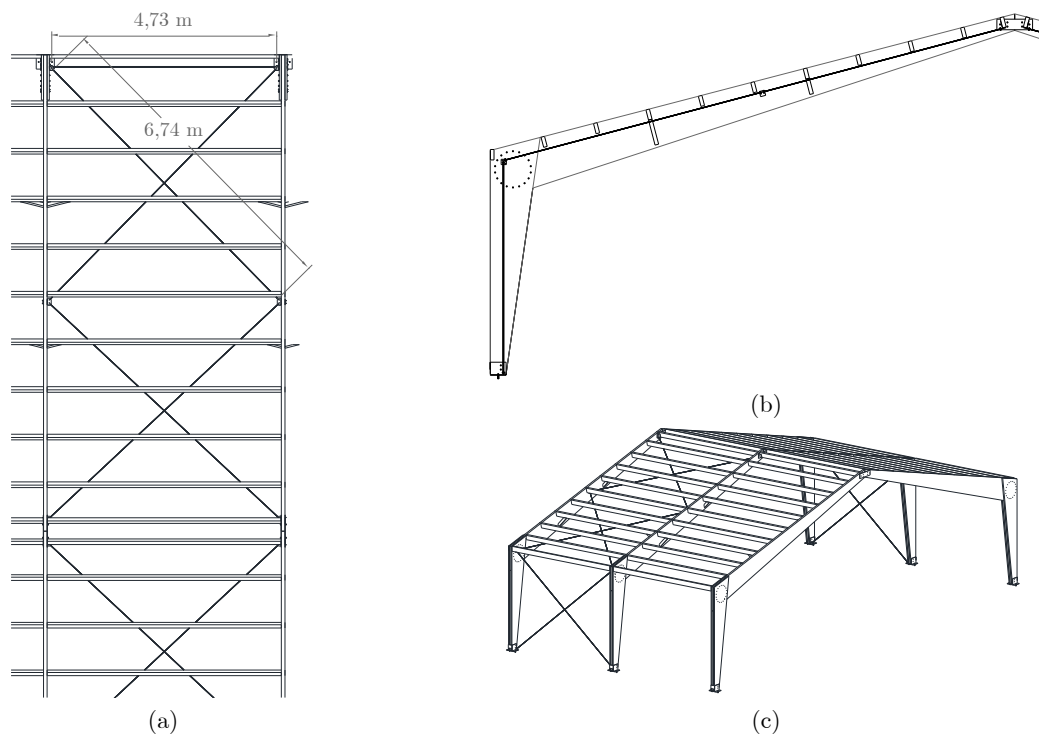


Figura 7.6 – Representação dos tirantes metálicos: a) perspectiva; b) corte transversal; c) vista lateral [Adaptado (Jular, 2018)].

As ligações entre os elementos de madeira são asseguradas por ligações mecânicas que se representam na Figura 7.7, as quais já foram introduzidas no capítulo 3, secção 3.4.2 e para as quais não se abordam neste trabalho os procedimentos de cálculo relativos ao seu dimensionamento.

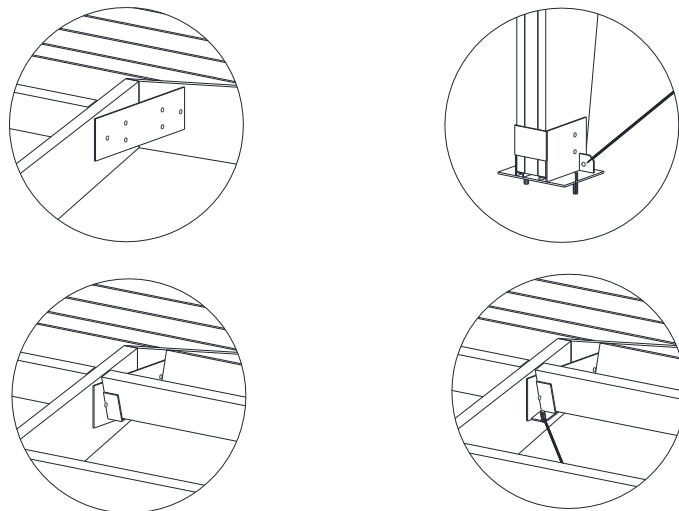


Figura 7.7 – Pormenores das ligações metálicas entre elementos de madeira [Adaptado (Jular, 2018)].

As ligações entre os pilares e as vigas são asseguradas por ligações resistentes a momentos fletores através da utilização dos conectores distribuídos em formato circular, chamadas por coroas, as dimensões estão especificadas na Figura 7.8, em que o diâmetro da coroa 0,69 m com aplicação de 18 conectores M20.

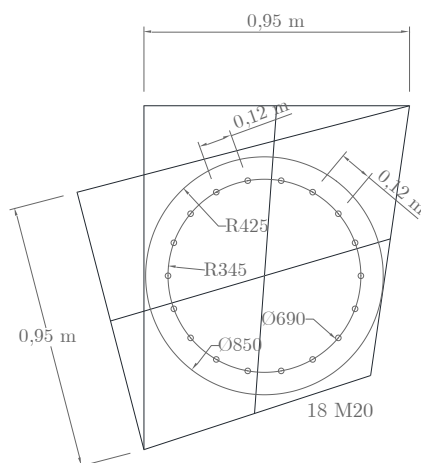


Figura 7.8 – Coroa, pormenor de ligação [Adaptado (Jular, 2018)].

7.3 Propriedades e Ações

Para execução do modelo de cálculo é importante conhecer a geometria dos elementos, que já foram descritos anteriormente, e as propriedades físicas e as ações atuantes na estrutura. Na a

Figura 7.9 são introduzidas mais algumas especificações a nível das inclinações das vigas e dos pilares de secção não uniforme.

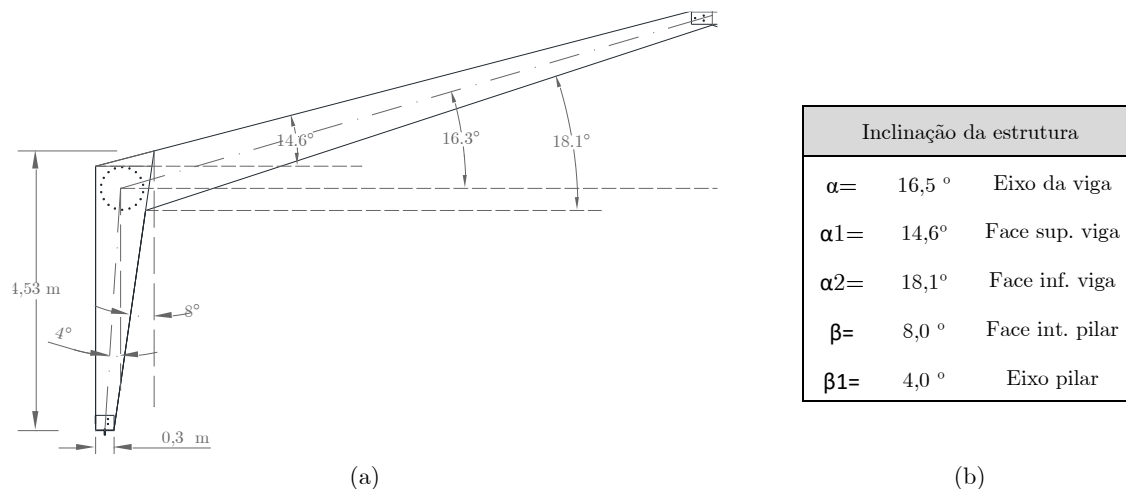


Figura 7.9 - Geometria dos elementos: a) representação gráfica; b) tabela com inclinação dos elementos.

No modelo estrutural não se modelaram as paredes estruturais, mas de acordo com a Figura 7.10 podem estas ser observadas dos dois lados da estrutura longitudinal, a Figura 7.10 (a) mostra a existência de uma parede ao longo de todo o comprimento da estrutura e a Figura 7.10 (b) apenas numa divisão do pavilhão de 5,00 m.



Figura 7.10 - Identificação das paredes: a) Parede 1; b) Parede 2 [Adaptado (Jular, 2018)].

As propriedades físicas e mecânicas para os elementos de produtos de madeira de LVL estão consideradas na Tabela 6.1 do capítulo anterior.

Para os tirantes metálicos que integram a estrutura, as propriedades físicas e mecânicas são consideradas iguais às do aço, sendo portanto, o módulo de elasticidade de $E = 210 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ e massa volúmica $\gamma = 77,0 \text{ kN/m}^3$.

As ações consideradas na estrutura de madeira em estudo são as ações permanentes, as ação da sobrecarga e as ações do vento a 90° nas vertentes, as ações da neve, do sismo e do fogo são desprezadas, (ver Tabela 7.1).

Tabela 7.1 – Ações consideradas no dimensionamento da estrutura de madeira (Jular, 2018).

Ações					
Permanente =	0,20	kN/m ²	Perm =	1,00	kN/m
Sobrecarga =	0,30	kN/m ²	Sob=	1,45	kN/m
Vento					
Vento 0° Parede 1 =	1,08	kN/m ²	Vento =	5,40	kN/m
Vento 0° Vertente 1 =	-0,54	kN/m ²	Vento =	-2,70	kN/m
Vento 0° Vertente 2 =	-0,11	kN/m ²	Vento =	-0,55	kN/m
Vento 0° Parede 2 =	0,05	kN/m ²	Vento =	0,27	kN/m
Vento 90° Parede 1 =	-0,22	kN/m ²	Vento =	-1,08	kN/m
Vento 90° Vertente 1 =	-0,54	kN/m ²	Vento =	-2,70	kN/m
Vento 90° Vertente 2 =	-0,54	kN/m ²	Vento =	-2,70	kN/m
Vento 90° Parede 2 =	-0,22	kN/m ²	Vento =	-1,08	kN/m

Na Figura 7.11 representam-se os carregamentos aplicados à estrutura, que se encontram indicados na Tabela 7.1.

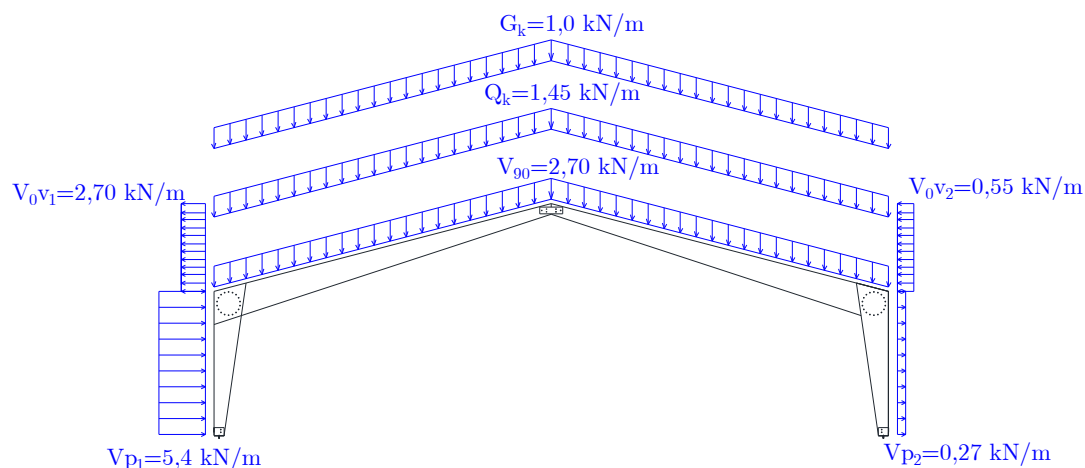


Figura 7.11 – Carregamento: Permanente, Sobrecarga e Vento.

Consideram-se 3 combinações de ações, sendo que todas elas são baseadas na combinação fundamental de ações, ver Quadro 7.1. A Combinação 1 envolve as cargas permanentes, a

sobrecarga e a ação do vento que é multiplicado pelo respetivo coeficiente, $\Psi_2 = 0$; a Combinação 2 envolve ação das cargas permanentes, a ação da sobrecarga multiplicada pelo coeficiente $\Psi_1 = 1$ e a ação do vento à 90° ; a combinação 3 envolve ação das cargas permanentes, a ação da sobrecarga multiplicada pelo coeficiente $\Psi_1 = 1$ e a ação do vento à 0° . Deste modo, através dos resultados obtidos através do SAP2000 a combinação mais desfavorável é a combinação 2.

Quadro 7.1 – Combinações de ações.

Combinação 1	$1,35 \cdot (G_{k,p} + G_{k,pp}) + 1,5 \cdot Q_{sob} + 1,5 \cdot Q_{vento} \cdot \Psi_2$	Vento 0° ou 90°
Combinação 2	$1,35 \cdot (G_{k,p} + G_{k,pp}) + 1,5 \cdot Q_{sob} \cdot \Psi_1 + 1,5 \cdot Q_{vento}$	Vento 90°
Combinação 3	$1,35 \cdot (G_{k,p} + G_{k,pp}) + 1,5 \cdot Q_{sob} \cdot \Psi_1 + 1,5 \cdot Q_{vento}$	Vento 0°

Outras propriedades relevantes no que respeita a estruturas de madeira são: a definição da classe de exposição, a classe de serviço e a classe de duração da carga (ver Quadro 7.2). Relativamente ao modelo desenvolvido no programa SAP2000, este não tem em consideração estes parâmetros, a redistribuição de esforços internos é considerada homogênea, isto é, os elementos apresentam igual comportamento em ambas as direções.

Quadro 7.2 – Classes de madeira.

Classe de resistência	Kerto Q	
Classe de Serviço	U < 20%	2
Classe de duração da carga	Médio prazo	

7.4 Modelo numérico da estrutura

No modelo desenvolvido em SAP2000 considerou-se, simplificada, o material como sendo isotrópico, pelo que as propriedades físicas e mecânicas foram consideradas como iguais nas três direções/faces do elemento, o que permite obter apenas resultados aproximados tal como no capítulo 5.

No modelo, o pórtico principal apresenta vigas e pilares de secção variável, em que os eixos dos elementos estão apresentados na Figura 7.12(a) e da estrutura na Figura 7.12(c), a geometria do pórtico plano e do modelo 3D encontram-se apresentadas na Figura 7.12(b) e (d) respetivamente.

