

## **Projeto de estruturas em Madeira Lamelada Colada**

**Luís Carlos Coelho Gonçalves**

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

**Júri**

Presidente: Professor Jorge Manuel Calico Lopes de Brito

Orientador: Professor João Paulo Janeiro Gomes Ferreira

Coorientador: Engenheira Helena Maria Pires Cruz

Vogais: Professor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Professor Pedro Miguel Dias Vaz Paulo

**novembro de 2012**



## Resumo

Este trabalho tem por foco o projeto e correta pormenorização de estruturas de Madeira Lamelada Colada (MLC).

Começa-se por fazer uma pequena introdução histórica da utilização da madeira enquanto material de construção e descreve-se a evolução e o fabrico de MLC. Posteriormente, é abordado um dos temas de maior importância no uso da madeira em estruturas: a durabilidade. São mencionadas as principais regras e cuidados construtivos e aborda-se os principais agentes deteriorantes, como os insetos xilófagos ou os fungos. É enfatizada a necessidade de manter um baixo nível de teor de água na madeira, para assegurar o bom desempenho da mesma. Descreve-se, também, a influência da radiação solar na durabilidade e na estabilidade dimensional.

De seguida, aborda-se o comportamento mecânico da madeira, referindo-se às suas principais características como a anisotropia e a capacidade de resistir, tanto à tração, como à compressão. É discutida a importância que a direção das fibras da madeira tem no comportamento dos elementos estruturais. É dado a conhecer o Eurocódigo 5, estabelecendo Estados Limite de Serviço e Últimos a serem cumpridos, assim como as pormenorizações e verificações necessárias às ligações e ao fogo.

Para caso de estudo, foi escolhido o projeto de uma ponte rodoviária, em madeira, para a substituição de outra já existente em betão armado, em fim de vida. Esta solução foi dimensionada para suportar as cargas do tráfego rodoviário, segundo o Eurocódigo 1 parte 2. Foi dada especial atenção à pormenorização da estrutura, no que respeita a escoamento de água, ventilação das peças e proteção da radiação solar direta. Foi ainda feita uma análise económica comparativa, entre a solução proposta e uma solução alternativa em betão armado, de modo a avaliar a competitividade deste tipo de estruturas.

**Palavras-Chave:** Madeira Lamelada Colada; Projeto; Ponte; Custos; Durabilidade.



## Abstract

This work focuses on the design and correct detailing of Glued Laminated Timber (Gluelam) structures.

A brief historical introduction to the use of timber as a construction material is first presented, describing its evolution and manufacturing process. Afterwards, the durability, one of the most important issues regarding timber structures, is addressed. The rules and constructive detailing to be taken in account during the design and construction processes are then explained, regarding the main deteriorating agents such as the xylophage insects or the fungi. Highlighting the need to keep a low timber moisture to prevent an attack from these agents. The influence of the solar radiation in durability and dimensional stability is also approached.

The work then focuses on timber's mechanical behavior, characterized by its anisotropy and its capacity to withstand tension and compression. The Eurocode 5 regulating timber structures design in Europe is presented, focusing on the ultimate and service limit states and on the detailing regarding fire protection and connections.

For the case study, a timber bridge was chosen, with a beam supported deck solution as structural system. This project defines a replacement option for an end-of-life concrete bridge. The timber bridge loading was defined according to the Eurocode 1 part 2 to support full traffic weight. Special attention was given to structure detailing, concerning water flow, member ventilation and direct sunlight protection. A cost comparison was also performed, between the proposed timber bridge and a reinforced concrete alternative.

**Keywords:** Glue Laminated Timber; Design; Bridge; Costs; Durability.



## Agradecimentos

A toda as pessoas que tornaram possível o sucesso deste trabalho, quero manifestar o meu mais sincero agradecimento.

Em primeiro lugar, quero agradecer aos meus pais por todo o alento, carinho e compreensão que me concederam ao longo da minha vida. Endereço também uma palavra terna a Tânia Calado pelo apoio e amizade demonstrados.

Agradeço ao meu orientador Professor João Ferreira e coorientadora Engenheira Helena Cruz a disponibilidade, o interesse e a ajuda prestados ao longo da realização deste trabalho, sem os quais não teria sido possível.

Quero também agradecer a todos os meus amigos e colegas, que me acompanharam e alegraram neste percurso académico.





# Conteúdo

Resumo .....	ii
Abstract.....	iv
Agradecimentos.....	vi
Índice de Figuras .....	x
Índice de Tabelas .....	xii
Índice de Abreviaturas.....	xiv
1 Introdução.....	2
1.1 Enquadramento geral .....	2
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Organização do documento .....	3
2 Madeira Lamelada Colada .....	4
2.1 História e tecnologia .....	4
2.1.1 Os precedentes da Madeira lamelada colada.....	4
2.1.2 A MLC em Portugal .....	7
2.1.3 A tecnologia da MLC .....	8
2.1.4 Tecnologias inovadoras.....	9
2.2 Fabrico.....	11
2.2.1 Descrição geral.....	11
2.2.2 Requisitos .....	12
2.2.3 Madeira.....	13
2.2.4 Visita à Fabrica Bernardino e Mendes .....	15
2.3 Utilizações da MLC.....	17
3 Utilização de Madeira Lamelada Colada em pontes.....	20
3.1 Tipos de pontes .....	20
3.2 Utilização no exterior e durabilidade .....	22
3.2.1 Durabilidade.....	22
3.2.2 Estabilidade dimensional.....	30
4 Comportamento estrutural.....	32
4.1 Propriedades Mecânicas .....	32
4.1.1 Considerações gerais.....	32
4.1.2 Tração e Compressão .....	32
4.1.3 Flexão .....	33
4.1.4 Corte .....	33

4.1.5	Resistência a esforços dinâmicos .....	33
4.1.6	Fluência .....	33
4.2	O Eurocódigo 5 (EC5) .....	34
4.2.1	Variáveis de Dimensionamento .....	35
4.2.2	Estados limite EN 1995-1-1 .....	36
4.2.3	Ligações .....	49
4.2.4	Comportamento ao fogo EN 1995-1-2 .....	67
4.2.5	Pontes em madeira, segundo EN 1995-2 .....	69
5	Caso de estudo .....	80
5.1	Ações e condições de serviço .....	80
5.2	Sistema estrutural e pré dimensionamento .....	83
5.2.1	Solução 1 .....	83
5.2.2	Solução 2 .....	86
5.2.3	Solução 3 .....	87
5.2.4	Escolha da Solução .....	87
5.3	Dimensionamento .....	88
5.3.1	Estados limite últimos .....	88
5.3.2	Estados limite de serviço .....	92
5.3.3	Ligações .....	94
5.4	Custos .....	98
5.5	Pormenorização .....	102
5.6	Durabilidade .....	104
6	Conclusões e perspectivas de desenvolvimentos futuros .....	106
6.1	Conclusões .....	106
6.2	Perspectivas de desenvolvimentos futuros .....	108
7	Bibliografia .....	110
8	Anexos .....	114
	Anexo A – Peças desenhadas .....	115
	Apoio interior .....	116
	Perfil longitudinal .....	117
	Perfil longitudinal .....	118
	Pormenor apoio extremidade .....	119
	Alçado vão tipo .....	120
	Anexo B – Cálculos .....	121

## Índice de figuras

Figura 1 – Detalhe do elemento estrutural de l’Orme .....	4
Figura 2 – A invenção de Hetzer .....	5
Figura 3 – Estação de comboios de Estocolmo .....	5
Figura 4 – Ponte sobre o Danúbio .....	6
Figura 5 – Pormenor na construção do tabuleiro .....	6
Figura 6 – Ponte suspensa sobre o rio Elba com camada de “sacrifício” .....	7
Figura 7 – Construção do Pavilhão Atlântico .....	7
Figura 8 – Cobertura Fórum Montijo (3) .....	8
Figura 9 – Painel de CLT .....	9
Figura 10 – Aperto recorrendo a fitas plásticas .....	9
Figura 11 – Os vários provetes utilizados na investigação (13) .....	10
Figura 12 – a) MLC horizontal e b) MLC vertical .....	11
Figura 13 – Defeitos removidos .....	14
Figura 14 – Criação dos Finger-joints .....	15
Figura 15 – Extremidade já acabada .....	15
Figura 16 – União com prensa hidráulica .....	15
Figura 17 – Colocação das lamelas para prensagem .....	16
Figura 18 – Aplicação da tensão de aperto .....	16
Figura 19 – Exemplo de peças de MLC finalizadas .....	16
Figura 20 – Velódromo Nacional em Anadia (18) .....	17
Figura 21 – Ponte Quinta do Lago (14) .....	17
Figura 22 – Pavilhão para autoclave, em Oliveira de Frades (14) .....	18
Figura 23 – estruturas de apoio à piscina, em Porto Santo .....	18
Figura 24 – Passagem superior em Ikast, Dinamarca (37) .....	20
Figura 25 – Passagem para peões em Simmern, Alemanha (38) .....	21
Figura 26 – Ponte em Rovaniemi, Finlândia (15) .....	21
Figura 27 – Ponte em Vihansen, Finlândia (15) .....	21
Figura 28 – Ponte em Sromowce Nizne, Polónia (15) .....	22
Figura 29 – Fluxograma de decisão .....	28
Figura 30 – Representação das direções perpendiculares ao fio .....	31
Figura 31 – Influência da duração na resistência .....	34
Figura 32 – Esquematização das componentes da deformação .....	38
Figura 33 – Valores recomendados para a e b .....	40
Figura 34 – Compressão perpendicular ao fio em apoio contínuo (a) e pontual (b) .....	44
Figura 35 – Compressão a um ângulo $\alpha$ .....	45
Figura 36 – Desprezo de forças concentradas perto do apoio .....	48
Figura 37 – Ligação entalhada .....	49

Figura 38 – Pregos anelares (24) .....	50
Figura 39 – Placa de ligação dentada tipo “Bulldog” (24) .....	50
Figura 40 – Pormenorização dos espaçamentos.....	52
Figura 41 – Pormenorização dos espaçamentos.....	52
Figura 42 – Parafuso ao corte pelo liso.....	54
Figura 43 – Parafuso ao corte pela rosca .....	54
Figura 44 – Pormenor espaçamento parafusos, em alçado (15).....	55
Figura 45 – Pormenor espaçamento parafusos, em topo (15) .....	55
Figura 46 – Pormenor espaçamento parafusos, em alçado (15) .....	55
Figura 47 – Ligação anelar (26) .....	58
Figura 48 – Ligação ao corte duplo com anéis .....	59
Figura 49 – Chapa denteada (37) .....	61
Figura 50 – Modos de rotura da teoria de Johansen; (1) corte simples; (2) corte duplo .....	63
Figura 51 – Modos de rotura aço-madeira .....	64
Figura 52 – Secção efectiva de uma viga sujeita ao fogo.....	65
Figura 53 – Fluxograma para verificação ao fogo.....	66
Figura 54 – Exemplos de tabuleiros em madeira lamelada .....	68
Figura 55 – Painel de CLT (40) .....	69
Figura 56 – Dispersão das cargas concentradas.....	69
Figura 57 – Coeficiente $k_{sys}$ .....	71
Figura 58 – Coeficiente $k_{vert}$ .....	74
Figura 59 – Coeficiente $k_{lat}$ .....	75
Figura 60 – Ponte Joaquim Casanova do Bêco.....	76
Figura 61 – Perfil tipo da ponte .....	79
Figura 62 – Comparação de utilização de madeira entre soluções.....	83
Figura 63 – Envoltente de carga do MC1 fadiga, esforço transverso .....	87
Figura 64 – Envoltente de carga do MC1 fadiga, momento flector .....	87
Figura 65 – Pormenorização da ligação tipo.....	91
Figura 66 – Parcelas dos custos da Solução Madeira .....	95
Figura 67 – Parcelas dos custos da Solução Betão Armado.....	96
Figura 68 – Comparação dos custos parciais e total das duas soluções .....	96
Figura 69 – Perfil da Via.....	98
Figura 70 – Pormenor ligação poste .....	98
Figura 71 – Camada de sacrifício .....	99
Figura 72 - Pormenor junta de dilatação .....	100

## Índice de tabelas

Tabela 1 – Valores máximos de percentagem de delaminação .....	12
Tabela 2 – Valores mínimos de rotura da madeira ao corte .....	12
Tabela 3 – Espessuras e secções máximas das lamelas em peças prismáticas.....	13
Tabela 4 – Especificações mínimas para o material utilizado nas ligações .....	23
Tabela 5 – Correspondência entre classes de risco .....	24
Tabela 6 – Ocorrência dos agentes biológicos nas classes de risco .....	26
Tabela 7 – Resumo das classes de risco para a madeira maciça, condições de humificação e agentes biológico que a atacam.....	27
Tabela 8 – Fungos lenhívoros .....	29
Tabela 9 – Durabilidade natural de algumas espécies e respectiva impregnabilidade .....	30
Tabela 10 – Retração para algumas espécies resinosas .....	31
Tabela 11 – Classes de duração das cargas e respetivos fatores $k_{mod}$ .....	35
Tabela 12 – Limites máximos de deformações segundo o EC 5.....	38
Tabela 13 – Valores de $k_{def}$ para as classes de serviço .....	39
Tabela 14 – Valores de $K_{ser}$ .....	41
Tabela 15 – Relação entre comprimentos efetivos e comprimentos de vão .....	46
Tabela 16 – Espaçamentos mínimos para pregos.....	51
Tabela 17 – Valores de $k_{ef}$ .....	53
Tabela 18 – Espaçamentos mínimos para parafusos de enroscar.....	55
Tabela 19 – Espaçamentos mínimos para cavilhas e parafusos de porca.....	57
Tabela 20 – Máxima contribuição do efeito de arranque .....	63
Tabela 21 – Coeficientes parciais de segurança para os materiais empregues em pontes .....	67
Tabela 22 – Ângulo de dispersão $\beta$ .....	70
Tabela 23 – Fator de correção $a$ .....	70
Tabela 24 – Fatores do tipo de fadiga.....	73
Tabela 25 – Classes de conforto.....	75
Tabela 26 – Valores das cargas do Modelo de Carga 1 .....	77
Tabela 27 – Valores de $\psi$ .....	77
Tabela 28 – Classes de serviço consideradas.....	77
Tabela 29 – Propriedades da MLC clase GI 28h .....	77
Tabela 30 – Propriedades do CLT e do betão betuminoso .....	78
Tabela 31 – Ações do EC1 - Modelo de carga 1 para faixa de 3 m .....	79
Tabela 32 – Carregamentos para o modelo de carga 1 da fadiga .....	87
Tabela 33 – Espaçamentos entre parafusos.....	93
Tabela 34 – Comparação de cargas entre soluções .....	94
Tabela 35 – Custos parciais Solução Madeira.....	94

Tabela 36 - Custos parciais Solução Betão Armado .....	95
Tabela 37 - Custos Materiais.....	97

## Índice de abreviaturas

$A$	Área da secção transversal;
$A_{ef}$	Área da secção transversal efetiva;
$a_1$	Espaçamento entre ligadores de uma fiada;
$a_2$	Espaçamento entre fiadas de ligadores;
$a_{3,c}$	Distância entre um ligador e o topo não carregado;
$a_{3,t}$	Distância entre um ligador e o topo carregado;
$a_{4,c}$	Distância entre um ligador e o bordo não carregado;
$a_{4,t}$	Distância entre um ligador e o bordo carregado;
$\alpha$	Ângulo com a direção das fibras
$b$	Largura;
$b_w$	Largura de dispersão;
CEN	Comité Europeu para a Normalização
Classe E	Classe de pinho para Estruturas
Classe EE	Classe de pinho Especial para Estruturas
CLT	Cross Laminated Timber
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer
CT	Comité Técnico
C##	Madeira de origem resinosa para estruturas da classe ##
D##	Madeira de origem folhosa para estruturas da classe ##
$d$	Diâmetro;
$d_1$	Diâmetro da pré-furação de um ligador;
$E_{0,05}$	Quinto percentil do módulo de elasticidade;
$E_d$	Módulo de elasticidade de dimensionamento;
$E_{mean}$	Módulo de elasticidade médio;
EC5	Eurocódigo 5
EN	Norma Europeia
$F$	Força;
$F_{ax,Ed}$	Força de arranque aplicada a um ligador, de cálculo;
$F_{ax,Rd}$	Resistência de arranque aplicada a um ligador, de cálculo;
$F_{ax,Rk}$	Força de arranque aplicada a um ligador, característica;
$f_{ax,k}$	Resistência de arranque característica;
$f_{c,0,d}$	Resistência de cálculo à compressão paralela às fibras
$f_{c,90,k}$	Resistência de cálculo à compressão perpendicular às fibras
$f_{head,k}$	Resistência característica ao arranque da cabeça em pregos;
$f_1$	Frequência fundamental
$f_{m,k}$	Resistência característica à flexão
$f_{t,0,k}$	Resistência característica à tração paralela às fibras

$f_{t, 90, d}$	Resistência característica à tração perpendicular às fibras
$f_{v, d}$	Resistência de cálculo ao corte
FRP	Fiber Reinforced Polimer
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polimer
GL## h	Madeira lamelada colada homogénea da classe ##
GL## c	Madeira lamelada colada composta da classe ##
$h$	Altura, profundidade
$h_{ef}$	Altura efetiva
ISO	International Standartization Organization
$k_{crit}$	Fator utilizado para a encurvadura lateral
$k_{def}$	fator de deformação
$k_h$	fator de correção da resistência para a altura
$k_m$	fator que considera a redistribuição de esforços de flexão numa secção
$k_{mod}$	fator de Modificação para a duração das cargas e teor de água
$k_r$	fator de redução
$k_{shape}$	fator dependente da forma da secção transversal
$k_{sys}$	fator de resistência do sistema
$k_{vol}$	fator de Volume
LVL	Laminated Veneer Lumber
$l$	Vão, comprimento
$l_{ef}$	Comprimento efetivo
MLC	Madeira Lamelada Colada
MUF	Melanina ureia Formaldeído
$m$	Massa
NP	Norma Portuguesa
$n_{40}$	Número de frequências abaixo de 40 Hz
$n_{ef}$	Número efetivo de ligadores
OSB	Oriented Strand Board
PRF	Fenol-Resorcinol-Formaldeído
PUR	Poliuretano
$t$	Espessura
$t_{pen}$	Profundidade de cravação
$u_{creep}$	Deformação por fluência
$u_{fin}$	Deformação final
$u_{inst}$	Deformação instantânea
$v$	Velocidade de resposta unitária
$w_c$	Contra flecha
%vol	Percentagem de Volume
%hum	Percentagem de Humidade



## Letras gregas

$\gamma_m$	Coeficiente parcial de segurança para os materiais
$\rho_k$	Densidade característica
$\rho_m$	Densidade média
$\sigma_{c,0,d}$	Tensão de compressão paralela às fibras, de cálculo
$\sigma_{c,\alpha,d}$	Tensão de compressão a um ângulo $\alpha$ das fibras, de cálculo
$\sigma_{m,y,d}$	Tensão de flexão segundo o eixo y, de cálculo
$\sigma_{m,z,d}$	Tensão de flexão segundo o eixo z, de cálculo
$\sigma_{m,\alpha,d}$	Tensão de flexão a um ângulo $\alpha$ das fibras, de cálculo
$\sigma_{t,0,d}$	Tensão de tração paralela às fibras, de cálculo
$\sigma_{t,90,d}$	Tensão de tração perpendicular às fibras, de cálculo
$\tau_d$	Tensão de corte, de cálculo
$\zeta$	Coeficiente de amortecimento



# 1 Introdução

## 1.1 Enquadramento geral

A madeira foi um dos primeiros materiais a ser utilizado pelo Homem para construir, por ser de fácil obtenção, simples de trabalhar e muito versátil. Foi um material muito utilizado até há relativamente pouco tempo, especialmente para coberturas e pisos de edifícios. Com a introdução de materiais como o aço e o betão, a madeira passou a ser menos utilizada nestes elementos, por não se mostrar capaz de rivalizar com as vantagens trazidas por estes desenvolvimentos tecnológicos.