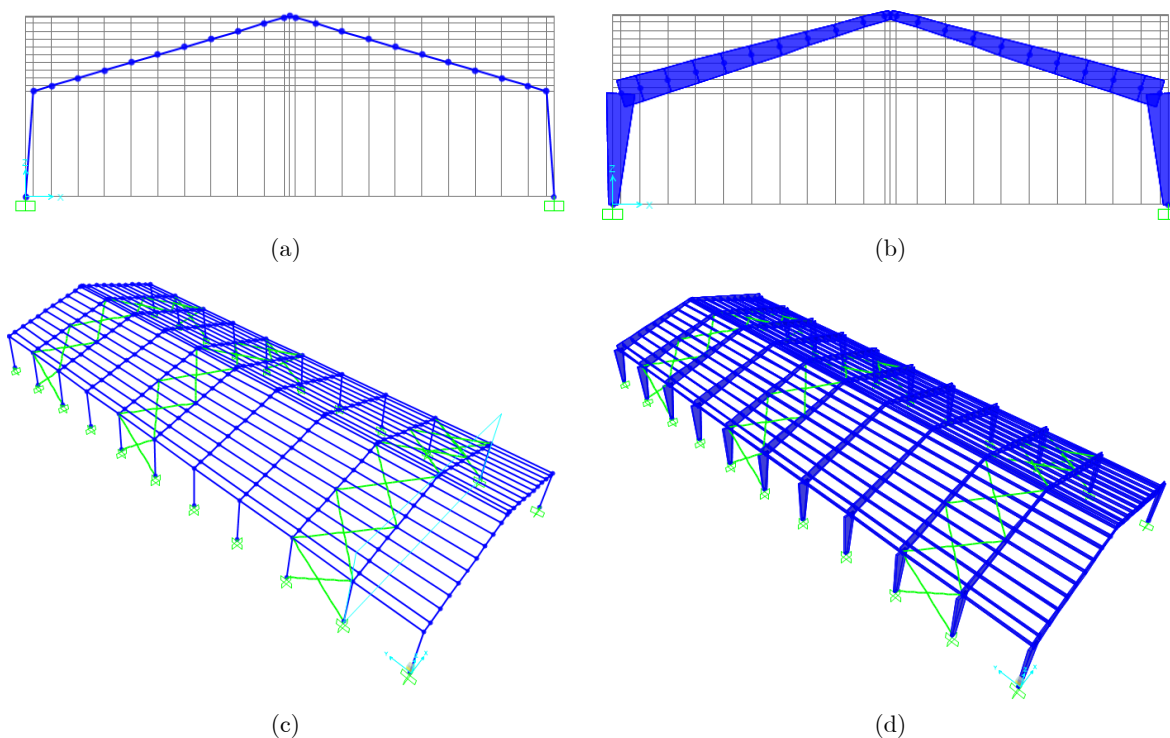


Figura 7.12 – Modelo do pórtico: a) representação plana dos elementos do pórtico principal; b) representação plana do pórtico principal evidenciando as principais dimensões; c) vista 3D do modelo; d) vista 3D incluindo as dimensões dos elementos estruturais.

Emboras os pilares apresentam 3 painéis de espessuras diferentes que estão ligados entre si, no modelo, de modo a simplificar, será considerado um elemento com espessura única representando a espessura dos 3 painéis, enquanto que a ligação do pilar com a viga se considera simples (ver Figura 7.13).

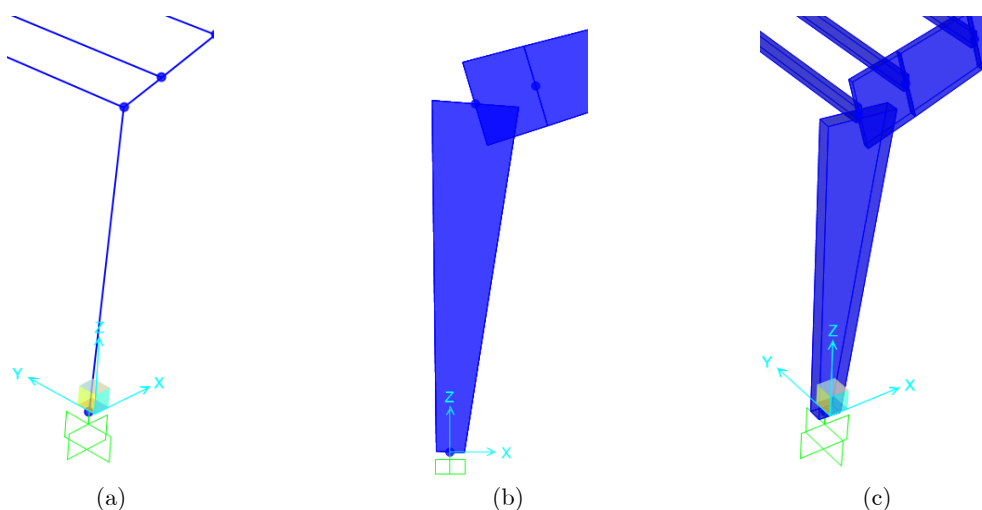


Figura 7.13 – Pormenor de modelação do pilar: a) representação do eixo do pilar; b) representação plana do pilar evidenciando as principais dimensões; c) vista 3D incluindo as dimensões do pilar.

A modelação da viga foi feita por troços para ter em conta as longarinas transversais, por isso, apesar de ser um elemento único, está foi dividida em 11 elementos para assegurar a ligação

com as longarinas e apresentar um comportamento com um só estrutura. Na Figura 7.14 (a) apresenta-se a ligação entre as vigas no cume, enquanto que a Figura 7.14 (b) apresenta os eixos das longarinas e das vigas e na Figura 7.14 (c) e (d) mostram-se perspectivas 3D. Na estrutura, as longarinas acompanham a inclinação da cobertura com a face superior da cobertura. No modelo, as longarinas apresentam uma ligação direta ao eixo da viga, de modo a simplificar a sua modelação.

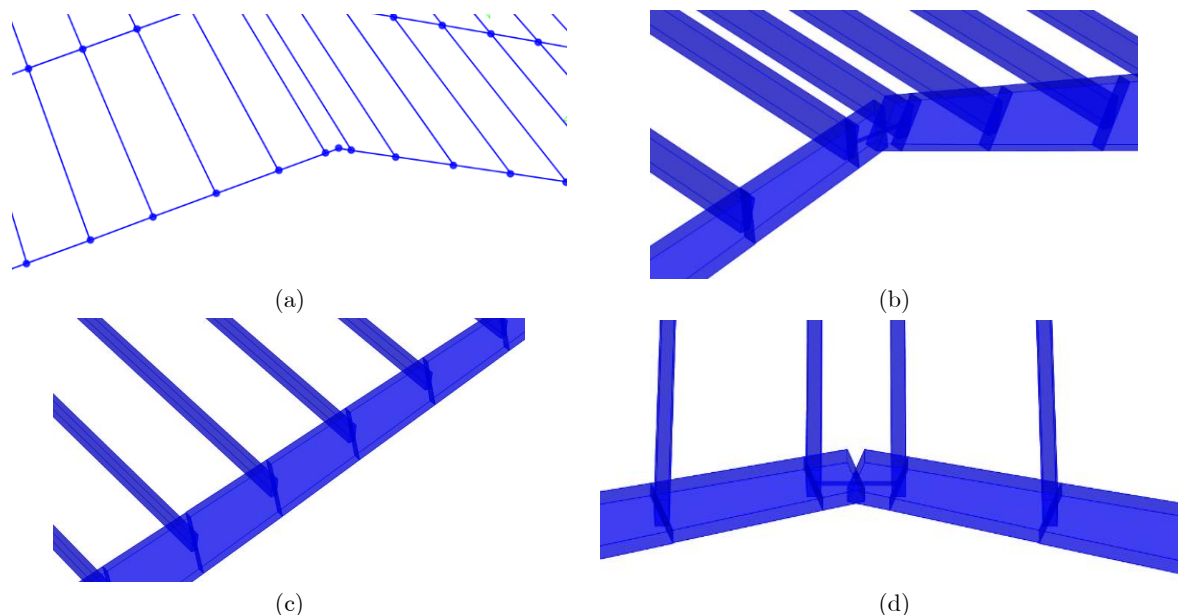


Figura 7.14 – Pormenores de ligação entre as vigas e as longarinas: a) vista 3D das vigas e longarinas; b) representação da ligação viga com viga; c) divisão da viga em troços de acordo com as longarinas; d) representação da ligação viga com longarinas.

No modelo 3D, também foram considerados os cabos de aço que se encontram de forma cruzada. A Figura 7.15 apresenta a distribuição dos tirantes entre os pórticos principais (vigas e pilares). No dimensionamento da estrutura foi considerada uma tensão máxima de tração dos cabos de 10555,00 kN/m².

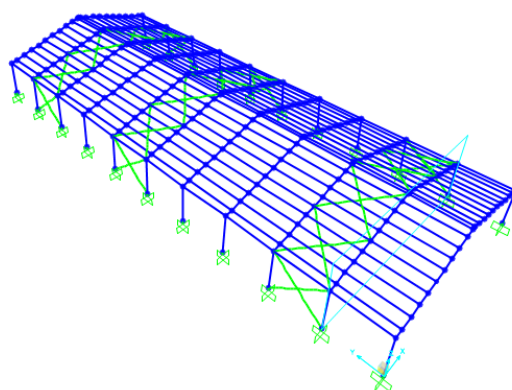


Figura 7.15 – Modelo 3D que inclui a distribuição dos cabos de aço na estrutura.

7.5 Análise de Resultados

Tal como já foi referido anteriormente, a pior situação de carregamento ocorre com a combinação 2, pelo que os resultados apresentados, serão apenas para essa combinação de ações.

A análise de resultados que se apresenta será efetuada em termos de deslocamentos, esforços (normal, transverso e momentos fletores), tensões e reações de apoio. Nesta análise comparam-se os resultados obtidos para o modelo de pórtico plano (apresentado no capítulo 6) com os obtidos para o modelo do pórtico 3D, relativamente ao qual se analisa separadamente os módulos, com ou sem a aplicação dos cabos de aço, de maneira a verificar o efeito que os cabos têm no comportamento global da estrutura.

7.5.1 Deslocamentos

Na Figura 7.16 estão apresentados os diagramas dos deslocamentos a) do pórtico plano; b) e c) do modelo 3D em várias perspetivas.

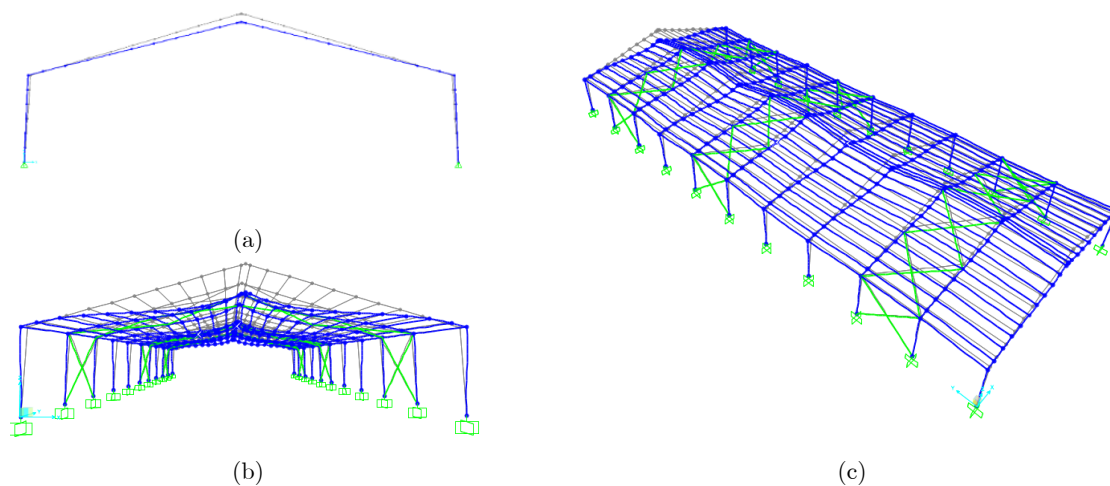


Figura 7.16 – Deformações: a) modelo do Pórtico plano; b) modelo 3D; c) modelo 3D vista geral.

Vigas

Os resultados de máximos deslocamentos observados para o modelo de pórtico plano, estudado no capítulo 6 e para as duas hipóteses do modelo 3D, encontram-se na Tabela 7.4 para elementos de viga.

Tabela 7.2 – Comparação dos esforços na viga do pórtico plano e da estrutura 3D com e sem cabos de aço.

Esforços	Viga				
	Pórtico plano	Pórtico 3D			
		sem cabos	Eixo	com cabos	Eixo
Máxima Deformação por Flexão	$U_1 = 2,289 \times 10^{-7} \text{ m}$ $U_2 = 0 \text{ m}$ $U_3 = -0,0291 \text{ rad}$	$U_1 = 8,374 \cdot 10^{-8} \text{ m}$ $U_2 = -1,679 \cdot 10^{-6} \text{ m}$ $U_3 = -0,0013 \text{ rad}$	9	$U_1 = 3,485 \cdot 10^{-8} \text{ m}$ $U_2 = -1,73 \times 10^{-6} \text{ m}$ $U_3 = -0,0028 \text{ rad}$	4
Máxima Deformação por Flexão e Corte	$U_1 = 2,761 \times 10^{-7} \text{ m}$ $U_2 = 0 \text{ m}$ $U_3 = -0,0304 \text{ rad}$	$U_1 = 8,465 \cdot 10^{-8} \text{ m}$ $U_2 = -1,716 \cdot 10^{-6} \text{ m}$ $U_3 = -0,0013 \text{ rad}$	9	$U_1 = 4,01 \cdot 10^{-8} \text{ m}$ $U_2 = -1,767 \times 10^{-6} \text{ m}$ $U_3 = -0,0029 \text{ rad}$	4
Porcentagem de deformação por corte	$U_1 = 17,1 \%$ $U_2 = 0 \%$ $U_3 = 4,28 \%$	$U_1 = 1,06 \%$ $U_2 = 2,16 \%$ $U_3 = 0 \%$	9	$U_1 = 13,09 \%$ $U_2 = 2,09 \%$ $U_3 = 3,45 \%$	4

De acordo com os resultados apresentados na tabela anterior, o modelo que apresenta menores deslocamentos na viga é o modelo de pórtico 3D nos módulos sem cabos. Pode-se assim concluir que os deslocamentos do modelo de pórtico plano são maiores a nível de deslocamentos horizontais segundo eixo x e rotações, tendo na sua origem deformação por flexão e flexão mais corte. Ao nível dos deslocamentos segundo eixo y o modelo 3D nos módulos com cabos de aço apresenta maiores deformações. A percentagem de deformação por corte representa entre 2%-17%.

Pilares

Os resultados de máximos deslocamentos observados para o modelo de pórtico plano, estudado no capítulo 6 e para as duas hipóteses do modelo 3D, encontram-se na Tabela 7.3 para elementos de pilar.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 7.3, o modelo que apresenta menores deslocamentos na viga é o modelo de pórtico 3D, nos módulos sem cabos. Pode-se assim concluir que os deslocamentos do modelo de pórtico plano são maiores a nível de deslocamentos horizontais segundo eixo x e rotações, tendo na sua origem deformação por flexão e flexão mais corte. Ao nível dos deslocamentos segundo eixo y o modelo 3D sem cabos de aço apresenta maiores deformações. A percentagem de deformação por corte representa 5%-12%.

Tabela 7.3 – Comparação dos esforços no pilar do pórtico plano e da estrutura 3D com e sem cabos de aço.

Esforços	Pilar				
	Pórtico plano	Pórtico 3D			
		sem cabos	Eixo	com cabos	Eixo
Máxima Deformação por Flexão	$U_1 = -0,0073 \text{ m}$ $U_2 = 0 \text{ m}$ $U_3 = 0,0003 \text{ rad}$	$U_1 = -0,0003 \text{ m}$ $U_2 = 1,42 \times 10^{-6} \text{ m}$ $U_3 = -1,07 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$	2	$U_1 = -0,0007 \text{ m}$ $U_2 = -5,58 \cdot 10^{-7} \text{ m}$ $U_3 = -1,76 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$	4
Máxima Deformação por Flexão e Corte	$U_1 = -0,0077 \text{ m}$ $U_2 = 0 \text{ m}$ $U_3 = 0,0003 \text{ rad}$	$U_1 = -0,0003 \text{ m}$ $U_2 = 1,442 \times 10^{-6} \text{ m}$ $U_3 = -1,149 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$	2	$U_1 = -0,0007 \text{ m}$ $U_2 = -5,673 \cdot 10^{-7} \text{ m}$ $U_3 = 2,027 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$	4
Percentagem de deformação por corte	$U_1 = 5,2 \%$ $U_2 = 0 \%$ $U_3 = 0 \%$	$U_1 = 0 \%$ $U_2 = 1,53 \%$ $U_3 = 6,88 \%$	2	$U_1 = 3,125 \%$ $U_2 = 11,91 \%$ $U_3 = 0 \%$	4

Longarinas

As longarinas no modelo de pórtico plano não apresenta deslocamentos, visto que, são elementos que apenas asseguram ligação entre pórticos principais, tal como foi referido no capítulo anterior, a ação do vento, da carga permanente e sobrecarga são transmitidas ao pórtico principal.

7.5.2 Esforços

A Figura 7.17 apresentam-se os diagrama de esforços: (a) Esforço Normal; (b) Esforço Transverso; e (c) Momento Fletor. De notar que os diagramas se assemelham ao espetável para um pórtico biencastrado.

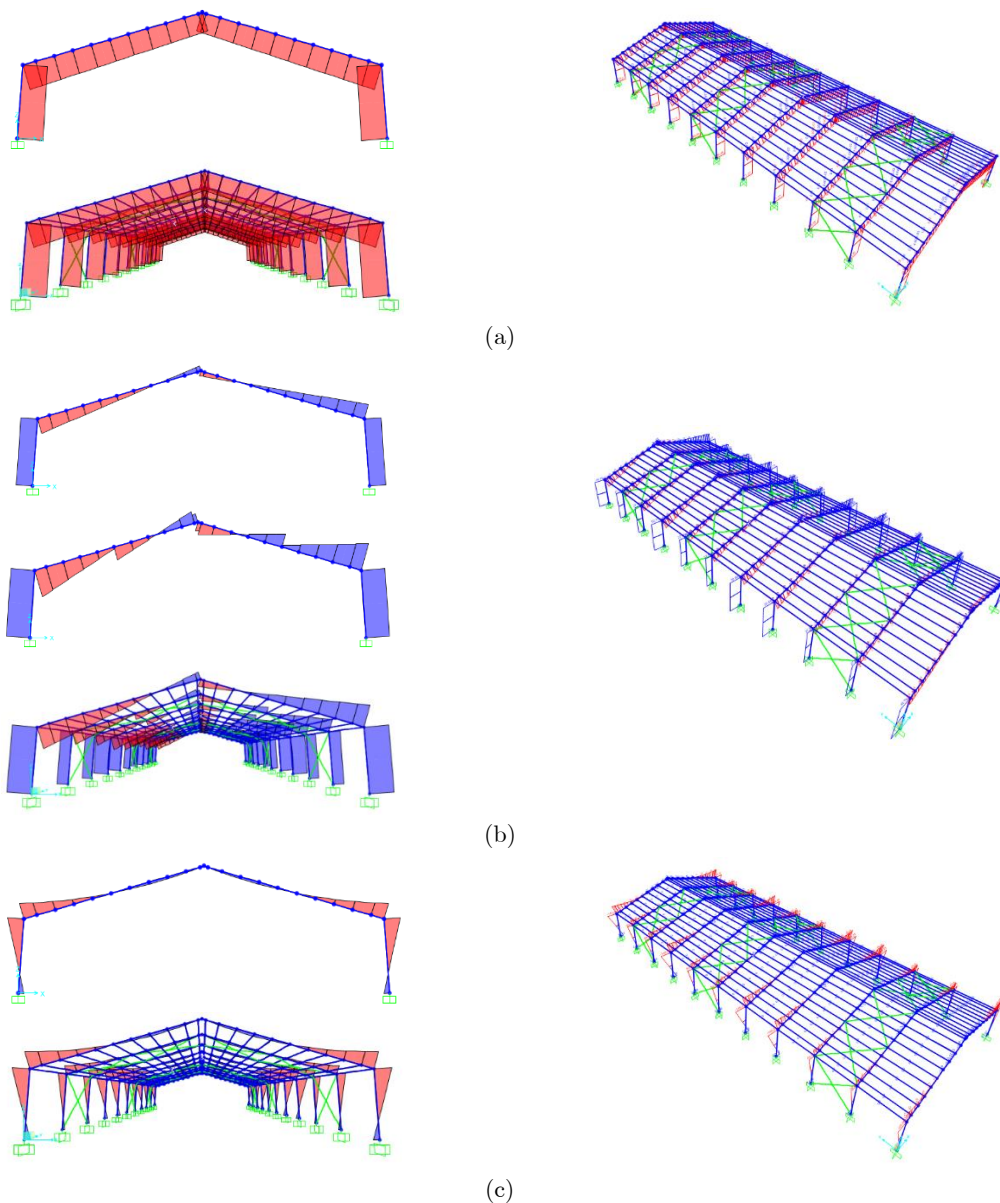


Figura 7.17 – Diagramas de Esforços da estrutura 3D: a) Esforço Normal; b) Esforço Transverso; c) Momento Fletor.

Vigas

Os resultados de máximos esforços observadas para o modelo de pórtico plano, estudado no capítulo 6 e para as duas tipologias de módulos, no modelo 3D, encontram-se na Tabela 7.4 para elementos de viga.

Tabela 7.4 – Comparação dos esforços na viga do pórtico plano e da estrutura 3D com e sem cabos de aço.

Esforços	Viga				
	Pórtico plano	Pórtico 3D			
		sem cabos	Eixo	com cabos	Eixo
Momento Fletor Máximo positivo	18,57 kNm	19,99 kNm	8	18,30 kNm	-
Momento Fletor Máximo negativo	-137,56 kNm -	-149,23 kNm	4/5	-84,88 kNm	9
Esforço Transverso na extremidade final	14,42 kN	15,70 kN	4/5	10,64 kN	-
Esforço Normal na extremidade inicial	-65,9 kN	-71,44 kN	4/5	-53,61 kN	2/5

Com base nos resultados da tabela anterior, de modo a perceber qual das estruturas apresenta maiores esforços, a Tabela 7.5 apresenta uma análise comparativa dos esforços da viga, para as três situações (pórtico plano e pórtico 3D com e sem cabos).

Tabela 7.5 – Análise comparativa dos esforços da viga em percentagem.

Esforços	Viga		
	2D – 3D sem cabos	3D sem cabos - 3D com cabos	2D – 3D com cabos
Momento Fletor Máximo positivo	7,09%	8,45%	1,46%
Momento Fletor Máximo negativo	7,82%	43,12%	38,3%
Esforço Transverso na extremidade final	8,16%	32,24%	26,21%
Esforço Normal na extremidade inicial	7,75%	24,96%	18,6,5%

De acordo com os resultados apresentados nas tabelas anteriores, o modelo que apresenta menores esforços é o modelo 3D, nos módulos sem aplicação de cabos. Pode-se assim concluir que os cabos de aço contribuem para a diminuição dos esforços em cerca de 8%-43%.

Pilares

Os resultados de máximos esforços observadas para o modelo de pórtico plano, estudado no capítulo 6 e para o modelo 3D, encontram-se na Tabela 7.6 para elementos de pilar.

Tabela 7.6 – Comparação dos esforços no pilar dos modelos de pórtico plano e de 3D com e sem cabos de aço.

Esforços	Pilar				
	Pórtico plano	Pórtico 3D			
		sem cabos	Eixo	com cabos	Eixo
Momento Fletor Máximo positivo	46,28 kNm	50,12 kNm	4/5	24,48 kNm	-
Momento Fletor Máximo negativo	-137,56 kNm	-149,24 kNm	4/5	-84,88 kNm	2/7
Esforço Transverso na extremidade final	46,91 kN	50,86 kN	4/5	27,95 kN	6
Esforço Normal na extremidade inicial	65,75 kN	-68,41 kN	4/5	-66,59 kN	2

Com base nos resultados da tabela anterior, de modo a perceber qual dos modelos apresenta maiores esforços, a Tabela 7.7 apresenta uma análise comparativa dos esforços do pilar para as três situações (pórtico plano e pórtico 3D, módulos com e sem cabos).

Tabela 7.7 – Análise comparativa dos esforços do pilar em percentagem.

Esforços	Pilar		
	2D – 3D sem cabos	3D sem cabos - 3D com cabos	2D – 3D com cabos
Momento Fletor Máximo positivo	-7,66%	51,16%	47,10%
Momento Fletor Máximo negativo	7,83%	43,13%	38,3%
Esforço Transverso na extremidade final	7,77%	15,04%	40,41%
Esforço Normal na extremidade inicial	3,89%	2,67%	1,26%

De acordo com os resultados apresentados nas tabelas anteriores, o modelo que apresenta menores esforços é o modelo 3D, nos módulos sem aplicação de cabos. Pode-se assim concluir que os cabos de aço contribuem para a diminuição dos momentos fletores cerca de 50%. O esforço normal do modelo do pórtico plano em relação ao modelo 3D, nos módulos sem cabos de aço, apresenta diferença cerca de 4%, para o esforço transverso o modelo do pórtico plano em relação ao modelo 3D, nos módulos com cabos de aço apresenta diferença cerca de 40%.

Longarinas

Os resultados de máximos esforços observadas para o modelo de pórtico plano, estudado no capítulo 6 e para o modelo 3D, encontram-se na Tabela 7.8 para longarinas.

Tabela 7.8 – Comparação dos esforços nas longarinas do pórtico plano e 3D com e sem cabos.

Esforços	Longarinas		
	Pórtico Plano	Pórtico 3D com e sem	%
Momento Fletor Máximo positivo	0,298 kNm	0,3 kNm	0,67%
Momento Fletor Máximo negativo	-	-	
Esforço Transverso na extremidade final	0,24 kN	0,24 kN	0%
Esforço Normal na extremidade inicial	0	-0,15 kN	

De acordo com os resultados obtidos na tabela anterior, o modelo que apresenta longarinas com maiores esforços é o modelo 3D, com ou sem aplicação de cabos, as deformações que ocorrem em ambas os modelos são nulas.

7.5.3 Tensões

Para análise de tensões do modelo 3D, na Figura 7.18 encontram-se apresentados os diagramas de tração/compressão e corte.

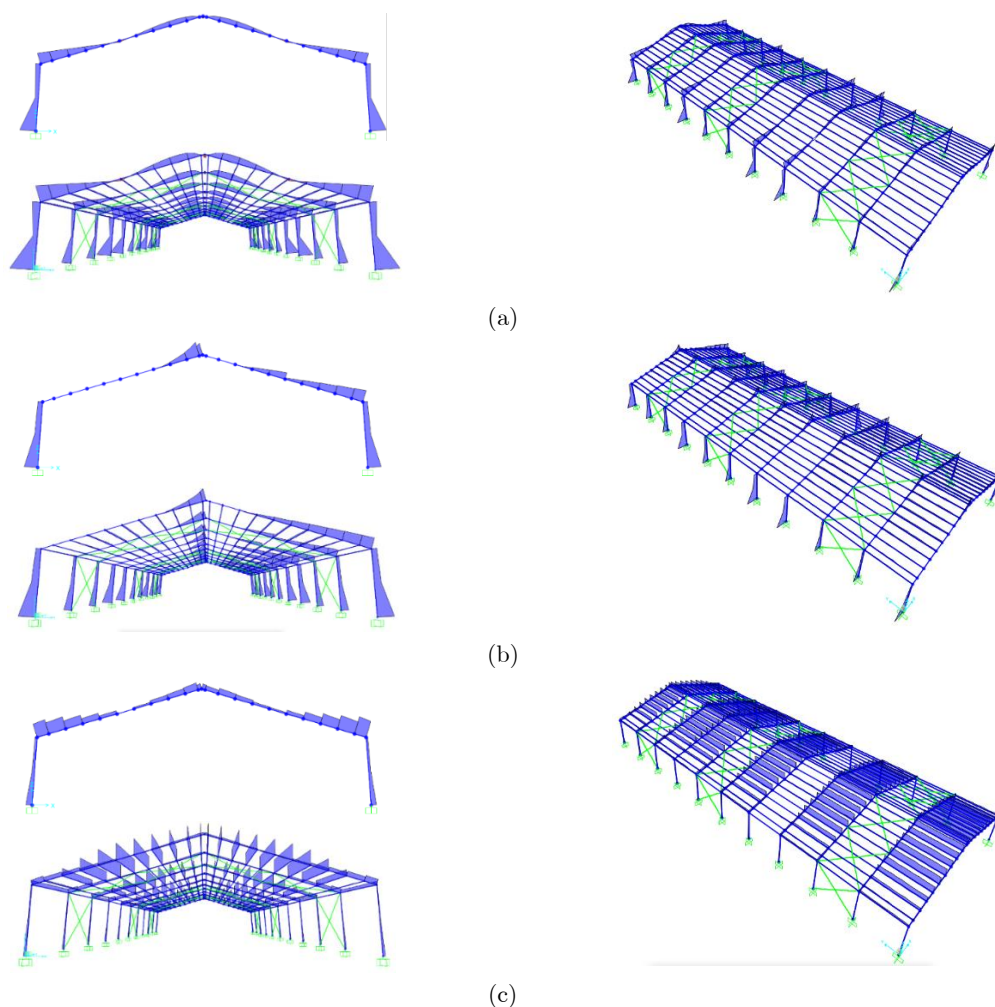


Figura 7.18 – Diagramas de Tensões - Combinação 2: a) S11; b) S12; c) S13

Vigas

De acordo com os diagramas do modelo de pórtico plano e 3D, os elementos de vigas e pilares com e sem cabos apresentam os resultados de acordo com a Tabela 7.9 e Tabela 7.10 para elementos de viga.