Com o surgimento da Madeira Lamelada Colada (MLC), a madeira deu o “salto” tecnológico tornando-se um material capaz de competir com os materiais atualmente utilizados e de satisfazer as necessidades dos projetistas que procuram uma abordagem mais inovadora.

Desde a queda em desuso da madeira que muitos preconceitos se instalaram, como a ideia da rápida degradação destas estruturas ou da facilidade de as mesmas entrarem em combustão. A estes obstáculos à utilização de estruturas de madeira, juntou-se a perda de conhecimento técnico, que se fez sentir dado o hiato do uso deste material na construção.

Pretende-se, com a presente dissertação, descrever o funcionamento deste material e condensar o conhecimento essencial para o correto dimensionamento e projeto da madeira, particularizando o caso da MLC.

## 1.2 Objetivos

O principal objetivo desta dissertação é o de dar um contributo para a formação do autor em estruturas de madeira, particularizando para o caso da Madeira Lamelada Colada. Pretende-se aplicar os conhecimentos obtidos no projeto de uma ponte rodoviária, realçando os pormenores necessários para o bom funcionamento deste tipo de estruturas.

Esta dissertação terá, também, como objetivo a avaliação dos custos do projeto em MLC estabelecendo a sua comparação com um projeto alternativo em betão armado, de modo a poder comprovar a competitividade destas estruturas, não só no caso de pontes com tráfego pedonal, mas também com tráfego rodoviário.

### 1.3 Organização do documento

Esta dissertação está dividida em seis capítulos, encontrando-se no primeiro a introdução ao tema da dissertação e os principais objetivos da mesma.

No segundo capítulo faz-se um breve resumo da história da Madeira Lamelada Colada e aborda-se o seu processo de fabrico. É também descrita a visita à fábrica da Bernardino e Mendes

De seguida, no terceiro capítulo, descreve-se as várias aplicações da MLC em pontes e aborda-se a utilização da madeira no exterior, a sua durabilidade e respetivos tratamentos.

A caracterização mecânica da madeira é efetuada no quarto capítulo, assim como são também apresentadas as regras de dimensionamento segundo a legislação em vigor.

A apresentação e projeto do caso de estudo são efetuados no quinto capítulo, sendo ainda realizada a estimativa de custos do projeto e respectiva comparação com as estruturas em betão.

Para finalizar, no sexto capítulo, são apresentadas as conclusões e as perspetivas de desenvolvimentos futuros.

## 2 Madeira Lamelada Colada

### 2.1 História e tecnologia

Desde a Antiguidade que se utilizam três materiais básicos de construção: a pedra, a terra e a madeira. Apenas no séc. XIII, se começou a utilizar o ferro, na construção. Até essa época, a madeira era o único material utilizado, capaz de resistir à tração e à compressão, permitindo assim vencer os vãos de pontes e coberturas.

#### 2.1.1 Os precedentes da Madeira lamelada colada

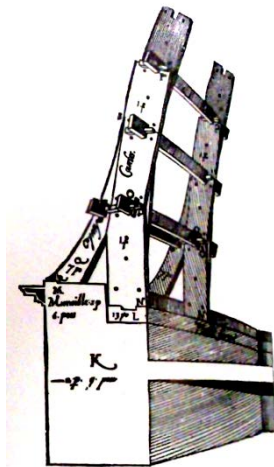


Figura 1 - Detalhe do elemento estrutural de l'Orme [1]

Inicialmente, nas estruturas em madeira, eram utilizadas, unicamente, peças maciças contínuas, mas dada a necessidade de vencer maiores distâncias que as permitidas pelo tamanho das árvores, em 1561, o arquiteto francês Philibert l'Orme criou um elemento estrutural em “madeira composta”, constituído por três pranchas de madeira interligadas por cavilhas, também em madeira, Figura 1. Este elemento foi então utilizado por l'Orme para criar várias cúpulas, destacando-se a cúpula do Convento de Montmartre, em Paris, com um vão de cerca de 60m. Desde então vários outros sistemas do mesmo género foram criados utilizando ligações mecânicas de madeira ou ferro.

Em 1860 foi edificada a primeira estrutura em madeira lamelada colada, no King Edward College, Southampton, criando um salão com arcos contínuos. Mas este foi um evento isolado, até a massificação por Otto Hetzer, na Alemanha, de vigas lamelada coladas, em 1900. Este súbito crescimento deveu-se a uma rápida expansão da construção levando à escassez de vigas de madeira maciça de grande secção para os pavimentos dos edifícios de habitação. A solução de Hetzer passou pelo aumento da secção de vigas mais pequenas, através de um corte parabólico, por

se pensar manter maior resistência, das mesmas, seguido da inserção e colagem de um elemento de “enchimento”, Figura 2.

Em 1909 as patentes para o fabrico de vigas em Madeira Lamelada Colada (MLC) foram compradas a Hetzer pela companhia Ternier & Chopard, divulgando este material por toda a Suíça, que viria ser utilizado como solução para coberturas como a arena de São Moritz ou a universidade de Zurique.

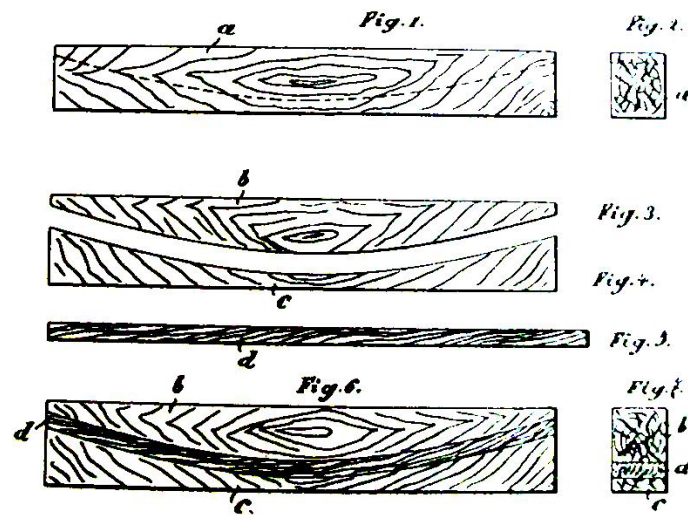


Figura 2 - A invenção de Hetzer [1]

Foi pela empresa Kornerup-Koch que, em 1914, a MLC chegou à Dinamarca, onde a título de exemplo, foi realizada uma ponte rodoviária em Copenhaga. A construção em MLC sofreu então um forte crescimento, impulsionado pela escassez de aço provocada pela Primeira Grande Guerra, sendo criadas grandes obras como a Estação Central de Estocolmo, Figura 3.



Figura 3 - Estação de comboios de Estocolmo [1]

Na Holanda, G. J. Horsting foi um grande exportador das estruturas em MLC, levando-as aos quatro cantos do mundo como o Suriname, as Antilhas, a Colômbia e a África do Sul, edificando hangares e fábricas feitos neste material.

Esta tecnologia chegou à América do Norte em 1920, quando o Departamento da Agricultura e Florestas dos EUA enviou um observador à Suíça para avaliar este tipo de construção. Mas só em 1934 estes conhecimentos foram utilizados, na “Assembly Hall” de uma escola em Peshtigo, Wisconsin. Os resultados positivos desta experiência levaram a que desde então muitas coberturas de igrejas, pavilhões desportivos e fábricas passassem a ser construídos com MLC.

O sistema de Hetzer foi também prontamente utilizado em pontes em arco, já que, inicialmente, se mostrava uma alternativa mais económica que as concorrentes, em betão armado, tendo como exemplo a ponte sobre o rio Wiese perto de Basília, em 1910, com um vão de 33m. Mas rapidamente esta vantagem económica desapareceu quando se teve que realizar grandes intervenções de manutenção, durante a vida útil da estrutura, levando assim ao abandono da construção de pontes em MLC. Apenas em 1986, foi retomado este uso, com a construção de uma ponte em MLC, levada a cabo pelo arquiteto Richard Dietrich e pelos engenheiros Brünnighoff e Rampf, que criaram uma passagem pedonal de 190 m de extensão, Figura 4, sendo o maior vão de 73m, utilizando 9 vigas com a extensão da própria ponte. Mas depararam-se com um grande problema, as vibrações. Solucionaram este problema aumentando a rigidez do tabuleiro, recorrendo a dois métodos, a sobreposição de duas camadas diagonalmente no tabuleiro, Figura 5, e a utilização de ligações resistentes à distorção entre as vigas. [1]



**Figura 4 - Ponte sobre o Danúbio [1]**



**Figura 5 - Pormenor na construção do tabuleiro**

[1]

Quanto à durabilidade da madeira em pontes, depende de muitos fatores, mas um fator importante é a exposição das mesmas à água. Para tal várias soluções foram utilizadas. Em 1988 foi criada uma passagem pedonal em Remseck, Alemanha, que tem uma cobertura de vidro, em toda a

sua extensão. Já em 1997, em Magdeburg, Alemanha, numa ponte suspensa sobre o rio Elba, Figura 6, optou-se por utilizar uma camada de “sacrifício”, em pinho que cobre a estrutura em MLC, que impede os agentes deteriorantes de alcançar a estrutura, enquanto ao tabuleiro é aplicada uma camada de resina epoxídica com areia para melhorar a aderência e selar a superfície. [1]



**Figura 6 - Ponte suspensa sobre o rio Elba com camada de “sacrifício” [1]**

### **2.1.2 A MLC em Portugal**

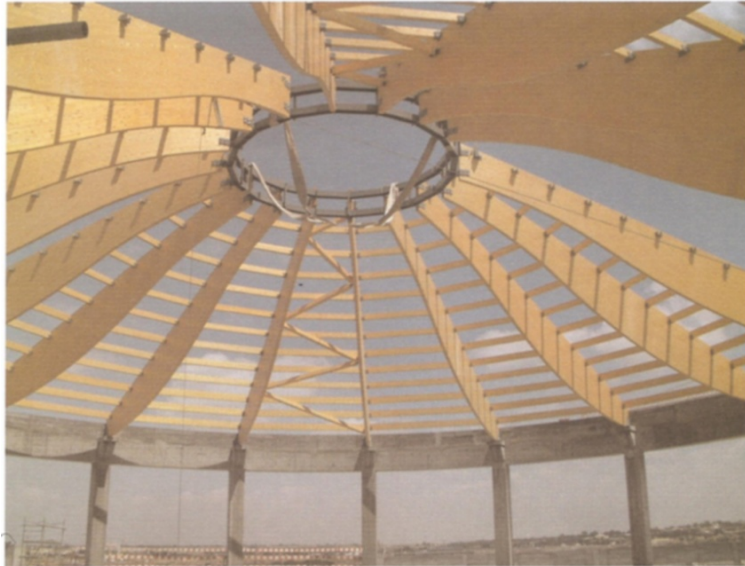
Em Portugal, até aos anos 80-90 do século passado, as estruturas de madeira tinham pouca expressão na construção nacional, devido à noção existente de que estas eram pouco duráveis e muito suscetíveis ao fogo. Com a introdução da cobertura do Pavilhão Atlântico, Figura 7, primeira grande estrutura de madeira lamelada colada (MLC), começou-se a notar as vantagens deste material [2].



**Figura 7 - Construção do Pavilhão Atlântico [3]**



Depois desta estrutura, muitas outras surgiram, principalmente em centros comerciais, Figura 8, piscinas e algumas passagens para peões, apresentando nas piscinas uma grande vantagem perante outros materiais, a sua resistência ao ataque químico por parte dos tratamentos utilizados na água.



**Figura 8 - Cobertura do Fórum Montijo [4]**

### 2.1.3 A tecnologia da MLC

Quanto à tecnologia empregue no fabrico de MLC, esta tem evoluído, principalmente, em duas frentes: a colagem e a junção das peças. As colas para madeira utilizadas foram evoluindo, principalmente com a introdução de resinas sintéticas, dado que até sensivelmente ao meio do século XX [5] utilizava-se maioritariamente a caseína, uma proteína natural presente no leite. Desde então tem-se utilizado principalmente o fenol-resorcina-formaldeído (PRF), mas também se usa a ureia-formaldeído como colas [6]. Mais recentemente, com a imposição de limites para o uso de formaldeído, devido às suas emissões perigosas quando queimado, têm surgido alternativas como a cola de poliuretano (PUR) e a melamina.

Quanto à interligação dos componentes, utiliza-se a ligação por *finger joints*, para a junção das lamelas topo a topo. Esta ligação permite obter uma resistência característica à flexão, da ligação, igual ao respetivo valor da madeira a unir, segundo a norma EN 385 [7], eliminando assim quaisquer compromissos entre tamanho e resistência de uma peça de MLC.

As madeiras utilizadas na produção de MLC são, normalmente a madeira de Resinosas, com maior disponibilidade, tais como o Espruce, o Abeto e o Pinho Bravo.

Mais recentemente, desenvolveu-se uma tecnologia derivada da MLC, o CLT, *Cross Laminated Timber* ou Madeira Lamelada Cruzada (Figura 9). O CLT é um painel com varias camadas de madeira, normalmente 3 a 7 camadas, coladas perpendicularmente entre si, de modo a uniformizar a resistência nas duas direções.



**Figura 9 - Painel de CLT [8]**

Estes painéis são utilizados em modo de pré-fabricação, para lajes e paredes, unidos por conectores metálicos, criando assim um sistema de construção rápida.

O seu desenvolvimento teve lugar em Lausanne e em Zurique, na Suíça, no início dos anos 90, mas a sua grande entrada no mercado fez-se só depois de 2000, com a introdução de novos requisitos para as construções, designadamente maior eficiência térmica e acústica, e também com a nova tendência de criar edifícios menos agressivos para o meio ambiente [9].

#### **2.1.4 Tecnologias inovadoras**

Diferentes ideias, têm sido avançadas para possíveis desenvolvimentos futuros, como técnicas de fabrico alternativas, métodos de reforço por FRP (Plásticos Reforçados por Fibras) [10] e por aço [11], entre outros.

Abordagens diferentes ao fabrico têm surgido, como a utilização de fitas plásticas para o aperto manual das lamelas durante a colagem conforme proposto por Poutanen [12], Figura 10, que permitem maior facilidade de fabrico e menores custos de equipamento, mas por outro lado são só adequadas a colas que necessitem de baixas pressões de aperto, da ordem de 0,1MPa, como o PUR e causam esmagamento dos cantos nas zonas de aperto [12].



**Figura 10 - Aperto recorrendo a fitas plásticas [12]**

Em Portugal tem-se procurado a utilização de madeiras nacionais como o pinho bravo para a produção de MLC, dado esta ser uma madeira capaz de ser tratada em profundidade com agentes preservadores, apresenta assim a possibilidade de emprego da mesma em estruturas em ambientes mais agressivos, como classes de risco 3 e 4 [13], estudou-se ainda interação entre produtos preservadores e as colas utilizadas na mesma produção [14], obtendo-se resultados positivos.

Estudos de utilização de MLC com reforços em FRP's e em aço têm sido realizados com resultados positivos [15] [16] onde se destaca o caso dos investigadores portugueses Ribeiro *et al.* [17]. Nesta investigação estudou-se a utilização de GFRP (Glass Fiber Reinforced Polimers) em três alternativas: nas linhas de colagem das lamelas, caso b) da Figura 11, com uma tira horizontal ao longo do comprimento na zona tracionada, caso c) da mesma figura, e uma tira vertical ao longo comprimento também na zona tracionada, caso d), utilizou-se ainda uma viga sem qualquer tipo de reforço para referência, caso a).