Tabela 7.9 – Comparação de Tensões entre viga do pórtico plano e 3D com e sem cabos

Tensões da viga kN/m ²					
Tensões	Pórtico Plano	Pórtico 3D			
		sem cabo	Eixo	com cabo	Eixo
S11	10517,42	11483,27	4	6391,35	7
S12	915,81	1060,09	5	725,01	7
S13	-	36,42	5	38,83	9

Com base nos resultados da tabela anterior, de modo a perceber qual dos modelos apresenta maiores tensões, a Tabela 7.10 apresenta uma análise comparativa das tensões do pilar para as três situações (pórtico plano e pórtico 3D com e sem cabos).

Tabela 7.10 - Análise comparativa das tensões da viga em percentagem.

Viga			
Tensões	2D – 3D sem cabos	3D sem cabos - 3D com cabos	2D – 3D com cabos
S11	8,41%	44,34%	39,23%
S12	13,61%	31,61%	20,83%
S13	-	6,21%	-

De acordo com os resultados apresentados nas tabelas anteriores, o modelo que apresenta menores tensões na viga é o modelo de pórtico 3D, nos módulos com cabos. Pode-se assim concluir que os cabos de aço contribuem para a diminuição as tensões de tração/compressão em cerca de 30%-45%, redistribuindo pela estrutura. Por outro lado, as tensões de corte aumentam cerca de 6% com aplicação dos cabos de aço.

Pilares

De acordo com os diagramas do modelo de pórtico plano e 3D, os elementos de vigas e pilares com e sem cabos apresentam os resultados de acordo com a Tabela 7.11 e Tabela 7.12 para elementos de pilar.

Tabela 7.11 – Comparação de Tensões entre pilar do pórtico plano e 3D com e sem cabos.

Tensões do Pilar kN/m ²					
Tensões	Pórtico Plano	Pórtico 3D			
		sem cabo	Eixo	com cabo	Eixo
S11	15188,93	16472,64	5	7401,87	9
S12	1326,82	1455,45	5	803,13	6
S13	-	12,83	6	15,48	11

Com base nos resultados da tabela anterior, de modo a perceber qual dos modelos apresenta maiores tensões, a Tabela 7.12 Tabela 7.5 apresenta uma análise comparativa das tensões do pilar para as três situações (pórtico plano e pórtico 3D com e sem cabos).

Tabela 7.12 - Análise comparativa das tensões do pilar em percentagem.

Pilar			
Tensões	2D – 3D sem cabos	3D sem cabos - 3D com cabos	2D – 3D com cabos
S11	7,79%	55,07%	51,27%
S12	8,84%	44,82%	39,47%
S13	-	17,12%	-

De acordo com os resultados apresentados nas tabelas anteriores, o modelo que apresenta menores tensões nos pilares é o modelo de pórtico 3D, nos módulos com cabos. Pode-se assim concluir que os cabos de aço contribuem para a diminuição das tensões de tração/compressão em cerca de 45%-55%, redistribuindo-as pela estrutura. Por outro lado, as tensões de corte aumentam cerca de 17% com aplicação dos cabos de aço.

Longarinas

Importa ainda referir que as longarinas apenas apresentam tensões S13 (corte) estas ocorrem na ligação viga com longarina devidas as ações perpendiculares ao elemento, onde a tensão máxima de corte é de 116,75 kN/m².

7.5.4 Reações de apoio

As reações de apoio, obtidas para os modelos analisados são apresentadas na Figura 7.19 e na Tabela 7.13.

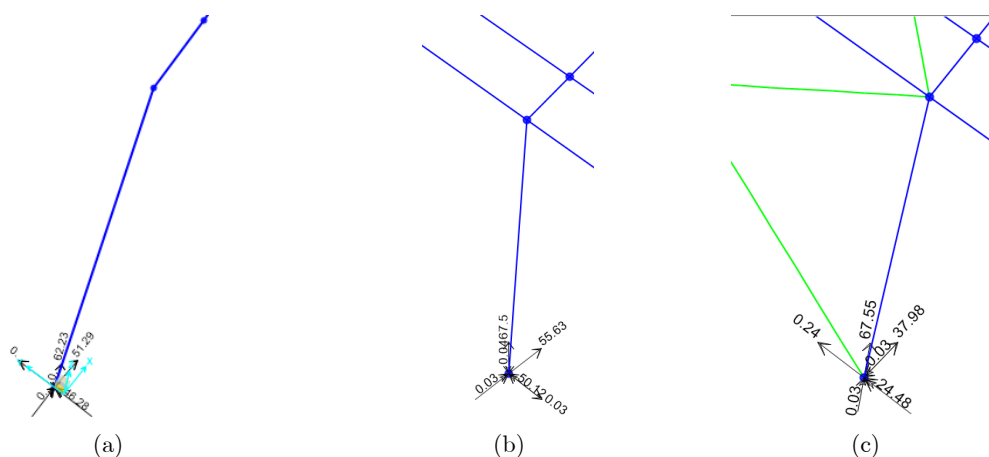


Figura 7.19 – Reações dos pilares: a) pórtico plano; b) pórtico 3D sem cabos; c) pórtico 3D com cabos.

Tabela 7.13 – Reações dos apoios.

Máximas Reações de Apoio			
Valores	Pórtico Plano	Pórtico 3D	
		Sem cabo	Com cabo
Vertical [kN]	62,23	67,55	67,50
Horizontal [kN]	51,29	37,98	55,63
Momentos [kNm]	46,28	24,48	50,12

Com base nos resultados da tabela anterior, de modo a perceber qual dos modelos apresenta maiores reações de apoio, a Tabela 7.14 apresenta uma análise comparativa das reações do pilar para as três situações (pórtico plano e pórtico 3D com e sem cabos).

Tabela 7.14 - Análise comparativa das reações de apoio em percentagem.

Reações de Apoio			
Tensões	2D – 3D sem cabos	3D sem cabos - 3D com cabos	2D – 3D com cabos
Vertical [kN]	7,88%	0,07%	7,81%
Horizontal [kN]	25,95%	31,73%	7,80%
Momentos [kNm]	47,10%	51,16%	7,62%

De acordo com os resultados obtidos das tabelas anteriores, o modelo que apresenta menores reações de apoio é o modelo do pórtico plano. As reações horizontais e momentos fletores ocorrem no modelo 3D, nos módulos sem cabos, e reações verticais é o modelo 3D, nos módulos com cabos. Ao nível das percentagens os cabos influenciam as reações de apoio no modelo 3D em cerca de 30% horizontais e 50% os momentos. As reações verticais apresentam uma diferença de 7,88% de modelo 3D(módulos sem cabos) para o pórtico plano.

A grande diferença entre ambas é a aplicação dos cabos de aço, estes ajudam no equilíbrio da estrutura e desempenham um papel da redução dos momentos fletores excessivos na ligação entre a viga e o pilar.

7.6 Considerações finais

Neste capítulo começa-se por descrever e caracterizar a estrutura de um pavilhão, em material LVL, nomeadamente referem-se as propriedades físicas e mecânicas mais relevantes para o seu dimensionamento.

Numa fase subsequente, descreve-se o modelo de 3D, o qual é constituído por 11 pórticos planos, equivalentes aos analisados no capítulo 6, que se encontram ligados por longarinas e cabos com máxima tensão de tração. A análise do modelo estrutural teve apenas em consideração a combinação de ações mais desfavorável, para a qual foram estabelecidas comparações entre o modelo do pórtico plano, analisado no capítulo 6, e o modelo 3D descrito neste capítulo, analisando-se separadamente os módulos com e sem cabos.

Através dos resultados obtidos conclui-se que existem diferenças nos esforços e nas deformações do modelo plano para o modelo 3D, sendo que, a última, apresenta os máximos esforços e as deformações.

De acordo com a segunda análise realizada, relativamente aos cabos que a estrutura apresenta, a sua presença melhorou significativamente os valores dos esforços e dos deslocamentos do modelo de 3D, respetivamente nos elementos em que se encontram os cabos aplicados.

Com a análise das tensões do modelo do pórtico plano e do modelo 3D com e sem cabos, conclui-se que o modelo 3D apresenta tensões superiores e que os cabos afetam a estrutura de uma forma positiva ao nível das tensões de tração e de compressão, sendo que, as tensões de corte aumentam ligeiramente.

As reações de apoio verificadas, dos três modelos, os valores mais elevados encontram-se no modelo de 3D com cabos aplicados nos elementos de madeira e as reações mais baixas são verificadas nos elementos em que os cabos não se encontram aplicados, comparativamente ao modelo do pórtico plano.

Deste modo concluindo, que o modelo desenvolvido no capítulo anterior está bastante próximo/semelhante ao modelo de 3D, tendo a grande variante os cabos de aço a tração que melhoram em alguns pontos o comportamento global da estrutura.

8 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

8.1 Conclusões

Numa primeira fase do trabalho apresentou-se a madeira enquanto material estrutural, evidenciando-se as principais características físicas e mecânicas, bem como os principais produtos da madeira em estudo neste trabalho, como: o MDF, o OBS, o Glulam, o LVL, etc. descrevendo as principais vantagens e desvantagens da sua utilização.

Numa segunda fase abordaram-se os produtos de madeira, mais precisamente o seu processo de produção e certificação como material de construção. Apresentou-se uma caracterização das estruturas mais simples e com maior utilização, como é o caso dos pórticos e dos arcos, evidenciando-se as suas vantagens e desvantagens. Também se abordaram as tipologias de vigas, de ligações entre as vigas e os pilares de produtos de madeira e por fim as ligações tradicionais (madeira com madeira), mecânicas (pregos, parafusos, cavilhas, chapas, anéis) e resistentes a momentos.

Apresentou-se uma abordagem aos eurocódigos tentando evidenciar os principais aspetos a ter em consideração no dimensionamento de estruturas de madeira, assim como os fatores que influenciam as propriedades físicas e mecânicas de dimensionamento.

Numa fase posterior abordaram-se as bases de dimensionamento de uma estrutura de madeira, como esforços de flexão, de compressão, de corte e bases mais específicas para as várias tipologias de vigas em madeira.

Para o estudo de caso, apresentado neste trabalho, o modelo da estrutura de um pavilhão em material LVL, o EC0 e o EC5 considerou um conjunto de verificações para garantir a segurança ao ELU e ELS, tendo-se desenvolvido uma rotina de cálculo em Matlab, para analisar um elemento de viga, de pilar e de longarina de um pórtico plano sujeito ao carregamento da combinação mais desfavorável (ação permanente, sobrecarga e vento), onde, é verificada a

segurança, à flexão (no caso das vigas ao bambeamento e dos pilares à encurvadura), também os elementos são verificados à compressão, ao corte e à combinação de todas as tensões.

Após uma primeira análise de elementos de um pórtico plano, recorrendo ao EC5, foi desenvolvido um modelo em 3D de uma pavilhão formado pelos mesmos pórticos, ligados por longarinas e cabos de aço, sujeito ao mesmo carregamento. A nível dos resultados, foram verificadas diferenças nos modelos, estas diferenças derivam da aplicação dos cabos de aço em pórticos ou não, isto é, onde esses são aplicados, os esforços são reduzidos e onde não são aplicados os esforços aumentam mais do que no modelo de pórtico simples.

Os modelos desenvolvidos em SAP2000 podem ser considerados aproximados, tendo na sua base a definição do material como homogéneo, o que não se verifica com as estruturas em madeira ou os seu produtos, devido a disposição das fibras nos elementos, tendo um comportamento diferencial nas três direções. Relativamente aos dois modelos desenvolvidos esses apresentam resultados aproximados.

8.2 Perspetivas futuras

Este trabalho poderá ser complementado com uma verificação/análise de estrutura que incorpora as paredes laterais fixas aos pilares. A consideração de paredes no modelo de dimensionamento poderão agravar a combinação de ações, originando eventualmente um carregamento mais gravoso que a combinação 2 e verificar as implicações que as paredes apresentam no cálculo do dimensionamento da estrutura de acordo com o EC5. Outro complemento interessante seria, dimensionar a estrutura do pavilhão num programa mais específico para o material madeira que considera as propriedades físicas, mecânicas e geométricas (ligações e disposição das fibras) que poderão eventualmente apresentar os esforços ligeiramente diferentes comparando com o programa de SAP2000 mas também mais aproximados da realidade. Recorrendo aos programas de calculo automático, analisar outras configurações dos pórticos principais criando pavilhões e estudar as diversas geometrias para resistir aos esforços e as tensões.

O dimensionamento das ligações seria sempre um tema interessante e não menos importante na abordagem das estruturas de madeira, a influência do tipo de ligação adotada nas estruturas.

Também poderia ser dimensionado outro material derivado de madeira como por exemplo Glulam e comparar cos resultados dos pórticos em materiais diferentes.

A madeira sendo um material renovável e sustentável, irá ganhar ainda maior preferência na construção civil, tirando o maior partido das grandes vantagens relativamente as suas propriedades físicas e mecânicas. Os países Nórdicos apostaram imenso no material devido a

sua eficiência térmica como países frios, sendo que, já se encontram construídos edifícios com número significativo de pisos apenas em madeira lamelada. A engenharia irá apostar ainda mais no material madeira e irá ser implementado cada vez mais em construções desenvolvendo estruturas mais robustas e superar-se a nível das edificações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Borgström, E. (2016). Design of Timber Structures Structural aspects of timber construction. Em E. Borgström (Ed.), *Swedish Wood* (2:2016, Vol. 1). Stockholm: Swedish Wood.
- Cederlöf, L., Crocetti, R., Fonselius, M., Fröbel, J., Hakkarainen, J., Holmestad, Å., ... Utskot, G. (2013). *Glulam Handbook Volume 1* (9ª Edição). Suécia: Skogsindustrierna – The Swedish Forest Industries Federation.
- Corrêa, M. R. (2016). *Introdução ao Comportamento Não Linear de Estruturas*. Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Correia, E. A. S. (2009). *Análise E Dimensionamento De Estruturas De Madeira*. Dissertação de Mestrado Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Francisco D. (2010). Portal da Madeira. Obtido 31 de Maio de 2021, de <http://portaldamadeira.blogspot.com/search/label/Contraplacado>
- Hakkarainen, J., Linkosalmi, L., Houvinen, A., Vares, S., & Häkkinen, T. (2019). *LVL Handbook*. Finland: Finnish Woodworking Industries.
- Jular. (2018). Pavilhão Zambujeira do Mar.
- Jular. (2021). Edifícios Comerciais e Agrícolas. Obtido 31 de Maio de 2021, de <https://www.jular.pt/>
- Kermani, A. (1999). *Structural Timber Design* (Osney Mead, Ed.). London: Blackwell Science Ltd.
- Leitão, V. M. ., & Castro, L. M. S. . (2018). *Análise de Estrutura I*. Instituto Superior Técnico.
- LNEC. (2000). Ficha M2 - Pinho bravo para estruturas. *LNEC*.
- Machado, N. cláudio de C. M. (2006). *Variação Dimensional Da Madeira Devida Ao Seu*

- Comportamento Higroscópico*. Dissertação de Mestrado Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Martins, T. F. R. M. (2010). *Dimensionamento de Estruturas em Madeira*. Dissertação de Mestrado Instituto Superior Técnico.
- Meirelles, C. R., & Pala, A. (2010). *Processo Construtivo Em Madeira*. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo Universidade Presbiteriana Mackenzie.
- Negrão, J., & Faria, A. (2009). *Projecto de Estruturas de Madeira*. Publindústria, Edições Técnicas.
- NP EN 1990. (2009). Norma Portuguesa - Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. *Instituto Português da Qualidade*, p. 88.
- Park, O., Haftka, R. T., Sankar, B. V., Starnes, J. H., & Nagendra, S. (2001). Analytical-Experimental Correlation for a Stiffened Composite Panel Loaded in Axial Compression. *Journal of Aircraft*, 38(2), 379–387.
- Porteus, J., & Kermani, A. (2007). *Structural timber Design to Eurocode 5*. Blackwell Publishing Ltd.
- Riberholt, H. (1979). Tapered timber beams. Em *The Proceedings of the CIB W18 Meeting*, (p. W18/11-10-1).
- Ritter, Junior, C., & Barardi; (1990a). *Compressão*. Secção de Artigo.
- Ritter, Junior, C., & Barardi; (1990b). *Flexão*. Secção de Artigo.
- Schaffitzel, H. (2021). Schaffitzel, Holzindustrie. Obtido 4 de Abril de 2021, de <https://www.schaffitzel.de/en/>
- Vilarinho, T. (2009). *Análise de robustez de estruturas de madeira tradicionais*. Dissertação de Mestrado Universidade Nova de Lisboa.

ANEXO 1

Tabelas EC5

Valores recomendados para os coeficientes Ψ para edifícios

Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			0,3
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $< 30\text{kN}$ peso dos veículos $\leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Categoria H: cobertura	0	0	0
Ação da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3)			
-Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,7	0,5	0,2
Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000\text{m}$ acima do nível do mar	0,7	0,5	0,2
Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000\text{m}$ acima do nível do mar	0,5	0,2	0
Ação do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (exceto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Valores de k_{mod}

Material	Padrão	Classe de Serviço	Classe de duração da Carga				
			Ação Permanente	Ação de longa duração	Ação de média duração	Ação de curta duração	Ação Instantânea
Madeira maciça	EN 1481-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Madeira Lamelada Colada	EN 1480	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
LVL	EN 14374, EN14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Contraplacado	EN 636 Type EN 636-1 Type EN 636-2 Type EN 636-3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
OBS	EN 300 OBS/2 OBS/3, OBS/4 OBS/3, OBS/4	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		2	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		3	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Aglomerado de partículas	EN 312 Type P4, Type P5 Type P5 Type P6, Type P7 Type P7	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		1	0,40	0,40	0,70	0,90	1,10
		2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Aglomerado de fibras de madeira Dura	EN 622-2 HB.LA, HB.HLA 1 ou 2 HB. HLA1 ou 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Aglomerado de fibras de madeira média	EN 622-3 MBH.LA1 ou 2 MBH.HLS1 ou 2 MBH.HLS1 ou 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80
Aglomerado de fibras de madeira, MDF	EN 622-5 MDF.LA, MDF.HLS MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		2	-	-	-	0,45	0,80

Fatores parciais de segurança das propriedades dos materiais e resistência

Combinação Fundamental	γ_M
Madeira maciça	1,3
Madeira laminada colada	1,25
LVL, Contraplacado, OBS	1,2
Ligações	1,3
Combinação acidental	1,0

Valores de k_{def} para madeira (EC5 3.3)

Material	Padrão	Classe de serviço		
		1	2	3
Madeira maciça	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Madeira Lamelada Colada	EN14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN14279	0,60	0,80	2,00
Contraplacado	EN 636			
	Type EN 636-1	0,80	-	-
	Type EN 636-2	0,80	1,00	-
	Type EN 636-3	0,80	1,00	2,50
OBS	EN 300			
	OBS/2	2,25	-	-
	OBS/3, OBS/4 OBS/3, OBS/4	1,50	2,25	-
Aglomerado de partículas	EN 312			
	Type P4, Type P5	2,25	-	-
	Type P5	2,25	3,00	-
	Type P6, Type P7	1,50	-	-
	Type P7	1,50	2,25	-
Aglomerado de fibras de madeira Dura	EN 622-2			
	HB.LA, HB.HLA 1 ou 2	2,25	-	-
	HB. HLA1 ou 2	2,25	3,00	-
Aglomerado de fibras de madeira média	EN 622-3			
	MBH.LA1 ou 2	3,00	-	-
	MBH.HLS1 ou 2	3,00	4,00	-
Aglomerado de fibras de madeira, MDF	EN 622-5			
	MDF.LA, MDF.HLS	2,25	-	-
	MDF.HLS	2,25	3,00	-

ANEXO 2

Projeto do material LVL (**Jular, 2018**)

Ultimate Limit States
Bolted and dowelled timber-to-timber joints
 Toothed-plate connectors type C1 - prEN912:1992

Input:

Strength Class		member 1	member 2	Service Class	2	Duration of Loads	3	Bolt grade	4
GL24c	1	8	8	$u \leq 12\%$	1	Permanent	1	4.6	1
GL28h	4			$u \leq 20\%$	2	Long-term	2	4.8	2
GL32h	6			$20\% < u$	3	Medium-term	3	5.6	3
Kerto Q	8					Short-term	4	5.8	4
C16	10					Instantaneous	5	6.8	5
C18	11							8.8	6
		Timber's thickness							
		t1 = 45 mm							
		t2 = 75 mm							
		Angles to the grain				Fastener's diameter		Type of bulldog	
		$\alpha_1 = 84^\circ$				d = 20 mm		single/double d	
		$\alpha_2 = 21^\circ$				Bulldog's diameter			
						dc = 48 mm			
Bulldog's height				Loaded end ?		y			
h = 19,50 mm				a3,t = 90,00					
hmax = 39 mm				a3,t,min = 140,00					
Control: Fasteners in single shear			Control: Fasteners in double shear			Control: Toothed-plate connector			
R1=	12,218 KN	a	R1=	12,218 KN	g	Rc,d = 8,08 KN			
R2=	30,878 KN	b	R2=	15,439 KN	h				
R3=	11,995 KN	c	R3=	11,885 KN	i				
R4=	11,885 KN	d	R4=	18,067 KN	j				
R5=	15,991 KN	e							
R6=	18,067 KN	f							
R=	11,89 KN		R=	11,89 KN					
Values per shear plane, per fastener									

Afastamento entre eixos:
 Afast = 5,00 m

Inclinação da estrutura:
 $\alpha = 14,6$ graus
 $\alpha = 0,255$ radianos
 Cosa = 0,968
 Sena = 0,252
 Inc. = 26,1%

Altura Pilar
 h = 4,50 m

Ações:

Permanente = 0,20 KN/m²
 Sobrecarga = 0,30 KN/m²

Ações:

Perm = 1,00 KN/m
 Sob = 1,45 KN/m

Vento 0° Parede 1 = 1,08 KN/m²
 Vento 0° Vertente 1 = -0,54 KN/m²
 Vento 0° Vertente 2 = -0,11 KN/m²
 Vento 0° Parede 2 = 0,05 KN/m²

Vento = 5,40 KN/m
 Vento = -2,70 KN/m
 Vento = -0,55 KN/m
 Vento = 0,27 KN/m

Vento 90° Parede 1 = -0,22 KN/m²
 Vento 90° Vertente 1 = -0,54 KN/m²
 Vento 90° Vertente 2 = -0,54 KN/m²
 Vento 90° Parede 2 = -0,22 KN/m²

Vento = -1,08 KN/m
 Vento = -2,70 KN/m
 Vento = -2,70 KN/m
 Vento = -1,08 KN/m

Neve = 0,00 KN/m²
 Sismo = 0,00 KN/m²
 Fogo = 0,00 KN/m²

Neve = 0,00 KN/m
 Sismo = 0,00 KN/m
 Fogo = 0,00 KN/m

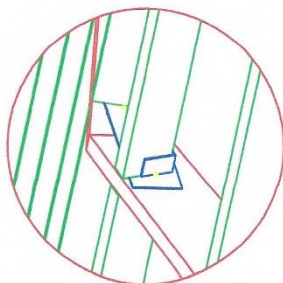
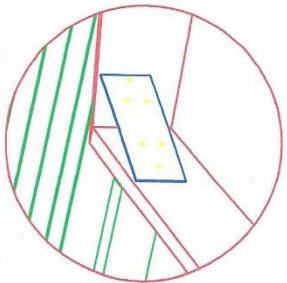
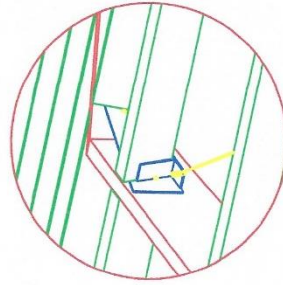
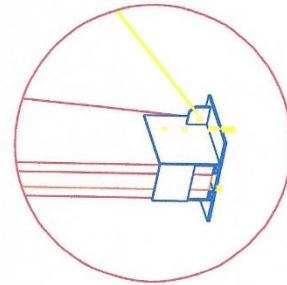
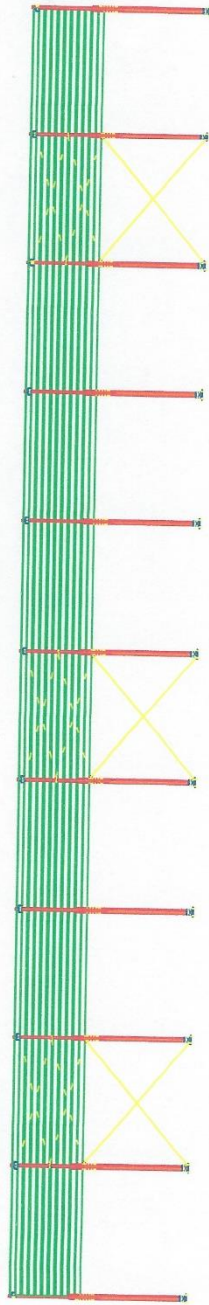
Pórtico C/ Parede	Do Robot				Elemento	Valores Actuantes por Varão Nº 8 de Ligações Rev08			α1 (°)	α2 (°)	Controlo
	Nó	Fx (Nsd)	Fz (Vsd)	My (Msd)		Ffastener - 1st row	α1 (°)	α2 (°)			
7 COMB 2	2	40,14	-24,95	-103,62	pilar	18,21	83	8	OK		
	2	37,26	29,07	-103,62	viga	18,42	81	96			
	3	40,14	24,95	-103,62	pilar	18,21	83	8	OK		
	3	37,26	-29,07	-103,62	viga	18,42	81	96			
12 COMB 7	2	-19,06	-4,22	52,71	pilar	8,79	83	8	OK		
	2	-2,61	-19,35	54,25	viga	9,56	89	16			
	3	-3,05	-5,9	28,28	pilar	4,88	88	13	OK		
	3	-6,59	0,82	28,28	viga	4,61	85	20			

Valores Resistentes Nº 3 de Ligações Rev08		R	Planos de corte	Controlo
Nº	α2 (°)			
2	24,06	12,03	24,06	OK
2	20,36	10,18	20,36	
2	24,06	12,03	24,06	OK
2	20,36	10,18	20,36	
2	24,06	12,03	24,06	OK
2	23,86	11,93	23,86	
2	23,94	11,97	23,94	OK
2	23,78	11,89	23,78	

Pórtico S/ Parede	Do Robot				Elemento	Valores Actuantes por Varão Nº 8 de Ligações Rev08			α1 (°)	α2 (°)	Controlo
	Nó	Fx (Nsd)	Fz (Vsd)	My (Msd)		Ffastener - 1st row	α1 (°)	α2 (°)			
7 COMB 2	2	40,14	-24,95	-103,62	pilar	18,21	83	8	OK		
	2	37,26	29,07	-103,62	viga	18,42	81	96			
	3	40,14	24,95	-103,62	pilar	18,21	83	8	OK		
	3	37,26	-29,07	-103,62	viga	18,42	81	96			
9 COMB 4	2	38,05	-20,47	-85	pilar	14,97	82	7	OK		
	2	37,32	27,2	-85	viga	15,34	82	23			
	3	42,17	28,64	-118,99	pilar	20,89	83	8	OK		
	3	38,31	-30,61	-118,99	viga	20,97	84	21			

Valores Resistentes Nº 3 de Ligações Rev08		R	Planos de corte	Controlo
Nº	α2 (°)			
2	24,06	12,03	24,06	OK
2	20,36	10,18	20,36	
2	24,06	12,03	24,06	OK
2	20,36	10,18	20,36	
2	24,1	12,05	24,1	OK
2	23,74	11,87	23,74	
2	24,06	12,03	24,06	OK
2	23,78	11,89	23,78	

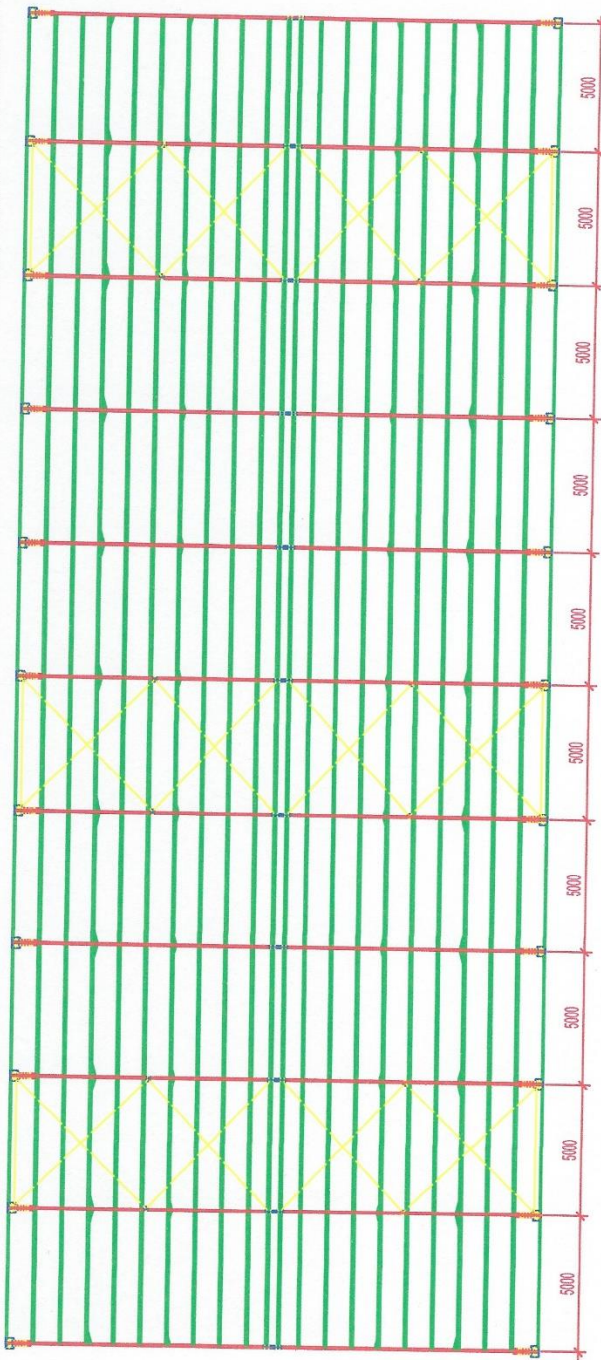
Este desenho é propriedade da JULIAR MADEIRAS, SA. A sua reprodução parcial ou integral só poderá ser feita mediante autorização escrita.