Em qualquer um dos casos, houve um aumento da tensão de rotura e uma redução da dispersão de resultados para as peças reforçadas. As mesmas apresentam também maior ductilidade. Dentro das peças reforçadas foi o caso c), lamela horizontal, que apresentou melhores resultados, cerca de 20% maior tensão de rotura e 40% maior módulo de elasticidade. [17]

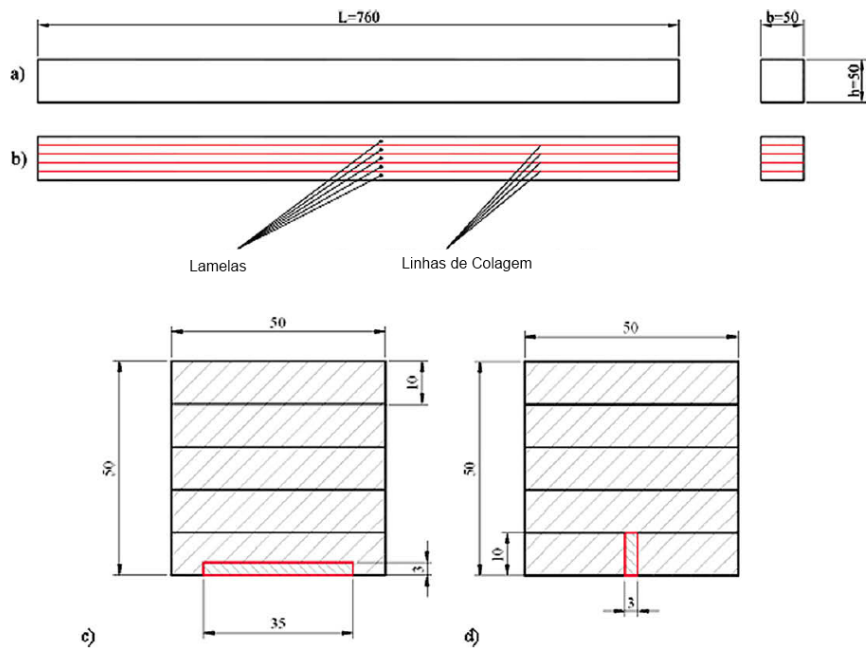


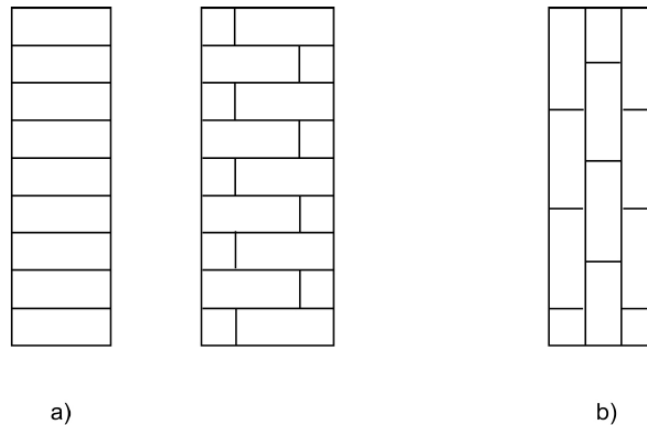
Figura 11 - Os vários provetes utilizados na investigação, por Ribeiro *et al.* [17].

- a) Sem GFRP; b) Com GFRP nas linhas de colagem
- c) Com uma tira horizontal na lamela inferior
- d) Com uma tira vertical na lamela inferior

## 2.2 Fabrico

### 2.2.1 Descrição geral

A madeira lamelada colada (MLC) é obtida pela colagem de uma série de lamelas, todas com as fibras orientadas no mesmo sentido, com a finalidade de obter uma única peça maciça com qualquer dimensão pretendida e com resistência conhecida. Com a intenção de garantir a segurança e níveis mínimos de qualidade, foram criadas as normas europeias EN 386 [18], que regula o processo de fabrico, e EN 14080 [19], que regula as características da MLC para estruturas. Estas normas foram feitas pelo CEN, Comité Europeu para a Normalização, estabelecendo assim os requisitos necessários para o fabrico e uso de MLC. A norma EN 386 é aplicável a produtos com lamelas com menos de 45mm de espessura e orientadas segundo os seguintes diagramas:



**Figura 12 – a) MLC horizontal e b) MLC vertical [18]**

### 2.2.2 Requisitos

A madeira deve ser classificada segundo a norma EN 14081 [20], em que é definido o sistema de classificação segundo a resistência por dois métodos: visual e mecânica. A classificação visual baseia-se essencialmente na limitação de defeitos nas peças, como nós, fissuras, empenos, ataques biológicos, fio inclinado e taxa de crescimento, já a classificação mecânica passa pela estimativa da capacidade resistente pelo Módulo de Elasticidade, obtido pela reflexão da lamela. Ou seja a lamela passa por um determinado número de rolos, que têm sensores de força, com uma deformação imposta conhecida. São também obtidas amostras de cada lote para a realização de ensaios destrutivos de caracterização

A cola a ser utilizada deve ser escolhida em função das condições de serviço, conforme descritas na EN 1995-1-1 [21], de modo a obter juntas duráveis e resistentes. As colas do tipo I podem ser utilizadas para condições de serviço de interiores, já as colas do tipo II podem ser utilizadas em qualquer situação. As juntas topo a topo entre lamelas devem apresentar uma resistência característica à flexão igual à da madeira utilizada, respeitando a norma EN 385 [7].

Devem ser feitos, também, controlos de fabrico à integridade e resistência das linhas de colagem segundo as normas EN 391 [22], para estruturas da classe 3, e EN 392 [23], para estruturas da classe 1 e 2, ensaiando assim a delaminação que ocorre após um determinado numero de cargas e descargas. Os valores devem estar dentro da Tabela 1.

Os métodos A, B e C referem-se a ciclos de impregnação em autoclave, de água, e a sucessiva secagem dos provetes. A diferenciação entre os diferentes métodos centra-se nos tempos de impregnação e secagem.

**Tabela 1 - Valores máximos de percentagem de delaminação [18]**

Método	Tipo de adesivo	Percentagem máxima após o ciclo nº:		
		1	2	3
<b>A</b>	I	-	5	10
<b>B</b>	I	4	8	-
<b>C</b>	II	10	-	-

De modo a assegurar a rotura da MLC pela madeira e não pela linha de colagem deve-se, no ensaio ao corte, exigir percentagens mínimas para rotura pela madeira, consoante o adesivo utilizado, como se pode ver na Tabela 2.

**Tabela 2 - Valores mínimos de rotura da madeira ao corte [18]**

	Valores médios		
	<b>Resistência ao corte</b> $N/mm^2 - f_y$	6	8
<b>Percentagem mínima de rotura da madeira</b> %	90	72	45

### 2.2.3 Madeira

Apenas certos tipos de madeira provaram ser adequados e disponíveis à produção de MLC, em geral a madeira proveniente de espécies resinosas, destacando-se na Europa o Espruce (*Picea abies L.*), o Abeto (*Abies alba Mill.*), a Casquinha (*Pinus sylvestris L.*) e o Pseudotsuga (*Pseudotsuga menziesii Mirb.*). Em Portugal também o Pinheiro bravo (*Pinus pinaster Ait.*) apresenta aptidão.

A madeira deve ter teor de água compreendido entre 8% e 15% para madeira não tratada e 11% a 18% para madeira tratada. Existem, também limites para a espessura e secção de cada lamela da MLC, dependendo da classe de serviço e da forma da peça final, reta ou curva. Caso se trate de uma peça de eixo reto, deve-se seguir Tabela 3:

**Tabela 3 – Espessuras e secções máximas das lamelas em peças de eixo reto [18]**

Espécie	Classe de Serviço 1		Classe de Serviço 2		Classe de Serviço 3	
	t <i>mm</i>	A <i>mm<sup>2</sup></i>	t <i>mm</i>	A <i>mm<sup>2</sup></i>	t <i>mm</i>	A <i>mm<sup>2</sup></i>
<b>Resinosas</b>	45	12 000	45	12 000	35	10 000
<b>Folhosas</b>	40	7 500	40	7 500	35	6 000

t – espessura das lamelas, em *mm*;  
A – área máxima da secção das lamelas, em *mm<sup>2</sup>*.

Para elementos curvos, deve-se utilizar, para além dos requisitos para peças de eixo reto, a seguinte regra para a curvatura máxima:

$$t \leq \frac{r}{250} \left( 1 + \frac{f_{m,dc,k}}{80} \right) \quad (2.1)$$

Em que:

*t* – espessura da lamela;

*r* – raio da curvatura;

*f<sub>m,dc,k</sub>* – valor característico declarado da resistência à flexão das colagens de ponta.

Cumpridos então todos os requisitos, o processo em fábrica resume-se à criação e colagem das *finger-joints* nos topos das lamelas, sendo de seguida aplainadas as faces dos elementos unidos. De seguida são unidas tantas peças quanto as necessárias para obter a secção pretendida, utilizando como mínimo 350g/m<sup>2</sup> de cola. É necessário, após a colagem, a aplicação e manutenção de uma tensão de aperto de 0.6 MPa durante 72 horas, para adesivo fenólicos, ou de 24h para adesivos aminoplásticos. Por fim os elementos são cortados consoante o tamanho pretendido e é aplicada uma lixagem ou aplainamento de acabamento. Durante todo este processo é aplicado um sistema de controlo de qualidade com registos das colagens, garantindo que a resistência à flexão de todas as peças produzidas é superior a 0,9*f<sub>m,dc,k</sub>* e que não mais que 5% é inferior a *f<sub>m,dc,k</sub>*.

#### 2.2.4 Visita à Fabrica Bernardino e Mendes

Durante a realização deste trabalho foi possível a realização de uma visita à fabrica da Bernardino & Mendes, empresa especializada na secagem e transformação de pinho nacional, *Pinus Pinaster Ait.*. Um dos produtos com maior crescimento de volume de produção é a madeira lamelada colada de pinho, cujo fabrico foi possível acompanhar como, descrito de seguida.

A produção de madeira lamelada começou com a escolha da madeira e a remoção de quaisquer defeitos que impedissem que a madeira fosse classificada como EE, Especial para Estruturas conforme a NP 4305 [24]. Na Figura 13 tem-se exemplos do defeitos removidos.



**Figura 13 - Defeitos removidos**

Em seguida são feitos os *finger-joints* em cada extremidade das tábuas numa tupa vertical, Figura 14, ficando com o aspeto da Figura 15.



**Figura 14 - Criação dos *finger-joints***



**Figura 15 - Extremidade acabada**



Por fim é aplicada cola nas extremidades de cada tábua, neste caso a cola é de base MUF, do tipo II, Kolwater End Komartex, da Colquímica, e as extremidades são unidas recorrendo a uma prensa hidráulica, Figura 16, retendo capacidade resistente logo desde o momento inicial. Estas lamelas têm aproximadamente o comprimento final da viga a produzir mais 20 cm em cada extremidade para poder eliminar defeitos de colagem e dimensionais entre lamelas.

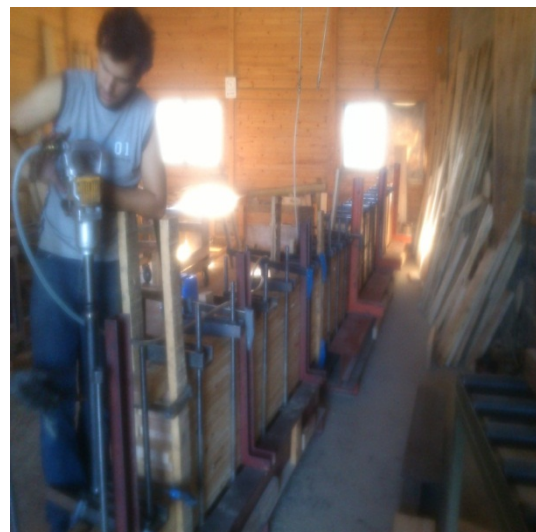


**Figura 16 – União com prensa hidráulica**

Com a cola dos *finger-joints* endurecida, segue a colagem de todas as lamelas, para em que é aplicada a cola, igual à anteriormente utilizada, na face superior de cada lamela, conforme as quantidades recomendadas pelo fabricante e as lamelas são colocadas na prensa, Figura 17.



**Figura 17 – Colocação das lamelas para prensagem**



**Figura 18 – Aplicação da pressão de aperto**

Após todas as lamelas serem colocadas na prensa, a pressão de aperto é dada mecanicamente conforme a Figura 18 e é deixada aproximadamente 12h para a cura da cola, valor este que depende da temperatura.

No final do processo de cura, as peças de MLC são retiradas da prensa e passam por uma plaina de 4 faces de onde saiam com as dimensões finais de secção. Sendo também cortadas as extremidades para ficar com o comprimento final. Um exemplo de MLC finalizado pela Bernardino & Mendes está presente na Figura 19.



**Figura 19 – Exemplo de peças de MLC finalizadas.**

### **2.3 Utilizações da MLC**

Os usos da madeira lamelada colada podem ser os mais diversos, tais como tabuleiros de pontes, coberturas de centros comerciais ou até pequenas vigas em estruturas de apoio a jardins. Tamanha diversidade é alcançada pela enorme capacidade que a MLC tem em se adaptar a cada utilização, sendo capaz de produzir desde os mais pequenos elementos necessários aos detalhes construtivos, até às grandes vigas das pontes ou das coberturas industriais.

Outra grande diferença da MLC, perante a madeira maciça, para além da diversidade de comprimentos e secções, é a possibilidade de produzir peças curvas, facilitando a criação de estruturas que funcionem em arco, dando hipótese a novas ideias no uso deste material.

Tem-se como exemplo, de uma obra pública, finalizada em 2011, o velódromo nacional, idealizado pelo arquiteto Rui Rosmaninho, Figura 20, em que foi utilizada uma cobertura em vigas treliçadas de MLC, para proteger uma área elipsoidal, com um comprimento de eixos de 118 m x 80

m, apresentando-se como sendo a solução mais económica face à correspondente estrutura metálica e, paralelamente, é uma solução sustentável.



**Figura 20 – Velódromo Nacional em Anadia [25]**



**Figura 21 - Ponte Quinta do Lago [26]**

Como outros exemplos de obras realizadas em Portugal, tem-se a Ponte da Quinta do Lago, em Loulé, uma passagem pedonal de acesso à praia, conforme Figura 21.

Outra aplicação são os pavilhões industriais, como o caso da Figura 22, um pavilhão em pórtico biarticulado com 20 m de vão, utilizado pela empresa Carmo para a sua autoclave.

Mais um exemplo da diversidade de aplicações da MLC, é a estrutura de apoio à piscina do Hotel Pestana em Porto Santo, na Figura , demonstrando a tolerância deste material à humidade, desde que bem projetado e executado.



**Figura 22 - Pavilhão para autoclave, em Oliveira de Frades [26]**



**Figura 23 - Estruturas de apoio à piscina, em Porto Santo [26]**



### 3 Utilização de Madeira Lamelada Colada em pontes

#### 3.1 Tipos de pontes

As pontes em madeira eram antigamente, na sua grande maioria, constituídas por um maciço horizontal que funciona também como base para o tabuleiro. Este sistema estrutural advém do facto de a madeira necessária ser rectilínea e da dificuldade em criar juntas resistentes. Por outro lado é aproveitada a capacidade natural da madeira resistir à flexão. Com o uso massificado de ligadores metálicos veio-se a resolver um dos grandes problemas, abrindo caminho às treliças e outros sistemas mais complexos. Porém com a introdução da MLC vem a possibilidade de criar elementos curvos que, para além disso, podem atingir, teoricamente, um tamanho ilimitado, restringido muitas vezes pelo transporte da peça da fábrica para o local da obra. Com estas novas ferramentas, surgem, assim, os sistemas estruturais em arco e a capacidade de vencer grandes vãos numa só peça.

#### *Pontes em vigas*

As pontes em vigas (Figura 24) apresentam-se como o tipo mais simples de ponte, em que existem dois ou mais apoios a vigas paralelas que sustentam o tabuleiro. Os apoios são realizados, normalmente, em betão armado, para garantir a sua durabilidade e as vigas são projetadas para resistir à flexão simples da carga do tabuleiro.



**Figura 24 – Passagem superior em Ikast, Dinamarca [66].**

### *Pontes em arco*

As pontes em arco apresentam como maior vantagem a distribuição de esforços, essencialmente, por esforço axial de compressão, otimizando o uso da capacidade resistente do material.

Nas pontes em arco existem dois grandes grupos. Um grupo no qual o tabuleiro é colocado no arco, acompanhado a sua curvatura (Figura 25), que se apresenta-se como a solução mais simples de realizar, embora a curvatura do tabuleiro não será, muitas vezes, viável enquanto via rodoviária. O segundo grande grupo é aquele em que o tabuleiro está separado da estrutura resistente, colocado suspenso por debaixo do arco, apoiado no mesmo, ou uma combinação de ambos. Esta solução permite uma maior flexibilidade de utilizações, mas é mais complexa e pressupõe que o tabuleiro tem também alguma rigidez.



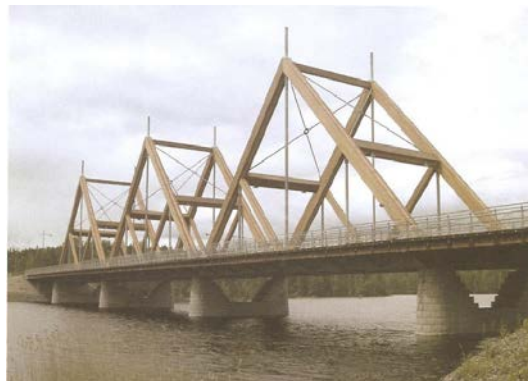
**Figura 25 – Passagem para peões em Simmern, Alemanha [27]**



**Figura 26 – Ponte em Rovaniemi, Finlândia [4]**

### *Pontes em treliça*

Trata-se de pontes simples de projetar e construir, dado quase todos os esforços serem axiais, facilitando as ligações. Apresentam também como grande vantagem, o baixo custo, devido à eficiência na utilização da madeira sujeita apenas a esforços axiais (Figura 27).



**Figura 27 – Ponte em Vihansen, Finlândia [4]**

## Pontes de tirantes

As pontes de tirantes compreendem um tabuleiro em MLC a trabalhar à flexão, o qual está ligado por tirantes a uma torre, normalmente em aço ou betão, permitindo vencer grandes vãos sem apoios ao solo (Figura 28). Apresentam, do ponto de vista estrutural, uma maior complexidade, dada a necessidade de criar um tabuleiro suficientemente rígido para garantir a estabilidade da estrutura.