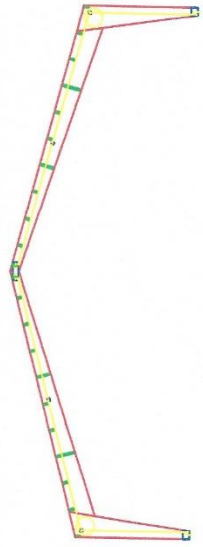
Desenhador: HFS	Projector: HFS	Data: 18/04/2008
N.º da Obra: 1101	Verificação: Natário	
Estaleiro		
Alivado e pormenores		
Anteprojecto		
ZMAR		
	Dimensão	403
	ESCALA	001
	Escala	1:200
JULIAR MADEIRAS, SA - Div. Estruturas Estrada Nacional 3, Km6 P-2050-306 Azambuja - Portugal Tel. +351 263 850 070 Fax. +351 263 850 071 www.juliar.pt mail@juliar.pt		
		MOE 09/701

Ficheiro: [D:\Dados\Documentos\3-Obra Escaldas\2008\ET\0021-Edimão 21p - Obra 1101\Desenho\01-Anteprojecto.dwg

Este desenho é propriedade de JULAR MADEIRAS, SA. A sua reprodução parcial ou integral só poderá ser feita mediante autorização escrita.

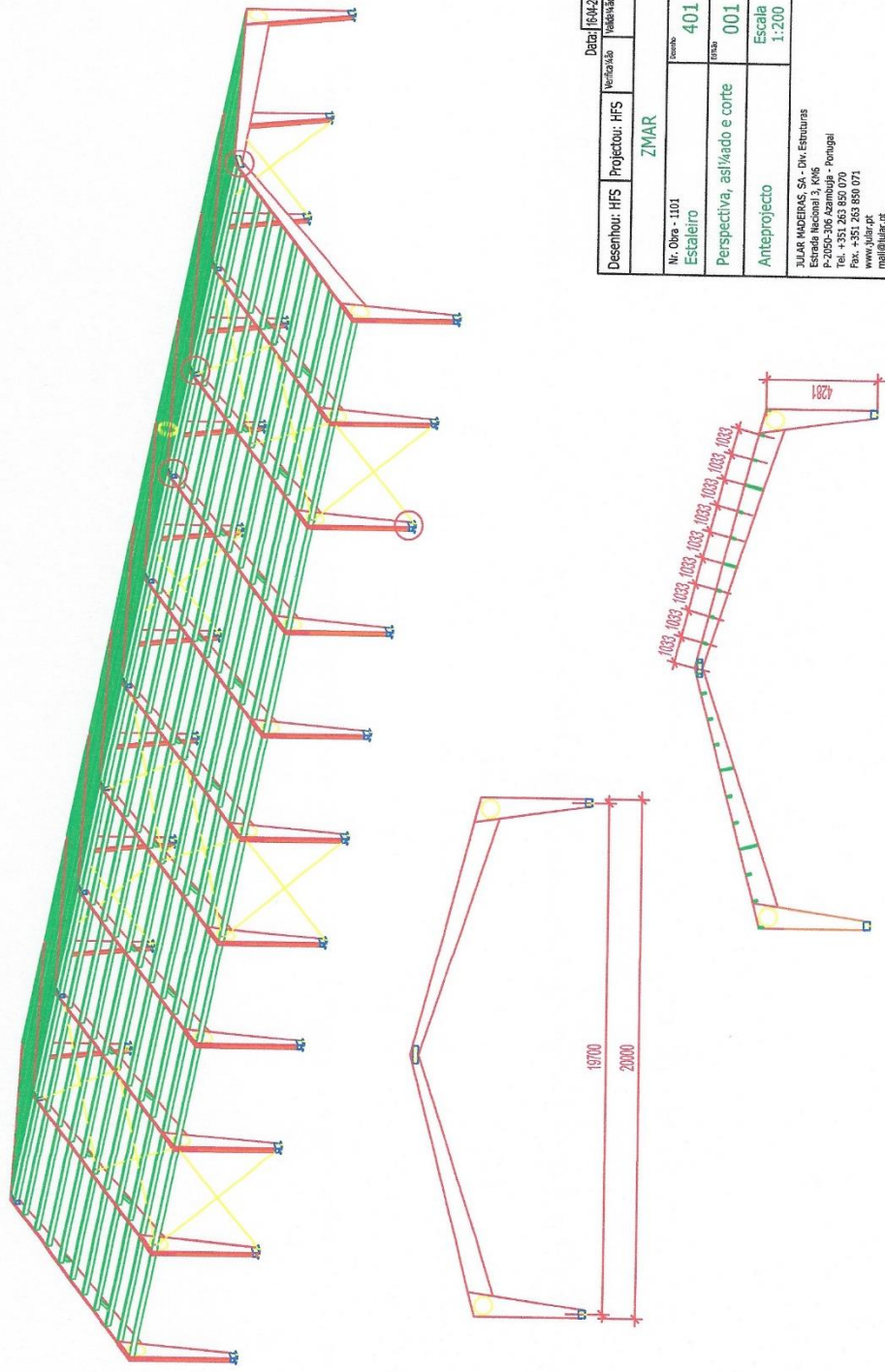


Data: 16.01.2019		Versão: 1.000	
Desenhador: HFS	Projector: HFS	ZMAR	
Nr. Obra: 1.01	Estaleiro	Dimensão	402
Planta e corte transversal		Escala	001
Anteprojecto		Escala	1:200
JULAR MADEIRAS, SA - Div. Estruturas Estrada Nacional 3, 106 P-2051-306 Zambuja - Portugal Tel. +351 21 860 070 Fax. +351 21 860 071 www.jular.pt mail@jular.pt			
			MOD:12/12L



Ficheiro: [D:\Bases\Documentos\3-Obra_Estruturas\2018\ET\0221-Estaleiro_ZMar_Obra_1.01\Desenho\01-Planta\p01.dwg]

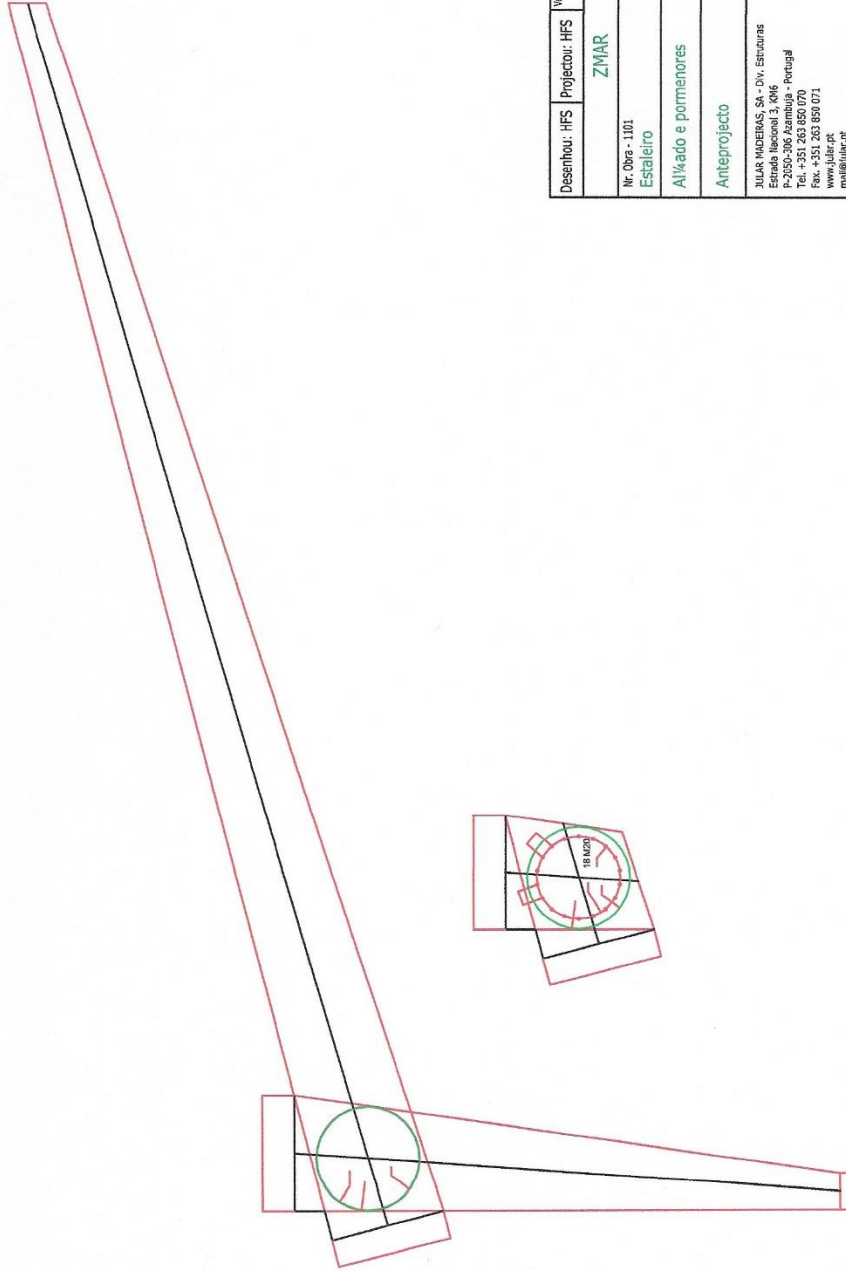
Este desenho é propriedade da JULAR MADEIRAS, SA. A sua reprodução parcial ou integral só poderá ser feita mediante autorização escrita.



Desenhador: HFS	Projector: HFS	Verificação: Verificado	Data: 16/04/2008
ZMAR			
Nr. Obra - 1101	Estaleiro	Desenho	401
Perspectiva, alçado e corte		Estado	001
Anteprojecto		Escala	1:200
JULAR MADEIRAS, SA - Div. Estruturas Estrada Nacional 3, Km 6 P-2050-306 Asamuda - Portugal Tel. +351 263 850 070 Fax. +351 263 850 071 www.jular.pt mail@jular.pt			
			102/99/01

Ficheiro: [I:\Dados\Documentos\3-Cores Escadas\2008\F120221-Edifício ZMar_Obra 1101\Desenhos\F12-anteprojecto.dwg]

Este desenho é propriedade da ZIJAR MADEIRAS, SA. A sua reprodução parcial ou integral só poderá ser feita mediante autorização escrita.



Desenhou: HFS	Projectou: HFS	Verificou: T. Viana	Data: 16-04-2009
ZIMAR			
Nr. Obra - 1101	Desenho	403	
Estaleiro	Tab. 1	001	
Alçado e pormenores	Anteprojecto	Escala 1:200	
ZIJAR MADEIRAS, SA - OIV - Estruturas Estrada Nacional 3, 46145 P-2050-306 Azambuja - Portugal Tel. +351 263 850 070 Fax. +351 263 850 071 www.zijar.pt ma@zijar.pt			
RDP 03701			

Ficheiro: U:\Dados\fontenigos\3-Cores Encobidos\2009\ET000231-Estaleiro_Zimr_Obra.1101\Desenhos\01-Anteprojecto.dwg

ANEXO 3

Propriedades Físicas e Mecânicas de LVL (Jular, 2021)

MECHANICAL PROPERTIES



Kerto® LVL



Values are given according to the standard EN 14374 and design values according with EN 1995.

MATERIAL VALUES

The characteristic values in tables 1, 2 and 3 are given for a temperature of 20 °C and relative humidity of 65 %, and they assume load duration of five-minutes. The mechanical properties of Kerto products are presented in Table 1, with Figure 1 illustrating the direction of the load.

TABLE 1. THE CHARACTERISTIC STRENGTH VALUES FOR KERTO PRODUCTS

Property	Symbol	Figure 1	Kerto-S 27-75 mm	Kerto-Q 21-24 mm	Kerto-Q 27-75 mm	Kerto-T 27-75 mm	Kerto-Qp 39-51 mm	Kerto-Qp 54-69 mm
Characteristic values [N/mm²]								
Bending strength: Edgewise (depth 300 mm)	$f_{m,0,edge,k}$	A	44,0	28,0	32,0	27,0	36,0	38,0
Bending strength: Size effect parameter	s	-	0,12	0,12	0,12	0,15	0,12	0,12
Bending strength: Flatwise, parallel to grain	$f_{m,0,flat,k}$	B	50,0	32,0	36,0	32,0	36,0	36,0
Bending strength: Flatwise, perpendicular to grain	$f_{m,90,flat,k}$	C	-	see table 4	8,0	-	7,5	6,5
Tensile strength: Parallel to grain (length 3000 mm)	$f_{t,0,k}$	D	35,0	19,0	26,0	22,0	28,0	30,0
Tensile strength: Perpendicular to grain, edgewise	$f_{t,90,edge,k}$	E	0,8	6,0	6,0	-	3,0	2,5
Tensile strength: Perpendicular to grain, flatwise	$f_{t,90,flat,k}$	F	-	-	-	-	-	-
Compressive strength: Parallel to grain	$f_{c,0,k}$	G	35,0	19,0	26,0	26,0	28,0	30,0
Compressive strength: Perpendicular to grain, edgewise	$f_{c,90,edge,k}$	H	6,0	9,0	9,0	4,0	6,0	6,0
Compressive strength: Perpendicular to grain, flatwise	$f_{c,90,flat,k}$	I	2,2	2,2	2,2	0,8	1,8	1,8
Shear strength: Edgewise	$f_{v,0,edge,k}$	J	4,2	4,5	4,5	3,6	4,1	4,1
Shear strength: Flatwise, parallel to grain	$f_{v,0,flat,k}$	K	2,3	1,3	1,3	2,0	1,3	1,3
Shear strength: Flatwise, perpendicular to grain	$f_{v,90,flat,k}$	L	-	0,6	0,6	-	-	-

Source: Kerto-S and Kerto-Q: Eurofins EUFI29-20000676-C
Kerto-T: VTT-C-1781-21-07
Kerto-QP: VTT-S-05156-11

TABLE 2. THE CHARACTERISTIC AND MEAN STIFFNESS VALUES FOR KERTO PRODUCTS

Property	Symbol	Figure 1	Kerto-S 27-75 mm	Kerto-Q 21-24 mm	Kerto-Q 27-75 mm	Kerto-T 27-75 mm	Kerto-Qp 39-51 mm	Kerto-Qp 54-69mm
Characteristic values [N/mm²]								
Modulus of elasticity: Parallel to grain	$E_{0,k}$	A B D G	11 600	8300	8800	8000	9800	10 300
Modulus of elasticity: Compression perpendicular to grain, edgewise	$E_{c,90,edge,k}$	H	350	2000	2000	-	350	350
Modulus of elasticity: Compression perpendicular to grain, flatwise	$E_{c,90,flat,k}$	I	100	100	100	-	100	100
Modulus of elasticity: Bending Perpendicular to face veneer grain	$E_{m,90,k}$	C	-	ks. taul. 4	1700	-	1700	1700
Shear modulus: Edgewise	$G_{0,edge,k}$	J	400	400	400	330	400	400
Shear modulus: Flatwise, parallel to grain	$G_{0,flat,k}$	K	270	60	100	240	100	100
Shear modulus: Flatwise, perpendicular to grain	$G_{90,flat,k}$	L	-	16	16	-	14	15
Mean values [N/mm²]								
Modulus of elasticity: Parallel to grain	$E_{0,mean}$	A B D G	13 800	10 000	10 500	9600	11 700	12 300
Modulus of elasticity: Compression perpendicular to grain, edgewise	$E_{c,90,edge,mean}$	H	430	2400	2400	-	430	430
Modulus of elasticity: Compression perpendicular to grain, flatwise	$E_{c,90,flat,mean}$	I	130	130	130	-	130	130
Modulus of elasticity: Bending Perpendicular to face veneer grain	$E_{m,90,mean}$	C	-	see table 4	2000	-	2000	2000
Shear modulus: Edgewise	$G_{0,edge,mean}$	J	600	600	600	500	600	600
Shear modulus: Flatwise, parallel to grain	$G_{0,flat,mean}$	K	380	80	120	320	120	120
Shear modulus: Flatwise, perpendicular to grain	$G_{90,flat,mean}$	L	-	22	22	-	20	22

Source: Kerto-S and Kerto-Q: EUFI29-20000676-C
 Kerto-T: VTT-C-1781-21-07
 Kerto-Qp: VTT-S-05156-11

TABLE 3. THE DENSITY VALUES FOR KERTO PRODUCTS

Property	Symbol	Figure 1	Kerto-S 27-75 mm	Kerto-Q 21-24 mm	Kerto-Q 27-75 mm	Kerto-T 27-75 mm	Kerto-Qp 39-51 mm	Kerto-Qp 54-69 mm
Density [kg/m³]								
Characteristic density	ρ_k	-	480	480	480	410	480	480
Mean density	ρ_{mean}	-	510	510	510	440	510	510

Source: Kerto-S and Kerto-Q: EUFI29-20000676-C
 Kerto-T: VTT-C-1781-21-07
 Kerto-Qp: VTT-S-05156-11

TABLE 4. KERTO-Q 21-24 MM, PROPERTIES PERPENDICULAR TO SURFACE VENEER DIRECTION

Property	Symbol	Unit	21 mm I-III-I	21 mm II-I-II	24 mm II-II-II	Kuva 1
Characteristic bending strength: Flatwise, perpendicular to grain	$f_{m,90,flat,k}$	[N/mm ²]	14,0	7,0	8,0	C
Characteristic modulus of elasticity: Bending perpendicular to grain	$E_{m,90,k}$	[N/mm ²]	2900	1000	1000	C
Mean modulus of elasticity: Bending perpendicular to grain	$E_{m,90,mean}$	[N/mm ²]	3300	1200	1200	C

Source: EUFI29-20000676-C

NOTE.

The characteristic values given in tables 1 to 4 can be used for temperatures under 50 °C for long-term loads.

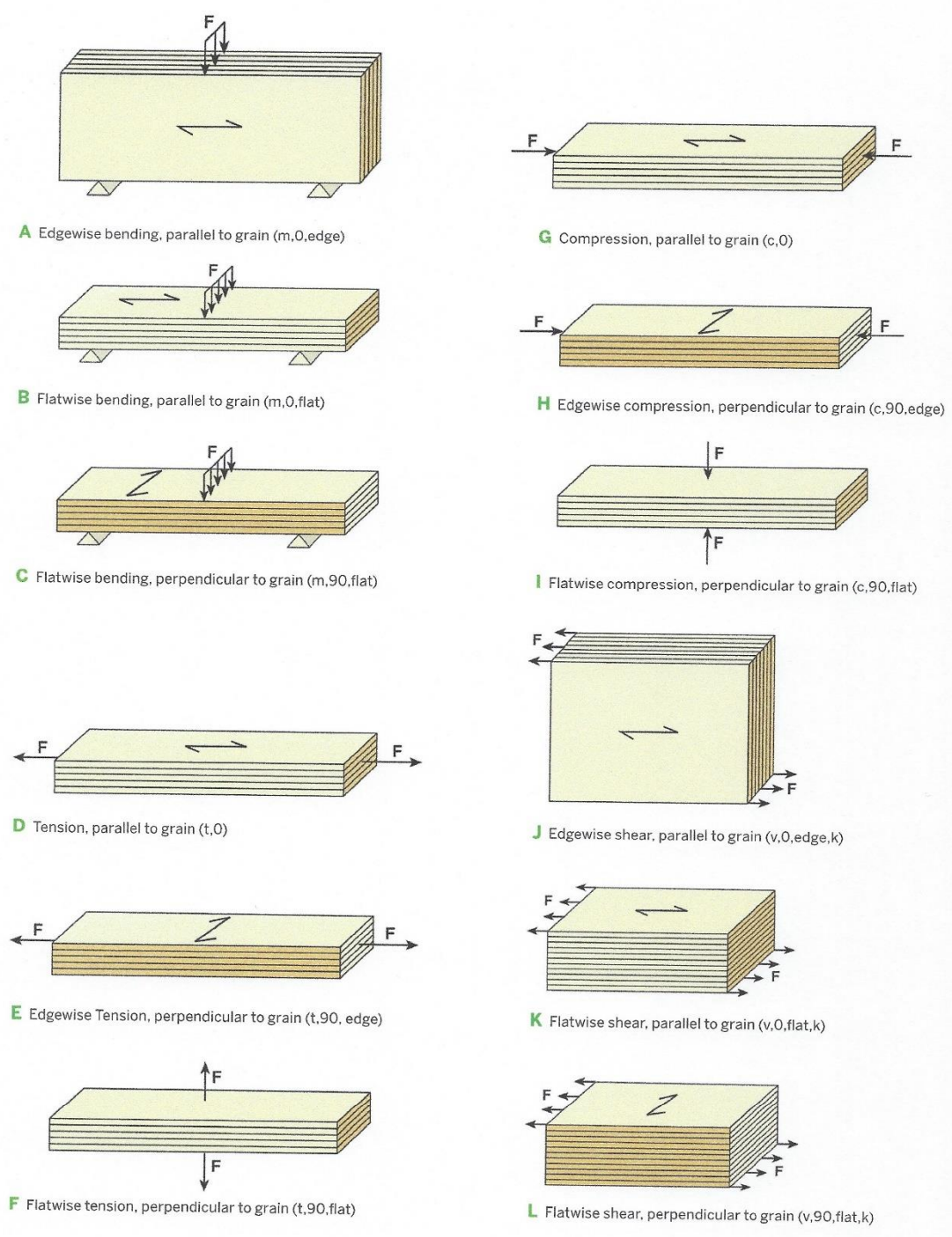


Figure 1. Strength and stiffness orientations (grain direction of the face veneer \longleftrightarrow)

TABLE 5. VENEER LAY-UP FOR KERTO-Q PRODUCT

Nominal thickness [mm]	Number of plies	Lay-up
21	7	I-III-I
21	7	II-I-II
24	8	II-II-II
27	9	II-III-II
30	10	II-III-II
33	11	II-III-II
39	13	II-III-III-II
45	15	II-III-III-II
51	17	II-III-III-II
57	19	II-III-III-III-II
63	21	II-III-III-III-II
69	23	II-III-III-III-II
75	25	II-III-III-III-II

Source: EUFI29-20000676-C

PARTIAL FACTOR FOR THE MATERIAL

Kerto-LVL partial factor $\gamma_M = 1.2$

NOTE.

Defined separately in National Annex for each country, 1.2 is the recommended value in the standard EN 1995.

FACTORS ACCOUNTING FOR THE LOAD DURATION AND MOISTURE CONTENT

The moisture content of the product, the load duration, and the effect of deformations shall be taken into consideration in the design. Strength modification factor k_{mod} and deformation modification factor k_{def} (see Tables 6 and 7) as given in the Eurocode 5 are used in the design.

NOTE.

Changes in moisture content may cause relatively large deformations in wood products and increase creep.

TABLE 6. STRENGTH MODIFICATION FACTOR k_{mod} FOR SERVICE CLASSES AND LOAD DURATION CLASSES

	Permanent action	Long term action	Medium term action	Short term action	Instantaneous action
Service Class 1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Service Class 2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Service Class 3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Source: EN 1995-1-1

TABLE 7. DEFORMATION MODIFICATION FACTOR k_{def}

	Figure 1	Service Class 1	Service Class 2	Service Class 3
Kerto-S: All orientations	A-L	0,60	0,80	2,00
Kerto-Q: Bending edgewise	A	0,60	0,80	2,00
Kerto-Q: Bending flatwise	B, C	0,80	1,00	2,50
Kerto-Q: Other orientations	D-L	0,60	0,80	2,00
Kerto-T: All orientations	A-L	0,60	0,80	2,00
Kerto-Qp: Bending edgewise	A	0,60	0,80	2,00
Kerto-Qp: Bending flatwise	B, C	0,80	1,00	2,50
Kerto-Qp: Other orientations	D-L	0,60	0,80	2,00

Source: EN 1995-1-1

SIZE EFFECT PARAMETER

The effect of the size of the member on the edgewise bending strength and the member's tensile strength values shall be taken into consideration in the design. This is done through the use of the k_h and k_l factors given in Eurocode 5. The values of the size effect parameter s are given in Table 1.

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \\ \left(\frac{300}{h} \right)^s \end{array} \right. \text{ for members subjected to} \\ \text{bending moments stress}$$

$$k_l = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,1 \\ \left(\frac{3000}{l} \right)^s \end{array} \right. \text{ for members subjected to} \\ \text{tension stress parallel to grain}$$

$h \geq 100 \text{ mm}$ = depth of the stressed member
 l = length of the stressed member

EXAMPLE:

Calculated bending strength $f_{m,d}$ for Kerto-S beam
 ($h = 400 \text{ mm}$, Service Class 1, medium term action).

$$f_{m,d} = k_h \cdot k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = \min \left(1,2; \left(\frac{300 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} \right)^{0,12} \right) \cdot \frac{0,8}{1,2} \cdot 44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 28,3 \text{ N/mm}^2$$

FACTOR COMPRESSION PERPENDICULAR TO THE GRAIN

According to statement VTT-S-04402-16 in design of compression perpendicular to the grain, the contact length of Kerto products can be increased as specified in Table 8. Furthermore, the coefficient factor $k_{c,90}$ according to Table 8 can be used.

TABLE 8. CONTACT LENGTH AND COEFFICIENT $k_{c,90}$

Compression	Increasing of the contact length ¹⁾	$k_{c,90}$ ²⁾	
		(a)	(b)
Kerto-S, Kerto-Qp edgewise	15 mm along	1,0	1,2 ⁴⁾
Kerto-S, Kerto-Qp flatwise ³⁾	30 mm along 15 mm across	1,4	1,6
Kerto-Q, edgewise	15 mm along	1,0	1,0
Kerto-Q, flatwise ³⁾	30 mm along 15 mm across	1,4	1,6
Kerto-T, edgewise and flatwise	0 mm along 0 mm across	1,0	1,0

¹⁾ The actual contact length can be increased both sides, but not more than a , l or $l/2$, see Eurocode 5.

Along = contact length parallel to surface veneer grain direction
 Across = contact length perpendicular to surface veneer grain direction

²⁾ Continuous supports (a) and discrete supports (b), where $l_f \geq 2h$, see Eurocode 5.

³⁾ Max. 20% compression is allowed for thicknesses less than 45 mm.

⁴⁾ For Kerto-S edgewise on discrete supports (b):

$$k_{c,90} = \begin{cases} 1,2 & l \leq 100 \text{ mm} \\ 1,4 - l/500 & 100 \text{ mm} < l < 200 \text{ mm} \\ 1,0 & l \geq 200 \text{ mm} \end{cases}$$

FACTOR FOR NOTCHED MEMBERS

Standard EN 1995-1-1 (equation 6.63) gives factor $k_N = 4,5$ for LVL.