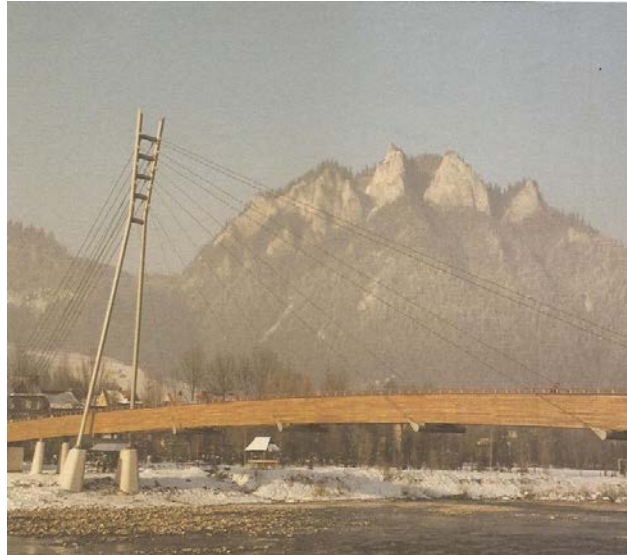


Figura 28 – Ponte em Sromowce Nizne, Polónia [4]

## 3.2 Utilização no exterior e durabilidade

### 3.2.1 Durabilidade

A madeira, sendo um material orgânico, é suscetível de degradação por agentes biológicos, como insetos ou fungos, levando a que as estruturas feitas neste material se necessite de precaver contra estes ataques. O Eurocódigo 5 subscreve que se deve utilizar madeira com durabilidade natural suficiente de acordo com risco de exposição da estrutura, ou então deve-se utilizar um tratamento preservador adequado, segundo as seguintes normas:

- EN 335-1 – Definição das classes de risco [13];
- EN 350 – Definição da durabilidade natural [28];
- EN 460 – Relação entre as classes de risco e a classe de durabilidade [29].

As classes de serviço segundo o EC 5 podem ser divididas em:

- Classe de serviço 1 – madeira com teor de água correspondente a uma temperatura de 20°C e a humidade relativa do ar envolvente não excede 65% mais do que algumas semanas por ano e que nas madeiras de resinosas corresponde a um teor de água médio de 12%;

- Classe de serviço 2 – madeira com teor de água correspondente a uma temperatura de 20°C e a humidade relativa do ar envolvente não excede 85% mais do que algumas semanas por ano e que nas madeiras de resinosas corresponde a um teor de água médio de 20%;
- Classe de serviço 3 – situações conducentes a um teor de água superior ao obtido na classe de serviço 2.

Já para as peças metálicas usadas nas ligações, o EC5 estabelece que a resistência à corrosão tem de ser assegurada segundo a Tabela 4:

**Tabela 4 – Especificações mínimas para o material utilizado nas ligações**

Ligador	Classe de serviço segundo EC5		
	1	2	3
<b>Pregos e parafusos com d&lt;4 mm</b>	Nada específico	Fe/Zn 12c	Fe/Zn 25c
<b>Pregos, parafusos e cavilhas com &gt;4 mm</b>	Nada específico	Nada específico	Fe/Zn 25c
<b>Agrafos</b>	Fe/Zn 12c	Fe/Zn 12c	Aço Inox
<b>Chapas com menos de 3 mm</b>	Fe/Zn 12c	Fe/Zn 12c	Aço Inox
<b>Chapas com 3 a 5 mm</b>	Nada específico	Fe/Zn 12c	Fe/Zn 25c
<b>Chapas com mais de 5 mm</b>	Nada específico	Nada específico	Fe/Zn 25c
Especificações de acordo com a norma ISO 2081			

A norma EN 335-1 define 5 classes para o risco de exposição de elementos de madeira:

- Classe de Risco 1 – Situações em que a madeira ou produtos derivados estão cobertos, totalmente abrigados das intempéries;



- Classe de Risco 2 – Situações em que a madeira ou produtos derivados estão cobertos e totalmente abrigados das intempéries, mas onde uma humidade ambiente elevada pode conduzir a humedificação ocasional mas não persistente;
- Classe de Risco 3 – Situações em que a madeira ou produtos derivados não estão sob cobertura nem em contacto com o solo. Estão, ou continuamente expostos as intempéries ou abrigados mas frequentemente sujeitos a humedificação;
- Classe de Risco 4 – Situações em que a madeira ou produtos derivados estão em contacto com o solo ou a água doce e deste modo permanentemente expostos a humedificação;
- Classe de Risco 5 – Situações em que a madeira ou produtos derivados estão permanentemente expostas ao contacto a água salgada.

Pode-se fazer a correspondência entre as classes de serviço do EC 5 e as classes de risco da EN 335-1, tendo como base as descrições, segundo a Tabela 5:

**Tabela 5 – Correspondência entre classes de serviço e de risco**

<b>Eurocódigo 5</b>	<b>NP EN 335-1</b>
Classe de Serviço 1	Classe de Risco 1
Classe de Serviço 2	Classe de Risco 2
Classe de Serviço 3	Classe de Risco 3
	Classe de Risco 4
	Classe de Risco 5

### 3.2.1.1 *Ataque biológico*

#### **Fungos**

Os fungos são organismos vegetais parasitas. Reproduzem-se por esporos, disseminados pelo vento, que rapidamente se desenvolvem sobre as peças de madeira. A decomposição da madeira por estes organismos assenta na destruição das paredes celulares

Os fungos destruidores da madeira necessitam de um teor de água na madeira superior a 20% em massa para o seu desenvolvimento, destacando-se:

- basidiomicetes (fungos de podridão) – responsáveis pela podridão castanha e branca;
- fungos de podridão mole – responsáveis por causar um amolecimento da superfície da madeira. Encontram-se especialmente em madeira em contacto com o solo ou água;
- fungos de azulamento - causam uma coloração permanente da madeira de cor azul a negra, só alteram a aparência da madeira;
- bolores – aparecem sobre a forma de manchas coloridas, não alteram significativamente as propriedades mecânicas da madeira.

#### **Insetos**

Os insetos xilófagos são a principal ameaça biológica à segurança estrutural da madeira, sendo as principais espécies:

- coleóptera (carunchos) – Insetos voadores que colocam os ovos nos poros da madeira e cujas larvas atacam a madeira. Não necessitam de teores de água, na madeira, elevados para se desenvolverem. As larvas, durante o seu desenvolvimento, devoram a madeira para se alimentarem, criando tuneis;
- isóptera (térmitas) – Insetos sociais, na sua maioria subterrâneos, que atacam elementos de madeira em contacto com o solo ou próximo dele, formando galerias no interior da madeira. O seu ciclo de vida começa com voo de elementos colonizadores para início de uma nova colónia junto de madeira. As Térmitas alimentam-se do material lenhoso da madeira e desenvolvem-se facilmente em condições de elevados teor de água e temperatura;

- xilófagos marinhos – são organismos invertebrados de água salgada que progridem na madeira através de cavidades escavadas

O Quadro 1 da EN 335-1 estabelece as classes de risco tendo em conta a probabilidade de ocorrência dos agentes biológicos, em função das condições de serviço, conforme a Tabela 6.

**Tabela 6** - - Resumo das classes de risco para a madeira maciça,  
condições de humificação e agentes biológico que a atacam [30]

<b>Classes de risco</b>	<b>Situações gerais de serviço</b>	<b>Exemplo de aplicação</b>	<b>Exposição à humidade Teor de água na madeira</b>	<b>Agentes biológicos relevantes</b>
<b>1</b>	Interior seco	Pavimentos, lambris	Seca, 20% no máximo	Carunchos
<b>2</b>	Interior com risco de humificação	Estruturas de cobertura, estruturas de paredes	Ocasionalmente >20%	Carunchos Térmitas Podridão castanha Fungos Cromogéneos Bolores
<b>3</b>	Exterior, sem contacto com o solo e protegido	Caixilharia e portas exteriores	Frequentemente >20%	Carunchos Térmitas Podridão castanha Podridão branca Fungos Cromogéneos
	Exterior, sem contacto com o solo e não protegido	Decks sem contacto com o solo, pérgulas, painéis de vedação, soletos de madeira		
<b>4</b>	Exterior, junto de/em contacto com o solo e/ou água doce	Deck em contacto com o solo ou juntos de piscinas	Permanentemente >20%	Carunchos Térmitas Fungos Cromogéneos Podridão castanha Podridão branca Podridão mole
	Enterrado no solo e/ou água doce	Fundações em água doce, postes de vedação, postes de transmissão aérea		
<b>5</b>	Na água salgada	Pontões, fundações em água salgada	Permanentemente >20%	<b>Classe de risco 4 +</b> Xilófagos marinhos

### 3.2.1.1.1 Metodologia geral de decisão

A EN 335-1 define a seguinte metodologia:

- Considerar o desempenho requerido para o elemento de madeira;
- Determinar a classe de risco para a situação na qual o elemento de madeira será usado e para os agentes biológicos que o ameaçam;
- Avaliar se a durabilidade natural da madeira a utilizar é suficiente ou se é requerido um tratamento preservador;
- Selecionar, para o elemento, espécies de madeira mais duráveis, ou escolher uma outra solução (concepção de projeto) ou proteção por preservação;
- Se for requerido um tratamento preservador, escolher um tratamento adequado tendo em conta os agentes biológicos contra os quais é necessário uma proteção.

A metodologia proposta, pode ser resumida na seguinte forma:

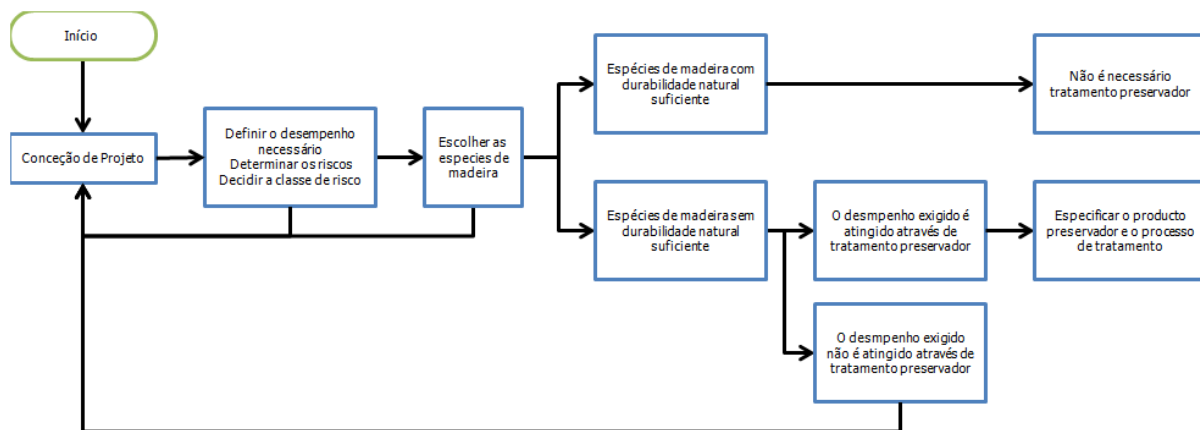


Figura 29 – Fluxograma de decisão segundo a EN 460 [29]

A mesma norma ainda define como precauções gerais que em caso de incerteza quanto à classe de serviço de um elemento numa estrutura deve-se considerá-lo de acordo com a classe mais severa utilizada na mesma e que, caso tenha sido aplicado algum produto preservador para elementos da classe 1 e 2, os mesmos devem estar protegidos das intempéries durante a execução da obra para evitar a degradação do produto preservador.

### 3.2.1.1.2 Durabilidade Natural

A norma EN 350-2 [31] apresenta a tratabilidade e a durabilidade natural das espécies de madeira e classifica-as segundo:

- 5 Classes de durabilidade, de muito durável a não durável, quanto ao ataque por fungos;
- 3 Classes de durabilidade, de durável a suscetível, quanto ao ataque por insetos.

Estas classes de durabilidade referem-se ao cerne da madeira.

Por fim, a norma EN 460 fornece a estratégia de tratamento face às classes de risco e às classes de durabilidade.

**Tabela 7 – Quadro resumo da estratégia de durabilidade**

Classe de risco	Classe de durabilidade				
	1	2	3	4	5
1	0	0	0	0	0
2	0	0	0	(0)	(0)
3	0	0	(0)	(0) - (X)	(0) - (X)
4	0	(0)	(X)	X	X
5	0	(X)	(X)	X	X
Legenda:					
0	Durabilidade natural suficiente;				
(0)	Durabilidade natural normalmente suficiente, mas para certas utilizações pode ser recomendado um tratamento preservador;				
(0) – (X)	A durabilidade natural pode ser suficiente mas, em função da espécie de madeira, da sua permeabilidade e do seu emprego final, pode justificar-se a necessidade de um tratamento preservador;				
(X)	O tratamento preservador é normalmente recomendado mas, para certas utilizações, a durabilidade natural pode ser suficiente;				
X	O tratamento preservador é necessário.				

A mesma norma esclarece que o borne de todas as espécies de madeira deve ser incluído na 5ª classe de durabilidade.

Quanto ao tratamento face a carunchos, este deve ser utilizado, tendo em conta o conhecimento de especialistas locais sobre o risco de ataque dos mesmos, quando se deseja evitar a possível degradação.

No ataque por térmitas, apenas o cerne das espécies de madeira é considerado (D) Durável ou (M) Moderadamente Durável. O borne deve ser sempre classificado como Susceptível (S). A escolha da espécie de madeira deve ser feita tendo em conta o risco de ataque local e a função do elemento.

As madeiras mais utilizadas no fabrico de MLC são o espruce e o abeto. Na norma EN 350-2 [31] são fornecidos valores de durabilidade natural dessas espécies e de impregnabilidade das mesmas por produtos preservadores, detalhado na

Tabela 8.

Tabela 8 – Durabilidade natural de algumas espécies e respectiva impregnabilidade [31]

Nome comum	Nome científico	Durabilidade natural			Impregnabilidade	
		Fungos	Carunchos	Térmitas	Cerne	Borne
Abeto	<i>Abies alba Mill.</i>	4	SC	S	2-3	2
Espruce	<i>Picea abies L.</i>	4	SC	S	3-4	3
Pinho Bravo	<i>Pinus pinaster Ait.</i>	3-4	S	S	4	1
SC – Susceptível a ataque no borne e cerne; S – Susceptível a ataque no borne; 1 a 4 – De fácil a extremamente difícil de impregnar.						

### 3.2.1.2 Radiação Solar

A radiação solar danifica a madeira através de dois mecanismos [32]:

- por radiação ultravioleta, causando a degradação do revestimento da madeira, ou no caso de madeira sem acabamento, tornando a superfície acinzentada. Não afeta diretamente as propriedades mecânicas, porque só afeta a superfície dos elementos;

- por radiação infravermelha, aquecendo a superfície localmente, modificando a humidade à superfície da madeira levando à criação de pequenas fissuras pelo gradiente de humidades com o interior da madeira.

### 3.2.2 Estabilidade dimensional

A madeira, sendo um material higroscópico, varia o seu volume consoante seu teor de água, o que pode criar tensões internas e causar empenos ou fendas, podendo assim afetar a segurança da estrutura. Esta variação dimensional com a humidade depende da direção na peça radial, tangencial ou longitudinal, e da espécie de madeira utilizada [33]. A título de exemplo tem-se os valores de retração para algumas espécies comumente utilizadas em MLC (Tabela 9):

Tabela 9 – Retração para algumas espécies resinosas

Direção	Coeficientes de retração unitária (%vol/%hum)		
	Pinho Bravo [34] ( <i>Pinus pinaster Ait.</i> )	Espruce [35] ( <i>Picea abies L.</i> )	Abeto [35] ( <i>Abies Alba Mill.</i> )
Tangencial	0.36	0.274	0.245
Radial	0.21	0.130	0.112
Volumétrica	0.60	0.400	0.350

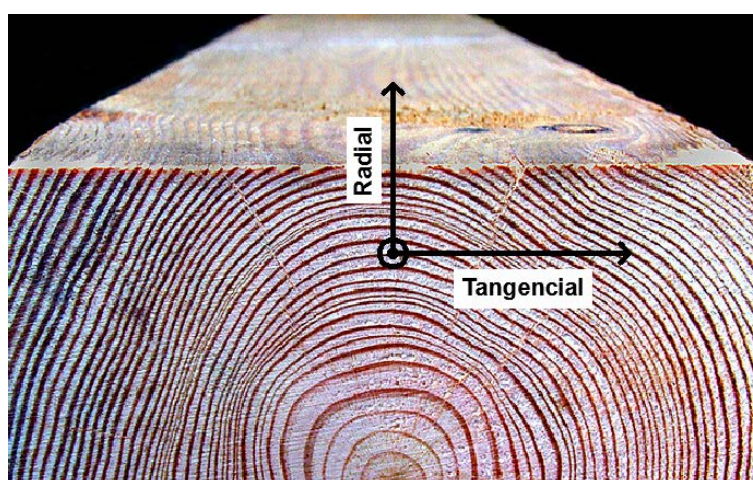


Figura 30 – Representação das direções perpendiculares ao fio

Assim, deve-se ter cuidado durante a fase de projeto de especificar um intervalo de teor de água,  $\pm 2\%$ , em relação ao valor pretendido em obra, e que quando as mesmas peças cheguem ao estaleiro, ai permaneçam durante pelo menos 48h antes da montagem, de modo ao teor de humidade da madeira começar a equilibrar com o meio ambiente para atingir as dimensões finais.



## 4 Comportamento estrutural

### 4.1 Propriedades mecânicas

#### 4.1.1 Considerações gerais

Existindo uma grande variedade de espécies de árvores de onde pode ser obtida madeira para estruturas, vai existir uma grande diversidade nas características da madeira, desde a densidade e a durabilidade e às propriedades mecânicas. A EN 338 [36] estabelece dois conjuntos de classes de resistência para a madeira maciça, sendo as classes C14 a C50 adequadas a resinosas e as D30 a D70 adequadas a folhosas. A EN 1912 cria a correspondência entre classificações visuais de resistência, dos vários países membros, e as classes resistentes propostas pela anterior norma. As classes de qualidade são definidas com base na espécie da madeira, na qualidade da mesma e na avaliação dos defeitos presentes.

Sendo a madeira um material obtido pelo corte de árvores, que estão principalmente solicitadas à compressão, pela gravidade, e à flexão, pelo vento e disposição perpendicular dos ramos, apresenta assim maior resistência a esses esforços, resultante de uma anisotropia nas suas propriedades. A madeira apresenta valores até 50 vezes inferiores [4] no sentido perpendicular às fibras, quando comparados com o sentido paralelo. Esta anisotropia requer um cuidado especial durante o projeto e execução de estruturas.

Grandes fatores de heterogeneidade nas propriedades mecânicas, para além da espécie, são a presença de defeitos, como nós e inclinação do fio. Com a MLC parte destes fatores são excluídos, dado que é feita uma seleção das peças que constituem um elemento, reduzindo a probabilidade de existência de defeitos críticos. Para a MLC são definidas novas classes de resistência, segundo a norma EN 1194 [37], as GL 24h a GL 36h, para secções de composição homogénea, e as GL 24c a GL 36c para secções compostas. As classes de resistência da MLC dependem da classe de madeira utilizada no seu fabrico. São consideradas secções homogéneas as peças de MLC que utilizem todas as lamelas da mesma classe de resistência, para secções compostas são utilizadas lamelas de classes inferiores para o interior da secção e para os extremos da secção utiliza-se madeira mais resistente.

#### 4.1.2 Tração e compressão

A madeira responde diferentemente à tração e à compressão axiais, sendo, para uma peça sem defeitos, até 3 vezes superior a resistência à tração comparando com a compressão [4], dado que a tração provoca a aproximação das fibras aumentando a aderência entre as mesmas. Estas

propriedades são particularmente afetadas pelo teor em água, pela massa volúmica da espécie e pela existência de defeitos, como nós.

Em esforços perpendiculares às fibras, as características mecânicas são muito inferiores, particularmente à tração, dado, este esforço leva à separação das fibras, apresentando valores na ordem de  $\frac{1}{30}$ , para a compressão estes valores são um pouco mais elevados, na ordem de 20 a 25% da resistência paralela às fibras.

#### 4.1.3 Flexão

A resistência da madeira à flexão depende essencialmente de três fatores: a relação entre a resistência à compressão e à tração, o comportamento dúctil da zona sujeita a compressão e da resistência à rotura na zona tracionada [38].

#### 4.1.4 Corte

O corte na madeira pode ser dividido em três tipos dependendo da sua direção, normal, ou perpendicular, às fibras, paralelo às fibras ou oblíquo às fibras. Apresenta maiores valores para a direção normal dado ter de “cortar” as fibras, já no sentido paralelo, apresenta valores muito inferiores dada a perda de aderência entre as mesmas.

#### 4.1.5 Resistência a esforços dinâmicos

A resistência à fadiga é especialmente importante perante esforços repetidos, como nas pontes, sendo um caso em que a presença de humidade influencia positivamente as propriedades mecânicas. Por cada 1% do teor de água, aumenta 3 a 4% a resistência à fadiga. Esta resistência é considerada como sendo em média um terço da resistência à flexão estática [39].

#### 4.1.6 Fluência

A madeira é um material que apresenta maiores resistências para cargas de curta duração. Na Figura 31, pode ser observado como se comporta a resistência da madeira para determinados períodos de tempo [40]. Para ter esta característica em consideração, vão ser introduzidos os coeficientes  $k_{mod}$  e  $k_{def}$  do Eurocódigo 5 mais adiante.

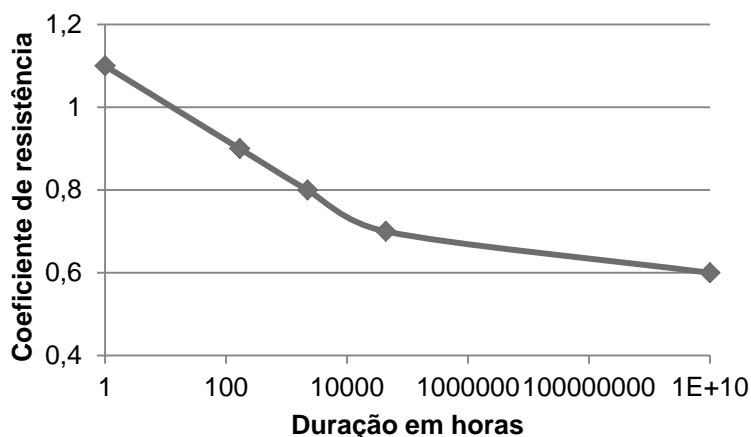


Figura 31 – Influência da duração na resistência

## 4.2 O Eurocódigo 5 (EC5)

Os eurocódigos foram elaborados pelo CEN, o Comité Europeu de Normalização, uma associação sem fins lucrativos, com a intenção de criar regras comuns para todos os estados membros da União Europeia, de modo a facilitar o comércio e mobilidade de pessoal especializado. Foi em 1990 estabelecida a Comissão Técnica, CEN/CT 250, que desenvolveu os primeiros eurocódigos como pré-normas, estes foram levadas a escrutínio pelos países membros do CEN, passando depois a normas finais. Atualmente o CEN/CT 250 continua a trabalhar no desenvolvimento de eurocódigos, nomeadamente para novos materiais como o vidro e os polímeros reforçados com fibras.

Em 1993 surgiu a versão original da EN 1995, compreendendo três partes, a parte 1.1 que estabelece princípios gerais para o projeto de estruturas de madeira, assim como regras específicas para edifícios, a parte 1.2 que define o projeto de estruturas ao fogo e, por fim, a parte 2 que determina as regras específicas para pontes em madeira. Em Portugal, a parte 1.1 foi traduzida em 1998, da versão de 1995, e a parte 1.2 em 2000, também da versão de 1995, não existindo até à data tradução da versão inglesa de 2004, nem da parte 2.

Para o dimensionamento segundo o EC 5, as ações e os critérios de segurança a considerar devem obedecer à EN 1990 [41] e à EN 1991 [42], correspondente ao Eurocódigo 0, que fornece as bases de cálculo das estruturas, e ao Eurocódigo 1, que define as ações nas estruturas, respectivamente. A consideração de certos princípios gerais para o dimensionamento de uma estrutura deve ser tida em conta, como o uso materiais de propriedades diferentes, o diferente comportamento dos materiais ao longo do tempo, as diversas condições climáticas a que a estrutura está sujeita.

#### 4.2.1 Variáveis de dimensionamento

As ações a ser consideradas devem estar de acordo com o EC 1 e as resistências devem ser ajustadas segundo a duração das mesmas e pela humidade na madeira. Então para o método dos coeficientes parciais de segurança introduz-se o fator  $k_{mod}$  que modifica a resistência de acordo com a duração da carga e o teor de água da madeira, resultando assim a seguinte expressão:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (4.1)$$

Em que,

- $X_d$  – Valor característico da resistência;
- $X_k$  – Valor de dimensionamento da resistência;
- $\gamma_m$  – Coeficiente parcial de segurança do material, para o caso da MLC,  $\gamma_m = 1,25$ ;
- $k_{mod}$  – Fator de modificação da duração da carga, da Tabela 10.

São consideradas cinco classes de duração das ações, de acordo com a Tabela 10.

**Tabela 10 - Classes de duração das cargas e respetivos fatores  $k_{mod}$  [21].**

Classe de duração	Tempo aproximado	Exemplo de ação	Fator $k_{mod}$ para MLC		
			Classe de Serviço		
			1	2	3
<b>Permanente</b>	Mais de 10 anos	Peso Próprio	0.60	0.60	0.50
<b>Longo prazo</b>	6 meses a 10 anos	Armazém	0.70	0.70	0.55
<b>Médio prazo</b>	1 semana a 6 meses	Cargas impostas	0.80	0.80	0.65
<b>Curto prazo</b>	Menos de 1 semana	Neve, vento	0.90	0.90	0.70
<b>Instantâneo</b>		Vento, acidentes	1.10	1.10	0.90

Devido a esta redução de resistência a longo prazo, introduzida pelo coeficiente  $k_{mod}$ , a combinação mais desfavorável para uma estrutura pode não ser aquela que conduz a maiores esforços, por isso têm que se verificar todas as combinações de ações.

Quanto aos módulos de elasticidade e de distorção, os valores de dimensionamento dos mesmos são também reduzidos segundo as expressões (4.2) e (4.3) de modo a ter em conta a variabilidade do material. A mesma redução também se aplica a todos os outros valores característicos da MLC

$$E_d = \frac{E_{médio}}{\gamma_m} \quad (4.2)$$

$$G_d = \frac{G_{médio}}{\gamma_m} \quad (4.3)$$

Em que,

- $E_d$  – Módulo de elasticidade de dimensionamento;
- $G_d$  – Módulo de distorção de dimensionamento;
- $E_{médio}$  – Módulo de elasticidade médio;
- $G_{médio}$  – Módulo de distorção médio;
- $\gamma_m$  – Coeficiente parcial de segurança do material, para o caso da MLC  $\gamma_m = 1,25$ .

Os valores característicos de resistência para a MLC, na norma EN 14080 [19], foram determinadas para secções de MLC com 600mm de altura quando sujeitas à flexão, ou de largura quando sujeitas à tração paralela, assim para secções com os respetivos valores inferiores a 600mm, o EC 5 permite assim ter em conta o tamanho da peça na resistência da mesma, pelo coeficiente  $k_h$  de acordo com a equação (4.4). Este aumento advém da menor probabilidade de existência de defeitos.

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{h} \right)^{0.1}, 1.1 \right\} \quad (4.4)$$

Em que,

- $k_h$  – fator de correção para o tamanho da secção;
- $h$  – altura da secção quando sujeita à flexão, ou de largura da mesma quando sujeita à tração paralela, em *mm*.
- 

#### 4.2.2 Estados limite EN 1995-1-1

#### 4.2.2.1 Estados Limite de Utilização

A verificação aos estados limite de utilização, ou serviço, visa que a construção cumpra as funções exigidas, com a satisfação total dos seus utilizadores, ou seja, tem de cumprir limites de deformação, de vibração e deslizamento das ligações, de forma a garantir conforto e o nível de serviço, requerido pelos utilizadores. Para a verificação dos mesmos, deve ter-se em conta, as diferentes propriedades dos materiais, o comportamento ao longo do tempo dos mesmos, as condições climáticas, com o fator  $k_{def}$  e as várias situações de projeto, interior exterior, entre outros.

Para estes estados limite, devem ser utilizados valores dos módulos de elasticidade, distorção e deslizamento corrigidos pelo fator  $k_{def}$ , que tem em consideração a fluência dos materiais.

$$E_{médio,fin} = \frac{E_{médio}}{(1 + k_{def})} \quad (4.5)$$

$$G_{médio,fin} = \frac{G_{médio}}{(1 + k_{def})} \quad (4.6)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})} \quad (4.7)$$

onde,

- $E_{médio}$  – Módulo de elasticidade médio;
- $G_{médio}$  – Módulo de distorção médio;
- $K_{ser}$  – Módulo de deslizamento;
- $k_{def}$  – Fator de correção da deformação por fluência, da **Tabela 12**.

→ **E.L. Deformação**

O EC 5 impõe limites para a deformação máxima em vigas, encastradas ou apoiadas, consoante a duração da carga. Deste modo, as várias parcelas da deformação são:

- $w_c$  – Contra flecha;
- $w_{inst}$  – Deformação instantânea;
- $w_{creep}$  – Deformação devido à fluência;

- $w_{fin}$  – Deformação final;
- $w_{net,fin}$  – Deformação final corrigida.

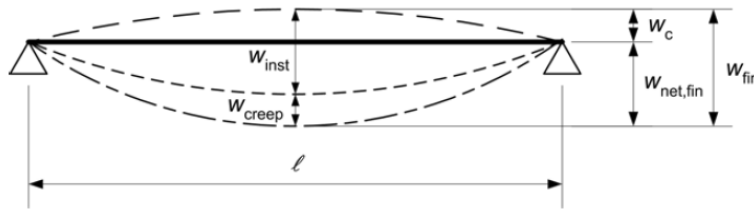


Figura 32 – Esquemática das componentes da deformação [21]

A deformação final pode ser dada por:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (4.8)$$

Os valores máximos da deformação, dependentes de  $l$ , o comprimento do elemento, e do sistema de apoio são dados pelo EC5. Os valores do EC 5 encontram-se na Tabela 11.

Tabela 11 – Limites máximos de deformações segundo o EC 5 [21].

Sistema de apoio	$w_{inst}$	$w_{net,fin}$	$w_{fin}$
<b>Apoiado</b>	l/300 a l/500	l/250 a l/350	l/150 a l/300
<b>Encastrado</b>	l/150 a l/250	l/125 a l/175	l/75 a l/150

Para o cálculo destas deformações deve-se seguir os seguintes princípios:

1. A deformação instantânea,  $w_{inst}$ , é calculada para a combinação característica do EC 0, utilizando os valores médios dos módulos respectivos, como de elasticidade, corte e deslizamento;
2. A deformação final, ou a longo prazo, é calculada para a combinação quase-permanente de ações;
3. Para estruturas em que existam materiais com diferentes fluências, deve-se utilizar valores médios para os módulos de elasticidade, corte e deslizamento;

4. Para estruturas em que os materiais tenham todos o mesmo comportamento à fluência, pode utilizar-se a expressão (4.9), corrigida por o EN 1995-1-1 A1 [43]:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q_1} + \sum u_{fin,Q_i} \quad (4.9)$$

Onde,

- Para a ação permanente,  $G$ :

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + k_{def}) \quad (4.10)$$

- Para a principal ação variável,  $Q_1$ :

$$u_{fin,Q_1} = u_{inst,Q_1}(1 + \Psi_{2,1}k_{def}) \quad (4.11)$$

- Para as restantes ações variáveis,  $Q_i$ :

$$u_{fin,Q_i} = u_{inst,Q_i}(\Psi_{0,i} + \Psi_{2,i}k_{def}) \quad (4.12)$$

- $u_{fin,G}$ ,  $u_{fin,Q_1}$ ,  $u_{fin,Q_i}$  – são as deformadas instantâneas para as ações  $G$ ,  $Q_1$ ,  $Q_i$ , respetivamente;
- $\Psi_{2,i}$  – coeficientes da combinação quase-permanente;
- $\Psi_{0,i}$  – coeficientes da combinação característica;
- $k_{def}$  – fator de correção para ter em conta a fluência, dado na Tabela 12.

Tabela 12 - Valores de  $k_{def}$  para as diferentes classes de serviço [21]

Material	Norma	Valores de $k_{def}$ para as classes de serviço		
		1	2	3
MLC	EN 14080	0.6	0.8	2.0

Para assegurar esta verificação de serviço, o valor de  $u_{fin}$  ( $w_{fin}$ ) tem de ser menor que o estabelecido na Tabela 11.

→ E.L. Vibração



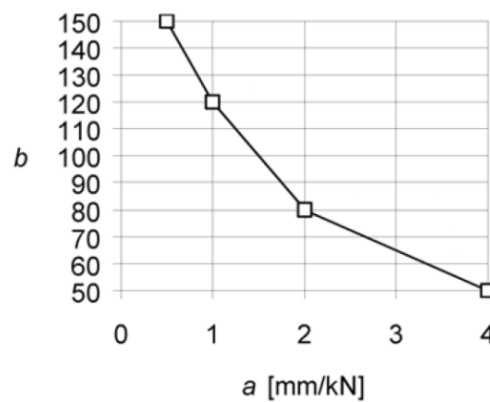
Uma vibração imposta a uma estrutura, quer seja por ação das pessoas, de veículos ou de qualquer outra fonte, causa sempre desconforto aos utentes. Para o evitar, o EC 5 estipula um método de cálculo para que se possa verificar um piso a este tipo de solicitação. Este método só se aplica para pisos com frequências fundamentais superiores a 8Hz ( $f_1 > 8Hz$ ), para valores inferiores é necessário um estudo especial. Para esta verificação, é necessário que se satisfaça os seguintes requisitos:

$$\frac{w}{F} \leq a \text{ mm/kN} \quad (4.13)$$

$$v \leq b^{(f_1 \zeta^{-1})} \text{ m/(Ns}^2) \quad (4.14)$$

Em que,

- $w$  – é a máxima deformação vertical causada por uma força estática concentrada  $F$ , em  $mm$ ;
- $v$  – é a velocidade de resposta unitária de impulso, em  $m/s$ ;
- $\zeta$  – coeficiente de amortecimento, pode assumir-se  $\zeta = 0.01$ ;
- $a$  e  $b$  – são coeficientes de comportamento, relacionados por:



**Figura 33 – Valores recomendados para a e b**

Os valores de  $a$  mais baixos representam um melhor comportamento.

Para um piso retangular de dimensões  $l \times b$ , vigado na direção  $l$ , a frequência fundamental,  $f_1$ , pode ser aproximada por:

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \quad (4.15)$$

Onde:

- $m$  – massa, em  $kg/m^2$ ;
- $l$  – comprimento entre apoios, em  $m$ ;
- $(EI)_l$  – rigidez equivalente do eixo perpendicular à direção das vigas, em  $Nm^2/m$ .

A velocidade de resposta unitária de impulso,  $v$ , pode ser aproximada por:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mbl + 200} \quad (4.16)$$

Onde:

- $n_{40}$  – é o número de modos com frequências naturais até 40hz, dado por:

$$n_{40} = \left\{ \left( \left( \frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left( \frac{b}{l} \right)^4 \frac{(EI)_l}{(EI)_b} \right\}^{0.25} \quad (4.17)$$

- $(EI)_b$  - rigidez equivalente, do eixo paralelo à direção das vigas, em  $Nm^2/m$ .