According to certificate EUFI29-20000676-C:

- $k_N = 6$ Kerto-S edgewise
- $k_N = 16$ Kerto-Q edgewise

REDUCTION FACTOR FOR VARIOUS LOAD ANGLES

TABLE 9. REDUCTION FACTOR FOR KERTO-Q WHEN A MEMBER IS SAWN AT AN ANGLE α TO THE GRAIN DIRECTION OF THE FACE VENEER

Figure 1		Angle α								
		0°	2,5°	5°	10°	15°	30°	45°	60°	90°
Edgewise bending	A	1.00	0.90	0.75	0.55	0.40	0.25	0.20	0.20	0.22
Flatwise bending	B	1.00	1.00	0.90	0.70	0.50	0.25	0.20	0.20	0.22
Tension, parallel to grain	D	1.00	1.00	0.90	0.70	0.40	0.25	0.20	0.20	0.23
Compression, parallel to grain	G	1.00	1.00	0.90	0.70	0.50	0.35	0.25	0.25	0.35
Modulus of elasticity		1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.15	0.10	0.10	0.23

Intermediate values can be interpolated.

Source: EUFI29-20000676-C

TABLE 10. REDUCTION FACTOR FOR KERTO-S WHEN A MEMBER IS SAWN AT AN ANGLE α TO THE GRAIN DIRECTION OF THE FACE VENEER

Figure 1		Angle α								
		0°	2,5°	5°	10°	15°	30°	45°	60°	90°
Edgewise bending	A	1.00	0.90	0.75	0.45	0.25	0.10	0.05	0.05	0.02
Flatwise bending	B	1.00	0.90	0.80	0.55	0.30	0.10	0.05	0.05	0.02
Tension, parallel to grain	D	1.00	1.00	0.90	0.60	0.30	0.05	0.02	0.02	0.02
Compression, parallel to grain	G	1.00	1.00	0.90	0.65	0.40	0.20	0.17	0.17	0.17
Modulus of elasticity		1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.15	0.05	0.05	0.03

Intermediate values can be interpolated.

Source: EUFI29-20000676-C

This document is property of Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood) and is only applicable when used along with products produced by Metsä Wood. Use of the document for other manufacturer's product is prohibited. Metsäliitto Cooperative is not responsible for application of documents or possible faults in documents. This clause must not be removed. Metsä Wood and Kerto are registered trademarks of Metsäliitto Cooperative (Metsä Wood).



ANEXO 4

Rotina de cálculo em Matlab

Viga
<pre>close all;clear;clc %% % A -----Vigas-----%% %% EL Último % Propriedades Geométricas, físicas e mecânicas l=10; % Comprimento da Viga hl=0.982; % Altura maior; hs=0.315; % Altura menor b=0.075; % Espessura da viga alfa=14.6*pi/180; % inclinação da cobertura 14,6° talfa=tan(alfa); % tangente de alfa 15° l_ef=1.0; % comprimento efetivo E_05g=8.8e+6; % Módulo de Elasticidade para 0,05 Quantil G_05g=0.4e+6; % Módulo de Distorção para 0,05 Quantil E_0gmed=10.5e+6; % Módulo de Elasticidade médio G_0gmed=0.5e+6; % Módulo de Distorção médio Iy=b*hl^3/12; % Momento de Inércia Segundo y-y Iz=b^3*hl/12; % Momento de Inércia Segundo z-z % Momento de Inércia Torsional Itor=b^3*hl*(1/3-0.21*b/hl*(1-b^4/(12*hl^4))); % Fatores dependentes da classe de serviço 2 k_mod_med=0.8; % Factor de modificação k_sys=1; kdef=0.8; % Factor de deformação gm=1.2; % factor parcial de segurança do material LVL kc90=1.0; % Determinação da Flexão: Wy=(b*hl^2)/6; % Modulo de Flexão segundo y-y M_dp=149.24; % Momento resistente de cálculo SAP2000 Tmyd1=M_dp/(Wy); % Tensão máxima de momento da viga % Tensões de cálculo: fmgk=32000; %Resistente de Flexão</pre>

```

% Determinação da tensão de resistência à flexão de projeto:
fmgd=(k_mod_med*k_sys*fmgk)/gm;
%Resistente de Corte
fvgk=4500;
% Determinação da tensão de resistência ao corte de projeto:
fvgd=(k_mod_med*k_sys*fvgk)/gm;
%Resistente de Compressão
fc90gk=9000;
% Determinação da tensão de resistência à compressão de projeto
fc90gd=(k_mod_med*k_sys*fc90gk)/gm;
% Fator de redução de resistência
kma=1/sqrt(1+(fmgd/(1.5*fvgd)*talfa)^2+(fmgd/fc90gd*talfa^2)^2);

% Tensão critica de flexão
Tmg_crit=(pi*sqrt(E_05g*G_05g*Iz*Itor))/(l_ef*Wy);
% Comprimento de encurvadura
L_rel_m=sqrt(kma*fmgk/Tmg_crit);

% Considerar:
% k_crit=1/L_rel_m^2; % se 1,4 < L_rel_m
% k_crit=1.56-0.75*L_rel_m; % se 0.75 < L_rel_m < 1.4
k_crit=1; % se L_rel_m < 0.75

f_myd=k_crit*kma*fmgd; %Tensão critica resistente da viga

%% Verificação ao Corte
Vd=15.702; %12.49; % Esforço de Corte em kN obtido em SAP2000
Tvd=3/2*Vd/(b*hs); % Tensão de corte resistente

%% Verificação a Compressão

Vd=71.44; %59.29; % Esforço de compressão em kN obtido em
SAP2000
lb=b;
Tc90d=Vd/(b*h1);
Tcr90d=Tc90d*kc90;

%% EL Serviço %%
%% Deformações

%deformação instantânea
u_inst=2.289*10^-7; % SAP2000
uv_inst=2.761*10^-7; % SAP2000
v_inst=uv_inst-u_inst;
u_fin=u_inst+v_inst;

w_inst=1/300; % w_inst>u_inst para verificar

r=v_inst/uv_inst*100;
rr=u_inst/uv_inst*100;
r1=(1.2*(E_0gmed/G_0gmed)*(h1/l)^2)*100;
r2=(1.2*(E_0gmed/G_0gmed)*(hs/l)^2)*100;

%% _____ Fim _____ %%

```

Pilar

```

close all;clear;clc

%%
% A -----Pilar-----%%
%% EL Último
% Propriedades Geométricas, físicas e mecânicas
l=4.5;           % Comprimento da Viga
L_ef=1;         % Comprimento efetivo da Viga
hl=0.982;       % Altura maior;
hs=0.320;       % Altura menor
b=0.165;        % Espessura da viga
E_05g=8.8e+6;   % Módulo de Elasticidade para 0,05 Quantil
G_05g=0.4e+6;   % Módulo de Distorção para 0,05 Quantil
E_0gmed=10.5e+6; % Módulo de Elasticidade médio
G_0gmed=0.5e+6; % Módulo de Distorção médio
A=b*hl;
% Momento de Inércia Torsional
Itor=b^3*hl*(1/3-0.21*b/hl*(1-b^4/(12*hl^4)));

%           Eixo y-y           %
Iy=b*hl^3/12;   % Momento de Inércia Segundo y-y
Ley=0.7*l;
Wy=2*Iy/hl;
iy=sqrt(Iy/A);
L_y=Ley/iy;

%           Eixo z-z           %
Iz=b^3*hl/12;   % Momento de Inércia Segundo y-y
Lez=0.7*l;
Wz=2*Iz/hl;
iz=sqrt(Iz/A);
L_z=Lez/iz;

% Fatores dependentes da classe de serviço 2
k_mod_med=0.8; % Fator de modificação
k_sys=1;
kdef=0.8;      % Fator de deformação
gm=1.2;        % fator parcial de segurança do material LVL
ksi2=0.2;      % Fator de segurança da ação Quase-permanente
km=0.7;
Bc=0.1;

% kh fator de forma:
% kh=1.0; se h>300mm
kh=(300/(hl*1000))^0.12; % se 1.2>(300/hl)^0.12
% kh=1.2; se outros

Med_dp=149.24; % Momento resistente de cálculo (SAP2000)
Ned=50.86;     % Esforço Normal resistente de cálculo( SAP2000)
Tmyd1=Med_dp/(Wy); % Tensão máxima de momento da viga

% Tensões de cálculo:
fmgk=32000; %Resistente de Flexão
% Determinação da tensão de resistência à flexão de projeto:
fmgd=(k_mod_med*k_sys*fmgk*kh)/gm;
% Tensão crítica de flexão:

```

```

Tmg_crit=pi*sqrt(E_05g*G_05g*Itor*Iz)/(L_ef*Wy);

% Comprimento de encurvadura:
L_rel_m=sqrt(fmgk/Tmg_crit);

%Considerar:
% k_crit=1/L_rel_m^2; % se 1,4 < L_rel_m
k_crit=1.56-0.75*L_rel_m; % se 0.75 < L_rel_m < 1.4
% k_crit=1; % se L_rel_m < 0.75

fmr_mg=k_crit*fmgd;

%% Compressão Axial

T_c0d=Ned/A; % Tensão de compressão
fc0gk=26000; % Tensão Resistente à Compressão de cálculo
% Determinação da tensão de resistência à compressão de projeto
fc90gd=(k_mod_med*k_sys*fc0gk)/gm;

% Y-Y %
L_rely=L_y/pi()*sqrt(fc0gk/E_05g);
ky=0.5*(1+Bc*(L_rely-0.3)+L_rely^2);
kcy=1/(ky+sqrt(ky^2-L_rely^2));

% Z-Z %
L_relz=L_z/pi()*sqrt(fc0gk/E_05g);
kz=0.5*(1+Bc*(L_relz-0.3)+L_relz^2);
kcz=1/(kz+sqrt(kz^2-L_relz^2));

%Combinação de tensões:

Y=T_c0d/(kcy*fc90gd)+Tmyd1/fmgd; % Y<1.0
Z=T_c0d/(kcz*fc90gd)+km*Tmyd1/fmgd; %Z<1.0
YZ=(Tmyd1/(k_crit*fmgd))^2+T_c0d/(kcz*fc90gd); %YZ<1.0
%% _____ Fim _____ %%

```

Longarinas

```

close all;clear;clc

%%
% A -----Longarinas-----%%
%% EL Último
% Propriedades Geométricas, físicas e mecânicas
l=5.0; % Comprimento da Viga
L_ef=l; % Comprimento efetivo da Viga
lc=l/2;
hl=0.200; % Altura maior;
b=0.07; % Espessura da viga
A=b*hl;
Ainf=0.07*0.07;
E_05g=8.8e+6; % Módulo de Elasticidade para 0,05 Quantil
G_05g=0.4e+6; % Módulo de Distorção para 0,05 Quantil
E_0gmed=10.5e+6; % Módulo de Elasticidade médio
G_0gmed=0.5e+6; % Módulo de Distorção médio

```

```

Itor=b^3*hl*(1/3-0.21*b/hl*(1-b^4/(12*hl^4))); % Momento de Inércia
Torsional

%           Eixo y-y           %
Iy=b*hl^3/12;           % Momento de Inércia Segundo y-y
lc1=5;
Wy=b*hl^2/6;
L_y=sqrt(12)*(lc/hl);

%           Eixo z-z           %
Iz=b^3*hl/12;           % Momento de Inércia Segundo y-y
lc2=5.0;
Wz=b^2*hl/6;
L_z=sqrt(12)*(lc/b);

% Fatores dependentes da classe de serviço 2
k_mod_med=0.8; % Fator de modificação
k_sys=1;
kdef=0.8; % Fator de deformação
gm=1.2; % fator parcial de segurança do material LVL
ksi2=0.2; % Fator de segurança da ação Quase-permanente
km=0.7;
Bc=0.10;
kc90=1.0;

% kh fator de forma:
% kh=1.0; se h>300mm
kh=(300/(hl*1000))^0.12; % se 1.2>(300/hl)^0.12
% kh=1.2; se outros

Medz_dp=3.0; % Momento resistente de cálculo (SAP2000)
Ned=0.15; % Esforço Normal resistente de cálculo(SAP2000)
Medy_dp=0; % Momento resistente de cálculo (SAP2000)
Tmyd=Medz_dp/(Wy); %
Tmzd=Medy_dp/(Wz);

% Tensões de cálculo:
fm0gk=32000; %Resistente de Flexão segundo y-y
% Determinação da tensão de resistência à flexão de projeto:
fm0gd=(k_mod_med*kh*fm0gk)/gm;

fm0zk=36000; %Resistente de Flexão segundo z-z
fm0zd=(k_mod_med*fm0zk)/gm; %Resistente de Flexão segundo z-z

% Tensão crítica de flexão:
Tmg_crit=pi*sqrt(E_05g*G_05g*Iz*Itor)/(L_ef*Wy);

% Comprimento de encurvadura:
L_rel_m=sqrt(kh*fm0gk/Tmg_crit);

%Considerar:
% k_crit=1/L_rel_m^2; % se 1,4 < L_rel_m
k_crit=1.56-0.75*L_rel_m; % se 0.75 < L_rel_m < 1.4
% k_crit=1; % se L_rel_m < 0.75
T_mryd=k_crit*fm0gd;

```

```

%% Compressão Axial

T_c0d=Ned/A; % Tensão de compressão
fc0gk=26000; % Tensão Resistente à Compressão de cálculo
% Determinação da tensão de resistência à compressão de projeto
fc90gd=(k_mod_med*k_sys*fc0gk)/gm;

% Y-Y %
L_rely=L_y/pi()*sqrt(fc0gk/E_05g);
ky=0.5*(1+Bc*(L_rely-0.3)+L_rely^2);
kcy=1/(ky+sqrt(ky^2-L_rely^2));

% Z-Z %
L_relz=L_z/pi()*sqrt(fc0gk/E_05g);
kz=0.5*(1+Bc*(L_relz-0.3)+L_relz^2);
kcz=1/(kz+sqrt(kz^2-L_relz^2));

% %Combinação de tensões:

Y=T_c0d/(kcz*fc90gd)+km*Tmyd/fm0gd+Tmzd/fm0zd; % Y<1.0
Z=T_c0d/(kcy*fc90gd)+Tmyd/fm0gd+km*Tmzd/fm0zd; % Z<1.0
YZ=(Tmyd/(k_crit*fm0gd))^2+T_c0d/(kcz*fc90gd); %YZ<1.0

%% Corte

Vdy=0.24; % Esforço de Corte em kN obtido em SAP2000
Tvd=3*Vdy/(2*A);
fv0gk=4500; %Resistente de Corte
% Determinação da tensão de resistência à flexão de projeto:
f_v0d=(k_mod_med*kh*fv0gk)/gm;

%% Compressão perpendicular ao fio
Fc90d=Vdy;
Tc90d=Fc90d/Ainf;

fc90k=9000;
fcr90d=kc90*fc90k*0.8/1.2;
%% _____ Fim _____ %%

```