#### → E.L. Deslizamento

Nas ligações entre elementos de madeira ou outro material, são normalmente utilizados ligadores, quer sejam pregos ou chapas metálicas, que quando em carga eles próprios sofrem pequenas deformações. A deformação nesses elementos em função da carga é dada pelo módulo de deslizamento instantâneo,  $K_{ser}$ , em que o EC5 define em função da densidade dos materiais a serem ligados,  $\rho_m$  em  $kg/m^3$ , e do diâmetro do ligador,  $d$  ou  $d_c$  em  $mm$ , sendo  $d_c$  o diâmetro nominal definido na norma EN 13271 [44]. Para os valores de  $K_{ser}$  deve ser consultada a Tabela 13

**Tabela 13 – Valores de  $K_{ser}$**

Tipo de ligação	$K_{ser}$
<b>Cavilhas</b>	
<b>Parafusos de porca</b>	
<b>Parafusos de enroscar</b>	$\rho_m^{1,5} d / 23$
<b>Pregos com pré-furação</b>	
<b>Pregos sem pré-furação</b>	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$
<b>Agrafos</b>	$\rho_m^{1,5} d^{0,8} / 80$
<b>Anéis do tipo A ou B segundo EN 912</b>	$\rho_m d / 2$
<b>Placas dentadas dos tipos C1 a C9 segundo EN 912</b>	$1.5 \rho_m d / 4$
<b>Placas dentadas dos tipos C10 E C11 segundo EN 912</b>	$\rho_m d / 2$

Caso as densidades de duas madeiras a ligar sejam diferentes utiliza-se  $\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1}\rho_{m,2}}$ , caso se esteja a ligar madeira com betão ou aço,  $\rho_m = 2 \times \rho_{madeira}$ .

#### 4.2.2.2 Estados Limite Últimos

A verificação aos estados limite últimos assegura que a estrutura tem, no período de vida útil, uma probabilidade reduzida de atingir o colapso parcial ou total. Para tal, o EC 5 define que pode ser feita uma análise para 3 tipos de rigidez:

- para uma análise elástica linear de 1ª ordem, cujos elementos tenham todos a mesma variabilidade de propriedades ao longo do tempo, devem ser utilizados os valores médios;
- para uma análise elástica linear de 1ª ordem, cujos elementos não tenham todos a mesma variabilidade de propriedades ao longo do tempo, devem ser utilizados para os elementos mais carregados os valores médios;
- para uma análise elástica linear de 2ª ordem, devem ser utilizados valores de dimensionamento não ajustados à duração da carga, ou seja sem o coeficiente  $k_{mod}$ .

##### → Tração paralela às fibras

O EC 5 estipula que deve utilizar-se como critério de dimensionamento a expressão (4.18):

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (4.18)$$

Em que:

- $\sigma_{t,0,d}$  – é a tensão de dimensionamento paralela às fibras;
- $f_{t,0,d}$  – é a resistência de dimensionamento à tração paralela às fibras.

Aqui pode-se utilizar a expressão (4.4), para ter em conta o efeito do tamanho da peça, ficando assim:

$$\sigma_{t,0,d} \leq k_h f_{t,0,d} \quad (4.19)$$

##### → Compressão paralela às fibras

Para a verificação segundo o EC 5 à compressão paralela, o mesmo estipula, apenas, que o esforço atuante tem de ser inferior ou igual ao resistente, como é expresso em (4.20).

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (4.20)$$

Em que:

- $\sigma_{t,0,d}$  – é a tensão de dimensionamento perpendicular as fibras;
- $f_{t,0,d}$  – é a resistência de dimensionamento à tração perpendicular às fibras;

Deve ser ainda verificar o bambeamento dos elementos esbeltos, através das equações (4.21) e (4.22).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.21)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.22)$$

onde:

- $k_{c,y}$  – é dado por:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (4.23)$$

- $k_y$  - é dado por:

$$k_y = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (4.24)$$

- $\beta_c$  - para MLC é igual a 0,1;
- $\lambda_{rel,y}$  - é dado por:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} \quad (4.25)$$

- $E_{0.05}$  - é o quantilho de 5% do módulo de elasticidade;
- $\lambda_y$  – pode obter-se pela expressão:

$$\lambda_y = \frac{L_{v,y}}{i_y} \quad (4.26)$$

- $L_{v,y}$  - é o comprimento de encurvadura segundo o eixo y;

- $i_y$  - é o raio de giração do elemento segundo o eixo y.
- $k_{c,z}$  – é dado pelas mesmas expressões que  $k_{c,y}$ , mas com valores para o eixo z;
- Os restantes valores podem ser encontrados na flexão composta na pág. 48.

→ **Compressão perpendicular às fibras**

Na compressão perpendicular às fibras, as áreas de contacto são muito importantes, dado que estas vão influenciar o esmagamento da peça, esta grande sensibilidade é traduzida no fator  $k_{c,90}$ . A equação geral é dada por:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (4.27)$$

em que:

- $\sigma_{t,90,d}$  – é a tensão de dimensionamento perpendicular as fibras;
- $f_{t,90,d}$  – é a resistência de dimensionamento à tração perpendicular às fibras;
- $k_{c,90}$  – fator de correção para ter em conta a configuração de carga, o grau de esmagamento e a possibilidade de rachar.

O valor de  $k_{c,90}$  [45] pode ser dado por:

- Para membros com o afastamento entre cargas,  $l_1 \geq 2h$ , conforme **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, em apoio contínuo, caso (a) da mesma figura,  $k_{c,90} = 1,5$  para MLC;
- Para membros com o afastamento entre cargas,  $l_1 \geq 2h$ , conforme **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, em apoios pontuais, caso (b) da mesma figura,  $k_{c,90} = 1,75$  para MLC, com  $l \leq 400mm$ ;
- Caso contrário,  $k_{c,90} = 1,0$ .

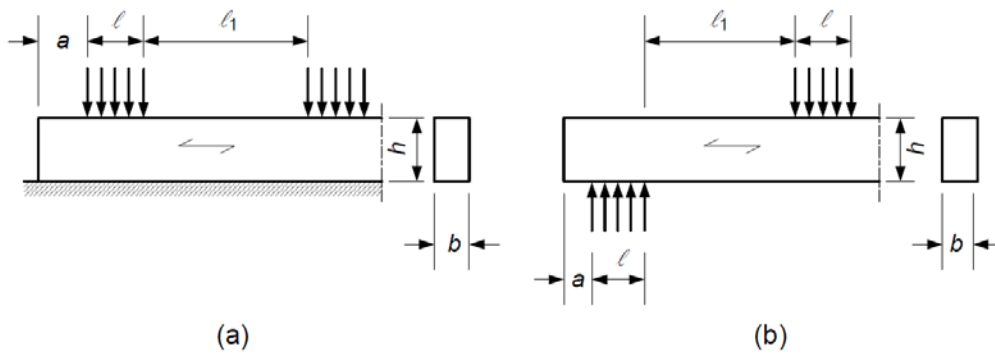


Figura 34 – Compressão perpendicular ao fio em apoio contínuo (a) e pontual (b) [21]

→ **Compressão não ortogonal às fibras**

Quando a compressão aplicada não segue nenhum dos eixos ortogonais à fibra, têm que se considerar a interação entre compressão paralela e perpendicular com a expressão:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4.32)$$

onde:

- $\sigma_{c,\alpha,d}$  – tensão de compressão aplicada a um ângulo  $\alpha$ ;
- $\alpha$  – ângulo que a força faz com as fibras, como na **Erro! A origem da referência não foi encontrada..**

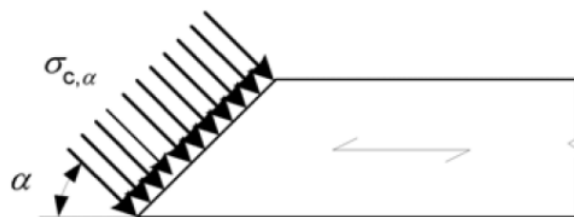


Figura 35 – Compressão a um ângulo  $\alpha$  [21].

→ **Flexão**

Para a verificação ao estado limite último de flexão o EC 5 estipula que as seguintes inequações têm de ser cumpridas:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.33)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.34)$$

onde:

- $\sigma_{m,y,d}$  e  $\sigma_{m,z,d}$  – são os momentos de dimensionamento, segundo os eixos y e z, respectivamente;
- $f_{m,y,d}$  e  $f_{m,z,d}$  – são as capacidades resistentes de dimensionamento, segundo os eixos y e z, respectivamente. Estas capacidades resistentes podem ainda ser majoradas para ter em conta a dimensão das secções, através do coeficiente  $k_h$  da expressão (4.4);
- $k_m$  – é um fator para ter em consideração a redistribuição de esforço e as irregularidades da secção, que para a MLC toma os valores:
  - $k_m = 0,7$  – para secções rectangulares;
  - $k_m = 1,0$  – para outras secções.

Deve-se ter ainda em atenção a verificação ao bambeamento. Para isso o EC 5 prescreve que a instabilidade lateral deve ser verificada, para tal a esbelteza relativa é dada por:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (4.35)$$

Onde

- $\sigma_{m,crit}$  - é esforço de flexão crítico dado por:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{l_{ef} W_y} \quad (4.36)$$

- Onde:
  - $E_{0,05}$  – O quinto percentil do módulo de elasticidade paralela as fibras;
  - $G_{0,05}$  – O quinto percentil do módulo de distorção paralela as fibras;
  - $I_z$  – Inercia segundo o eixo z;
  - $I_{tor}$  – Momento de inércia à distorção;

- $l_{ef}$  – Comprimento efetivo, dado pela Tabela 14;
  - $W_y$  – Módulo de secção segundo o eixo y.
- Pode ser simplificado para secções quadradas, de resinosas, para:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78b^2}{hl_{ef}} E_{0.05} \quad (4.37)$$

**Tabela 14 – Relação entre comprimentos efetivos e comprimentos de vão [21]**

Tipo de apoios	Tipo de carga	$l_{ef}/l$
Simplesmente apoiada	Momento constante	1,0
	Carga uniformemente distribuída	0,9
	Força concentrada a meio vão	0,8
Encastrada	Carga uniformemente distribuída	0,5
	Força concentrada no nó livre	0,8
Valido para apoios bloqueados à distorção.		

Por fim obtém-se o coeficiente  $k_{crit}$  que se usa na expressão (4.39) para a verificação à encurvadura.

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & , \text{para } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & , \text{para } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & , \text{para } \lambda_{rel,m} > 1,4 \end{cases} \quad (4.38)$$

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (4.39)$$



→ **Flexão composta**

A verificação à segurança da flexão composta varia entre flexão com tração e flexão com compressão. Para a verificação à flexão com tração é necessário satisfazer (4.40) e (4.41):

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.40)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.41)$$

Para a verificação à flexão com compressão:

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.42)$$

$$\left( \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4.43)$$

→ **Corte**

Para corte no sentido paralelo ou perpendicular às fibras, a verificação (4.44) é necessária ao cumprimento do EC 5.

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (4.44)$$

em que:

- $f_{v,d}$  – é a capacidade resistente de dimensionamento ao corte;
- $\tau_d$  – é o esforço actuante de corte.

O EC 5 estipula também que para forças concentradas, a uma distância, ao apoio, inferior à altura da secção, podem ser desprezadas, como na [21]

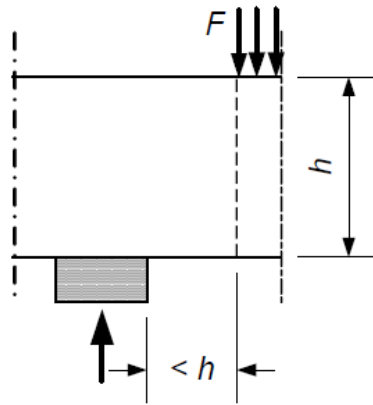


Figura 36 – Descarga direta de forças concentradas junto ao apoio [21]

→ **Distorção**

Para a verificação à distorção há que ter em conta a forma da secção, através do coeficiente  $k_{shape}$  dado por:

$$k_{shape} = \begin{cases} 1,2 \\ \min \left\{ 1 + \frac{0,15h}{b} \right. \\ \left. 2,0 \right\} \end{cases} \quad (4.45)$$

utilizado então em:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} f_{v,d} \quad (4.46)$$

onde:

- $\tau_{tor,d}$  – esforço tissor atuante de dimensionamento;
- $k_{shape}$  – resistência de dimensionamento à distorção;
- $f_{v,d}$  – factor de forma da secção;
- $h$  - dimensão maior da secção;
- $b$  – dimensão menor da secção.

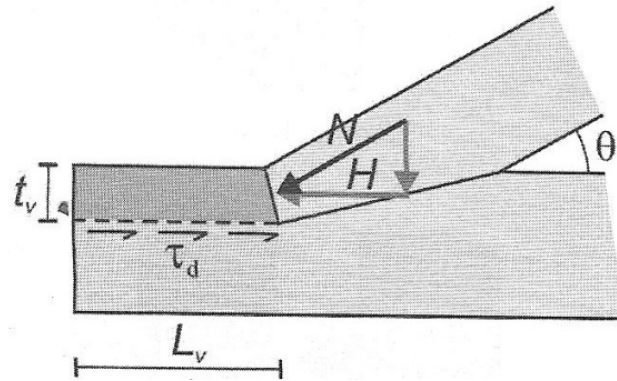
#### 4.2.3 Ligações

As ligações em estruturas de madeira são talvez a parte mais complexa do dimensionamento das mesmas, pela dificuldade em obter uma passagem eficaz dos esforços, isto é, devido a diferentes

direções das fibras, dificuldade de transmissão de esforços sem recorrer a ligadores e dificuldade de obter ligações rígidas.

Há dois tipos de ligações. As ligações entalhadas, onde nos elementos a ligar, a madeira é talhada para encaixar entre eles, e as ligações metálicas, que recorrem a ligadores. Para as ligações entalhadas, o cálculo é igual a qualquer outro esforço aplicado na madeira, tendo como exemplo a ligação de uma perna de uma asna à linha da mesma:

#### 4.2.3.1 Ligações tradicionais por entalhe



**Figura 37 – Ligação entalhada [4]**

Neste caso, segundo Negrão e Faria [4], a perna faz com a linha um entalhe, chamado de dente, com metade da inclinação da mesma, para reduzir o ângulo entre força e a direção das fibras. A verificação de segurança passa por assegurar o não esmagamento da zona de compressão do dente, pela equação (4.47), e a não rotura por corte na linha pela expressão (4.48).

$$\frac{N_{sd} \cos^2\left(\frac{\theta}{2}\right)}{b t_v} \leq \frac{f_{c,0} f_{c,90}}{f_{c,0} \sin^2\left(\frac{\theta}{2}\right) + f_{c,90} \cos^2\left(\frac{\theta}{2}\right)} \quad (4.47)$$

Onde:

- $N_{sd}$  - esforço axial de compressão da perna;
- $b$  - largura do dente;
- $t_v$  - altura, perpendicular às fibras, do dente, conforme Figura 37;
- $\frac{\theta}{2}$  - inclinação do dente, conforme Figura 37;
- $f_{c,0}$  e  $f_{c,90}$  - resistência à compressão paralela e perpendicular às fibras, respectivamente.

$$\frac{N_{sd} \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)}{b L_v} \leq f_{v,d} \quad (4.48)$$

Onde:

- $L_v$  - comprimento da área mobilizada ao corte, conforme Figura 37;
- $f_{v,d}$  - resistência ao corte.

#### 4.2.3.2 Ligações mecânicas

Este tipo de ligações ainda se pode dividir entre aquelas que utilizam unicamente ligadores cilíndricos ou filiformes, ou seja, pregos, parafusos e cavilhas, e aquelas que utilizam ligadores planos, como chapas metálicas dentadas, podendo, também, recorrer ou não aos ligadores anteriores, ver Figura 28 e 29.



Figura 38 – Pregos anelares [46]

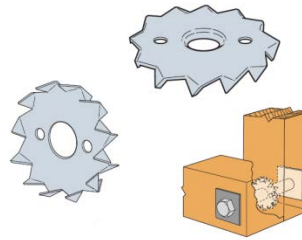


Figura 39 – Placa de ligação dentada tipo “Bulldog” [46]

#### → Pregos

Os pregos são os conectores metálicos mais antigos, existindo de secção circular ou quadrada, lisos, anelados ou helicoidais, podem ser aplicados com ou sem pré-furação. A pré-furação é requerida para diâmetros ( $d$ ) superiores a 6mm [4], quando a densidade da madeira ( $\rho_k$ ) for superior a 500kg/m<sup>3</sup> ou se a espessura de duas peças a unir for inferior a:

$$t = \max \left\{ \frac{7d}{(13d - 30)} \frac{\rho_k}{400} \right\} \quad (4.49)$$

No caso do espruce e do abeto, a espessura mínima a considerar deve ser o dobro da obtida pela equação anterior [4].

Em termos de funcionamento, os pregos funcionam essencialmente ao corte, sendo as expressões fornecidas pelo EC 5, para a resistência da madeira ao esmagamento localizado pelos mesmos, as seguintes:

Sem pré-furação: 
$$f_{h,k} = 0.082d^{-0.3}\rho_k \quad (4.50)$$

Com pré-furação: 
$$f_{h,k} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k \quad (4.51)$$

Em que,

- $f_{h,k}$  - resistência da madeira ao esmagamento localizado pelos pregos;
- $d$  – diâmetro dos ligadores;
- $\rho_k$  – densidade dos materiais a unir

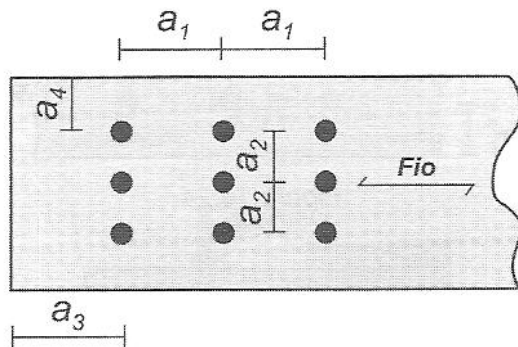
Estes valores, em MPa, só são validos para pregos com diâmetro igual ou inferior a 8mm, caso contrário utilizam-se as expressões para parafusos de porca. O EC 5 estabelece, também, que estes valores só se verificam para pregos com uma tensão última  $f_u \geq 600MPa$ .

Em caso de vários ligadores a funcionar em conjunto, o EC 5 recomenda um conjunto de espaçamentos mínimos a serem respeitados, que variam com o ângulo entre as fibras e a direção do esforço ( $\alpha$ ), conforme a Tabela 15 para o caso dos pregos.

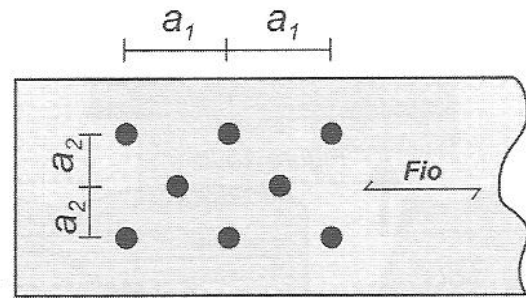
**Tabela 15 – Espaçamentos mínimos para pregos [21]**

Espaça- - mento	Ângulo $\alpha$	Espaçamento mínimo		
		Sem pré-furação		Com pré-furação
		$\rho_k \leq 420kg/m^3$	$420 < \rho_k \leq 500kg/m^3$	
$a_1$	$0 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5mm: (5 + 5 \cos \alpha )d$ $d \geq 5mm: (5 + 7 \cos \alpha )d$	$(7 + 8 \cos \alpha )d$	$(4 +  \cos \alpha )d$
$a_2$	$0 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$(3 +  \sin \alpha )d$
$a_{3,t}$	$-90 \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha )d$	$(15 + 5 \cos \alpha )d$	$(7 + 5 \cos \alpha )d$
$a_{3,c}$	$90 \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10d$	$15d$	$7d$
$a_{4,t}$	$0 \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5mm: (5 + 2 \sin \alpha)d$ $d \geq 5mm: (5 + 5 \sin \alpha)d$	$d < 5mm: (7 + 2 \sin \alpha)d$ $d \geq 5mm: (7 + 5 \sin \alpha)d$	$d < 5mm: (3 + 2 \sin \alpha)d$ $d \geq 5mm: (3 + 4 \sin \alpha)d$

$\alpha_{4,c}$	$180 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$3d$
----------------	----------------------------------	------	------	------



**Figura 40 – Pormenorização dos espaçamentos [21]**



**Figura 41 - Pormenorização dos espaçamentos [21]**

Os índices *c* e *t* significam, respectivamente, topo ou lado não solicitado (compressão) e solicitado (tração). Numa ligação sujeita a esforço axial, este pode ser desviado e causar um momento dentro da própria ligação, gerando esforços de compressão (c) e tração (d) dentro do conjunto de pregos. O ângulo  $\alpha$  é o ângulo entre a direção da força e a direção das fibras. Os espaçamentos são conforme as Figuras 40 e 41.

O momento resistente dos pregos [47] é definido como:

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 0,3 f_u d^{2,6}, & \text{para pregos redondos} \\ 0,45 f_u d^{2,6}, & \text{para pregos quadrados ou anelados} \end{cases} \quad (4.52)$$

Para a resistência de uma fiada de pregos, cumprindo os espaçamentos mínimos, o eurocódigo aplica uma redução a um número efetivo de pregos, equação (4.53), que traduz a deformabilidade da madeira entre pregos. [21]

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} \quad (4.53)$$

Onde:

- $n_{ef}$  - número efetivo de pregos;
- $n$  - número real de pregos;
- $k_{ef}$  - coeficiente dado por:

Tabela 16 – Valores de  $k_{ef}$  [21]

Espaçamento	$k_{ef}$	
	Sem pré-furação	Com pré-furação
$a_1 \geq 14d$	1.00	1.00
$a_1 = 10d$	0.85	0.85
$a_1 = 7d$	0.70	0.70
$a_1 = 4d$	-	0.50
Para valores intermédios recorrer a interpolação linear		

No funcionamento de pregos ao arranque, a profundidade de cravação faz variar muito a resistência. Outro fator para a resistência é a contribuição da cabeça do prego, dada pela expressão (4.56). A resistência pode ser calculada por:

- Para pregos lisos:

$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{ax,k} d t_{pen} \\ f_{ax,k} d t + f_{head,k} d_h^2 \end{array} \right. \quad (4.54)$$

- Para outros pregos:

$$F_{ax,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{ax,k} d t_{pen} \\ f_{head,k} d_h^2 \end{array} \right. \quad (4.55)$$

- Resistência da cabeça:

$$f_{head,k} = 70 \times 10^{-6} \rho_k^2 \quad (4.56)$$

- Resistência do corpo do prego:

$$f_{ax,k} = 20 \times 10^{-6} \rho_k^2 \quad (4.57)$$

- Onde:

- $\rho_k$  – Valor característico da massa volúmica da madeira;
- $d$  – Diâmetro do prego, em  $mm$ ;
- $d_h$  - Diâmetro da cabeça do prego, em  $mm$ ;

- $t_{pen}$  - Profundidade de cravação do prego, na parte que recebe a ponta.

→ **Parafusos de enroscar**

São parafusos de enroscar (*screws*), aqueles em que a rosca fica embutida na madeira, não necessitando de porca, normalmente de cabeça sextavada para aplicações estruturais, podem também utilizar uma anilha para aumentar a área de contacto. São enroscados na madeira, recorrendo a pré-furação, excepto para parafusos com diâmetro  $d \leq 6mm$  em madeiras de Resinosas. Esta pré-furação é sempre inferior ao diâmetro do parafuso. A Norma ISO 262 [48] define um conjunto de tamanhos normalizados, onde, a título de exemplo, tem-se M10 que tem um diâmetro nominal de 10 mm e que existe em vários passos de rosca: 1,50; 1,25; 1,00.

No funcionamento ao corte, os parafusos de enroscar, tem que ser atenção para conhecer qual a zona que está ao corte, caso seja o liso, deve-se considerar a secção com o diâmetro nominal, caso contrário, deve-se considerar 1,1 vezes o diâmetro roscado, estes 10% de aumento deve-se à contribuição da rosca para resistência, conforme Figura 42. O EC 5 refere ainda que a verificação de segurança deve ser feita segundo a regras dos pregos para  $d \leq 6mm$  e segundo a regras das cavilhas e parafusos de rosca para  $d > 6mm$ .

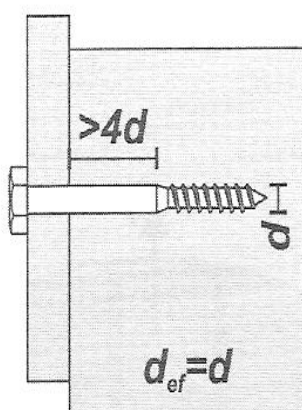


Figura 42 – Parafuso ao corte pelo liso [4]

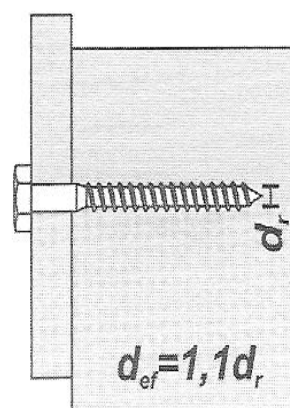


Figura 43 – Parafuso ao corte pela rosca [4]

Devido à parte roscada dos parafusos, estes conseguem suportar esforços de tração, mas, segundo o EC 5, apenas se a parte enroscada for igual ou superior a 6 vezes o seu diâmetro. Para  $6 \leq d \leq 12 mm$  o EC 5 1-1 propõe para a resistência característica, em MPa, dos parafusos a expressão (4.58):



$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} f_{ax,k} d l_{ef} k_d}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (4.58)$$

Onde:

- $f_{ax,k}$  - é a resistência individual de cada parafuso à tração paralela ao mesmo, em MPa, dada por:

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0.5} l_{ef}^{-0.1} \rho_k^{0.8} \quad (4.59)$$

- $k_d$  - é um coeficiente dado por:

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, 1 \right\} \quad (4.60)$$

- $n_{ef}$ - número efetivo de parafusos, dado por:

$$n_{ef} = n^{0.9} \quad (4.61)$$

- $n$  - é o número de parafuso da ligação;
- $l_{ef}$  - é o comprimento da parte enroscada;
- $d$  - diâmetro exterior da rosca;
- $\rho_k$  - densidade da madeira;
- $\alpha$  - ângulo entre a direção do parafuso e as fibras

É recomendado também os espaçamentos mínimos entre parafusos da Tabela 17, com uma espessura mínima de  $12d$  das peças a unir.

Medição dos espaçamentos segundo as Figuras 44 a 46.

**Tabela 17 – Espaçamentos mínimos para parafusos de enroscar**

<b>Espaçamento</b>	<b>Valor</b>
$a_1$ - na direção das fibras	$7d$
$a_2$ - na perpendicular às fibras	$5d$
$a_{1,cg}$ - distância mínima do centro geométrico (G) da parte roscada inserida na peça ao topo desta	$10d$
$a_{2,cg}$ - distância mínima do centro geométrico (G) da parte roscada inserida na peça ao lado desta	$4d$

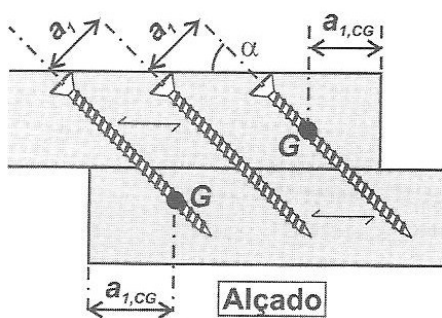


Figura 44 – Pormenor espaçamento parafusos, em alçado [4]

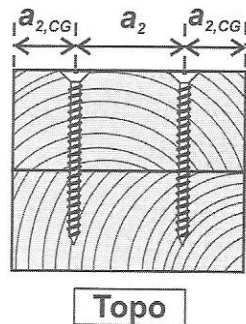


Figura 45 - Pormenor espaçamento parafusos, em topo [4]

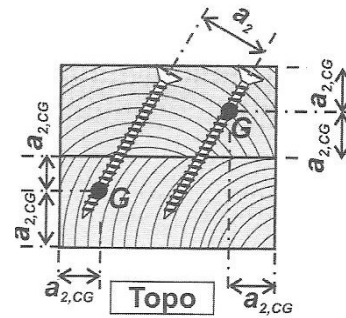


Figura 46 - Pormenor espaçamento parafusos, em alçado [4]

### → Parafusos de porca e cavilhas

Os parafusos de porca (*bolt*) são em tudo iguais aos utilizados em construção metálica, excetuando que na madeira são utilizadas anilhas debaixo da porca e da cabeça para aumentar a área de contacto, diminuindo o risco de esmagamento. São normalmente utilizadas as classes de resistência mais baixas, como exemplo a 5.6, porque maiores valores não compensam devido à grande discrepância de resistência entre o parafuso e a das peças a unir. São colocados recorrendo à pré-furação, normalmente com um diâmetro superior em 1mm ao do parafuso, para facilitar a colocação. As cavilhas são cilindros lisos, normalmente com o comprimento igual à largura da peça a unir, para ficarem embutidas, a sua pré-furação é realizado num diâmetro inferior às mesmas, cerca de 0,1mm menos, de modo a que estas fiquem apertadas e não saiam do lugar. De notar que as cavilhas só podem estar mobilizadas ao corte duplo, porque, caso contrario, ao corte simples, o esforço axial desviado iria remove-las do lugar.

Quanto ao seu dimensionamento, deve-se verificar o momento no próprio ligador, que tem de ser inferior ao resistente dado pela expressão (4.62) e tem também que verifica-se a resistência ao esmagamento localizado pela equação (4.63). Deve-se ter atenção a redução de secção pela pré-furação.

$$M_{y,Rk} = 0.3f_{u,k} d^{2,6} \quad (4.62)$$

Onde:

- $M_{y,Rk}$  – momento plástico característico do ligador;
- $f_{u,k}$  – resistência ultima característica à tração, em MPa, do ligador;
- $d$  – diâmetro do ligador, em mm.

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4.63)$$

Onde:

- $f_{h,\alpha,k}$  – resistência, em MPa, ao esmagamento localizado, segundo o ângulo  $\alpha$ ;
- $f_{h,0,k}$  – resistência, em MPa, ao esmagamento localizado, dado por:

$$f_{h,0,k} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k \quad (4.64)$$

- $d$  – diâmetro do ligador.
- $\rho_k$  – densidade da madeira;
- $\alpha$  – ângulo entre a direção do ligador e as fibras;
- $k_{90}$  – dado por:

$$k_{90} = \begin{cases} 1.35 + 0.015d, & \text{para resinosas} \\ 0.90 + 0.015d, & \text{para folhosas} \end{cases} \quad (4.65)$$

Na situação de vários parafusos ou cavilhas, numa ligação há redução a um número efetivo de ligadores que para o caso de estarem alinhados segundo a direção da força é dado pela expressão (4.66), com  $a_1$  o espaçamento entre ligadores na direção das fibras caso estejam perpendiculares é contabilizada a totalidade dos mesmos. Estes valores aplicam-se para os espaçamentos mínimos da

Tabela 18, consoante a Figura 39 dos pregos.

$$n_{ef} = \min \left\{ n^{0.9}, \frac{n}{\sqrt{13d}} \right\} \quad (4.66)$$

Tabela 18 – Espaçamentos mínimos para cavilhas e parafusos de porca [21].

Espaça- mento	Ângulo $\alpha$	Ligadores	
		Parafusos de porca	Cavilhas
$a_1$	$0 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 +  \cos \alpha )d$	$(3 + 2 \cos \alpha )d$
$a_2$	$0 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$	$3d$
$a_{3,t}$	$-90 \leq \alpha \leq 90^\circ$	$máx(7d; 80mm)$	$máx(7d; 80mm)$

$a_{3,c}$	$90 \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha)d$	$\max[a_{3,t} \sin \alpha d; 3d]$
	$150 < \alpha \leq 210^\circ$	$4d$	$3d$
	$210 < \alpha \leq 270^\circ$	$(1 + 6 \sin \alpha )d$	$\max[a_{3,t} \sin \alpha d; 3d]$
$a_{4,t}$	$0 \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha)d; 3d]$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha)d; 3d]$
$a_{4,c}$	$180 \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$	$3d$

→ **Ligadores anelares**

Estes ligadores de forma anelar, como na Figura 46, ficam embutidos entre as duas peças de madeira a unir, formando um género de rotula cilíndrica, é tudo mantido no lugar utilizando um parafuso de rosca a apertar as duas peças, este não contribui para a resistência ao corte. Estes ligadores estão normalizados pela EN 912 [49], como ligadores do tipo A1 a A4.



**Figura 47 – Demonstração de ligação anelar (parcialmente cortada) [50]**

Para o dimensionamento destas ligações tem que se ter em conta os vários modos de rotura, por esmagamento, rotura em bloco, fratura no sentido das fibras, para tal a expressão (4.67), fornecida pelo EC 5, utiliza os coeficientes  $k$  para ajustar a cada situação.

$$f_{v,0,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_1 k_2 k_3 k_4 (35d_c^{1,5}) \\ k_1 k_3 h_e (31,5d_c) \end{array} \right. \quad (4.67)$$

Onde:

- $d_c$  - diâmetro do anel, em mm;
- $h_e$  – profundidade do entalhe na madeira pelo anel, em mm;
- $k_1$  – para  $\alpha$ , ângulo força- fibras, entre 150° a 210°:

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{t_1}{3h_e} \\ \frac{t_2}{5h_e} \end{array} \right. \quad (4.68)$$

○ Com:

- $t_1$  e  $t_2$  dimensões segundo a Figura 48.

- $k_2$  – para  $|\alpha| < 30^\circ$

$$k_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} k_a \\ \frac{a_{3,t}}{2d_c} \end{array} \right. \quad (4.69)$$

○ Com:

- $k_a = \begin{cases} 1,0, & \text{para ligações com mais de um anel} \\ 1,25, & \text{para ligações com um anel} \end{cases}$
- $a_{3,t}$  – distância ao topo solicitado.

- $k_2$  – para  $|\alpha| \geq 30^\circ$  toma o valor de 1;

- $k_3$  – dado pela equação (4.70):

$$k_3 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,75 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{array} \right. \quad (4.70)$$

- $k_4$  – dado pela equação (4.71):

$$k_4 = \begin{cases} 1,0, & \text{para ligações madeira – madeira} \\ 1,1, & \text{para ligações madeira – metal} \end{cases} \quad (4.71)$$

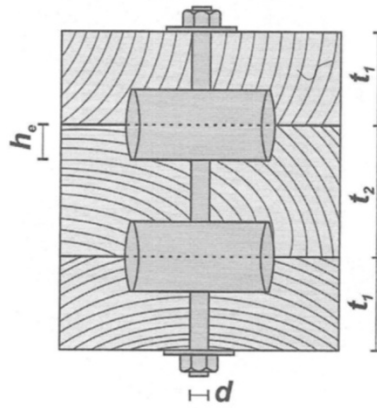


Figura 48 – ligação ao corte duplo com anéis [21]

→ **Placas denteadas**

As placas denteadas ou placas “bulldog”, Figura 38, como ficaram conhecidas devido à marca criadora, são peças, normalmente circulares com dentes na extremidade exterior, que são cravados na madeira recorrendo a prensas hidráulicas, ou no caso mais corrente, recorrendo ao aperto do próprio parafuso da ligação, reduzindo a mão-de-obra envolvida. Estão classificadas na EN 912 [49] como ligadores do tipo C1 a C11. Existem duas grandes variantes, as placas de denteado simples, ou de uma face, que têm apenas dentes numa das faces, utilizando-se para estas ligações duas placas justapostas, o que permite a reversibilidade da ligação, transmitindo os esforços só pelo parafuso, e as placas de denteado duplo, ou de duas faces, que, como o nome indica, têm dentes nas duas faces, neste caso só podem ser cravadas recorrendo ao aperto dos dois ou mais elementos de madeira a unir, ocorrendo a transmissão de esforços pela placa e pelo parafuso.

O dimensionamento destas ligações, segundo o EC 5, é semelhante ao dos anéis, a resistência da ligação é dada pela expressão (4.72):

$$f_{v,0,Rk} = \begin{cases} 18k_1k_2k_3d_c^{1,5}, & \text{para denteado simples} \\ 25k_1k_3k_3d_c^{1,5}, & \text{para denteado duplo} \end{cases} \quad (4.72)$$

Em que:

- $d_c$  - diâmetro do anel, em mm;
- $h_e$  – profundidade do entalhe na madeira pelo anel, em mm;
- $k_1$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{t_1} \\ \frac{3h_e}{t_2} \\ \frac{t_2}{5h_e} \end{array} \right. \quad (4.73)$$

o Com:

- $t_1$  e  $t_2$  dimensões segundo a Figura 48.

- $k_2$  - para placas do tipo C1 a C9:

$$k_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{a_{3,t}} \\ 1,5d_c \end{array} \right. \quad (4.74)$$

o Com:

- $a_{3,t}$  – distância ao topo solicitado.

$$a_{3,t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,1d_c \\ 7d \\ 80 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (4.75)$$

- $k_2$  - para placas do tipo C10 e C11:

$$k_2 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{a_{3,t}} \\ 2d_c \end{array} \right. \quad (4.76)$$

o Com:

- $a_{3,t}$  – distância ao topo solicitado.

$$a_{3,t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5d_c \\ 7d \\ 80 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (4.77)$$

- $k_3$  – dado pela equação (4.78):

$$k_3 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{array} \right. \quad (4.78)$$

#### → Chapas metálicas denteadas

Estes ligadores, feitos com chapa perfurada, como na Figura 48, utilizados em elementos complanares e da mesma espessura, são normalmente utilizados em pré-fabricação, por isso não se abordará mais o tema.

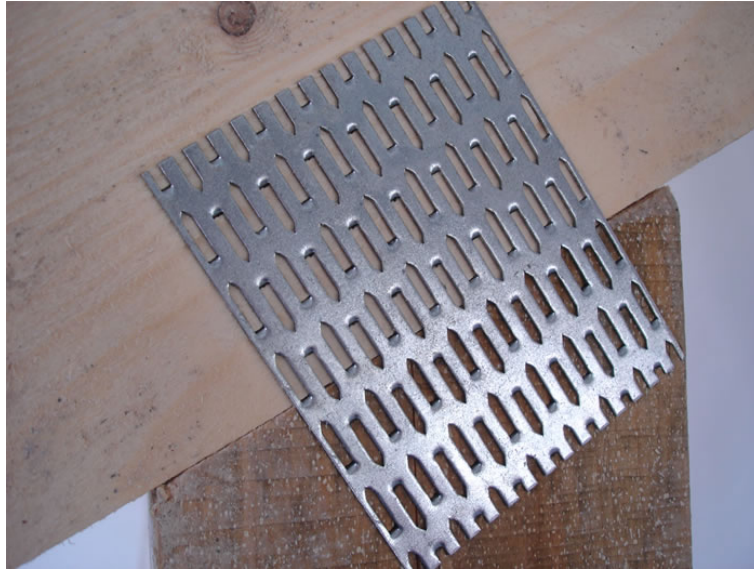


Figura 49 – Chapa denteada [51]

→ Teoria de Johansen

A teoria de Johansen descreve os vários modos de rotura de uma ligação mecânica com ligadores do tipo cavilha, quer seja por limitação do momento plástico do ligador, por esmagamento da madeira ou mesmo pela rotura em bloco. De forma a simplificar, o EC 5-1.1, resume a resistência de uma ligação ao corte, ao corte simples, pela expressão (4.79), e ao corte duplo pela equação (4.79), sendo estas equações para ligações entre elementos de madeira.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} & \text{a)} \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{f_{h,2,k} t_2 d} & \text{b)} \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{c)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{d)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{e)} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{f)} \end{array} \right. \quad (4.79)$$



$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} g) \\ h) \\ j) \quad (4.80) \\ k) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

Onde:

- $F_{v,Rk}$  – valor característico da capacidade resistente por ligador, por plano de corte;
- $t_1$  e  $t_2$  - espessuras das peças a unir, profundidade de penetração, conforme a Figura 38.
- $f_{h,i,k}$  - valor característico da resistência ao esmagamento no elemento  $i$ , conforme capítulos anteriores;
- $M_{y,Rk}$  – valor característico do momento resistente do ligador;
- $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$  – quociente entre a resistência ao esmagamento dos dois elementos a unir;
- $d$  – diâmetro do ligador;
- $F_{ax,Rk}$  - valor característico de resistência ao arranque do ligador.

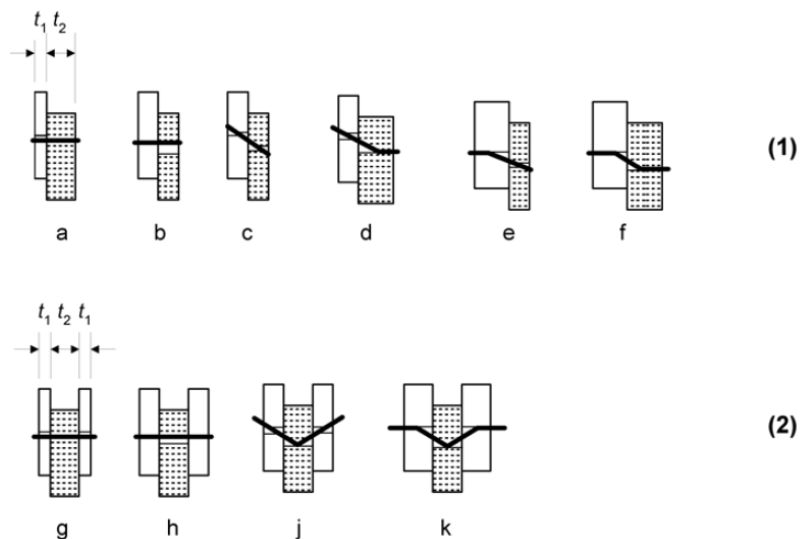
O valor característico de resistência ao arranque do ligador,  $F_{ax,Rk}$ , a utilizar na contribuição do efeito de corda para as equações da Teoria de Johansen deve ser limitado segundo a Tabela 19. A título de exemplo tem-se a equação k),  $F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$  em que  $\frac{\left(\frac{F_{ax,Rk}}{4}\right)}{1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d}} \leq 0,25$ , para pregos quadrados.

**Tabela 19 – Máxima contribuição do efeito de arranque [21]**

Tipo de ligador	Máxima percentagem de $\left(\frac{F_{ax,Rk}}{4}\right) / (Johansen)$
Pregos redondos	15%
Pregos quadrados	25%

<b>Outros pregos</b>	50%
<b>Parafusos de enroscar</b>	100%
<b>Parafuso de porca</b>	25%
<b>Cavilhas</b>	0%

Os modos de rotura da **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** correspondem às parcelas das equações (4.79) e (4.80) com a mesma designação.



**Figura 50 - Modos de rotura da teoria de Johansen; (1) corte simples; (2) corte duplo [21].**

Para ligações entre elementos de aço e madeira, existe uma distinção entre ligações com chapa fina, cuja espessura é inferior ou igual a  $0,5d$ , sendo  $d$  o diâmetro do ligador utilizado, e as ligações com chapa grossa com uma espessura igual ou superior a  $d$ . Para espessuras entre  $0,5d$  e  $d$  deve-se proceder à interpolação linear.

Em ligações ao corte simples:

Chapa fina

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4f_{h,k}t_1d \\ 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,k}d + \frac{F_{ax,Rk}}{4}} \end{array} \right. \quad (4.80)$$

a)  
b)

Chapa grossa  $F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ f_{h,k} t_1 d \end{array} \right.$  c) d) (4.81) e)

Em ligações ao corte duplo, com a chapa entre elementos de madeira:

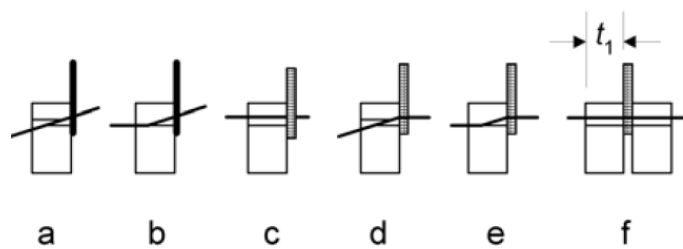
Qualquer chapa  $F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$  f) g) (4.82)

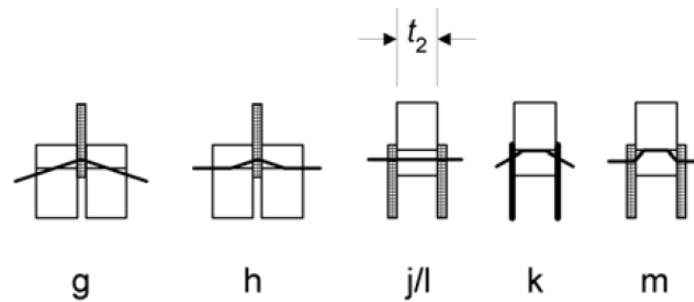
Em ligações ao corte duplo, com o elemento de madeira entre chapas:

Chapa fina  $F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$  j) k) (4.83)

Chapa grossa  $F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \\ 2,3 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$  l) m) (4.84)

Os modos de rotura, a que correspondem as equações (4.80) a (4.84), são demonstrados na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**

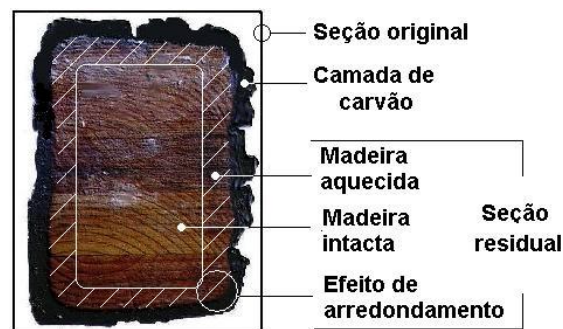




**Figura 51 – Modos de ruptura aço-madeira [21]**

#### 4.2.4 Comportamento ao fogo EN 1995-1-2

Sendo a madeira um material combustível, é generalizada a ideia de que as estruturas feitas neste material têm um mau comportamento ao fogo, que na realidade não se verifica para estruturas feitas como elementos de grande secção transversal. Segundo Negrão e Faria [4] estas estruturas têm, em geral, um melhor comportamento que as alternativas em betão armado ou metálicas. Isto acontece porque a madeira, apesar de combustível, tem baixa condutibilidade térmica, podendo a superfície estar em combustão e a alguns centímetros de profundidade estar fria, é esta secção, não carbonizada, que continua a resistir, chamada de secção efetiva (Figura 52).



**Figura 52 – Secção efetiva de uma viga sujeita ao fogo [52]**

A EN 1995-1-2 [53] define um conjunto de regras para a verificação e dimensionamento das estruturas de madeira ao fogo, considerando também a possibilidade do uso de proteção nos elementos estruturais com gesso ou outros materiais. No anexo F da mesma norma, é apresentado um fluxograma (Figura 53), onde são indicados os passos resumo para a verificação do comportamento ao fogo do EC 5.

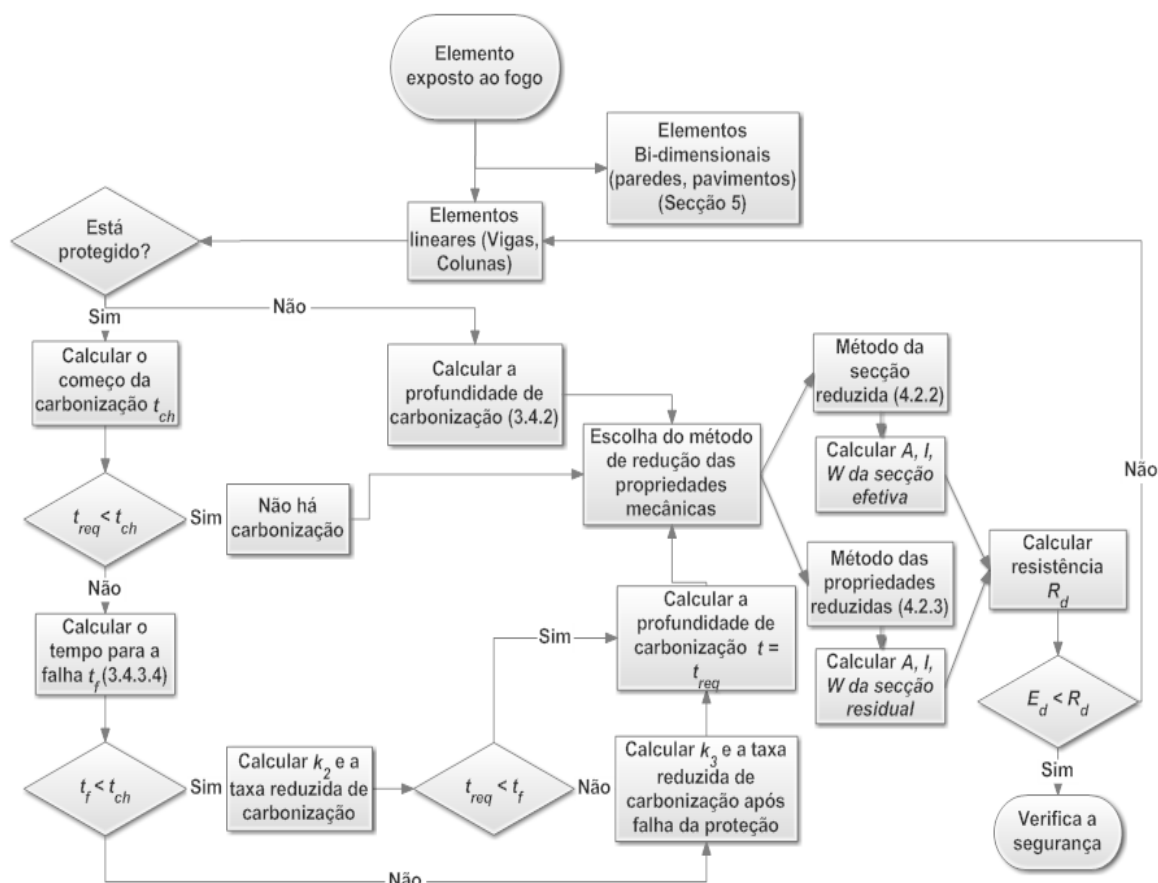


Figura 53 – Fluxograma para verificação ao fogo [53]

A EN 1995-1-2 define vários métodos para a verificação da resistência ao fogo:

- para um elemento de MLC linear (viga, pilar), não protegido, a profundidade de carbonização, nas superfícies expostas, desenvolve-se à velocidade de  $0,7\text{mm}/\text{min}$ . Este valor depende da espécie da madeira;
- para o método da secção efetiva, a largura a descontar a cada uma das faces é dado por:

$$d_{ef} = 0,7t + 7k_0 \text{ (mm)} \tag{4.85}$$

- com:
  - $t$  - tempo de exposição em minutos;

$$k_0 = \begin{cases} \frac{t}{20}, & \text{para } t \leq 20 \text{ min} \\ 1,0, & \text{para } t > 20 \text{ min} \end{cases} \tag{4.86}$$

- As ações e resistências de cálculo têm de ser recalculadas para a situação de fogo, segundo o capítulo 2 do EC 5 parte 1.2.

Considera-se também que a MLC tenha um comportamento ao fogo semelhante à madeira maciça, dado que é apenas considerada como secção resistente a secção residual interior à superfícies carbonizada. Esta é uma zona onde a temperatura é muito mais baixa que a superfície na qual as colas utilizadas vão manter as suas propriedades.

#### 4.2.5 Pontes em madeira, segundo EN 1995-2

##### 4.2.5.1 Requisitos gerais

As pontes em madeira, talvez o mais antigo material a ser utilizado, caíram em desuso quando surgiram as suas congéneres em ferro e betão, porque até então era mais onerosa a alternativa em pedra, só se justificando quando se pretendia grande durabilidade ou grandes vãos. Mas com o surgimento da MLC e com um aumento de importância das questões estéticas e ambientais, as pontes em madeira têm voltado a ser construídas.

O Eurocódigo 5 parte 2 [54] surge como uma junção de regras e princípios construtivos específicos para as pontes em madeira, tratando de problemas específicos como vibrações de tráfego, durabilidade da estrutura e dimensionamento dos tabuleiros.

Como bases de dimensionamento, o EN 1995-2 define que o tráfego de peões e de veículos devem ser considerados como ações de curto prazo e o coeficiente parcial de segurança é dado pela Tabela 20. Para a restantes variáveis devem ser utilizados os coeficientes parciais de segurança dados pela parte 1 do mesmo Eurocódigo. Excetua-se o caso de acidente onde o coeficiente parcial de segurança deve ser  $\gamma_m = 1,0$ .

**Tabela 20 – Coeficientes parciais de segurança para os materiais empregues em pontes [54]**

Madeira e derivados	
- Verificação normal	
- Madeira maciça	$\gamma_m = 1,3$
- Madeira lamelada colada	$\gamma_m = 1,25$
- LVL, contraplacado, OSB	$\gamma_m = 1,2$
- Verificação à fadiga	$\gamma_{m,fat} = 1,0$

Ligações		
- Verificação normal	$\gamma_m$	= 1,3
- Verificação à fadiga	$\gamma_{m,fat}$	= 1,0
Aço utilizado em elementos compostos	$\gamma_{m,s}$	= 1,15
Betão utilizado em elementos compostos	$\gamma_{m,c}$	= 1,5
Ligações entre madeira e betão		
- Verificação normal	$\gamma_{m,v}$	= 1,25
- Verificação à fadiga	$\gamma_{m,v,fat}$	= 1,0
Elementos de pré-esforço em aço	$\gamma_{m,s}$	= 1,15

Como as pontes são estruturas que, normalmente, têm os seus elementos expostos a agentes de degradação, como a chuva e a radiação solar, é necessário especial cuidado durante a fase de projeto para que a durabilidade da estrutura cumpra o requerido. Para tal o EC 5-2 recomenda uma série de disposições construtivas a ser respeitadas:

- Se possível, realizar a cobertura total da estrutura portante;
- escoar a água “parada”, através de inclinação em todas as peças;
- Limitar a absorção de água das fundações, por meio de barreiras;
- Minimizar fendas, aberturas e buracos onde se possa acumular ou infiltrar água;
- Minimizar os movimentos de expansão e retração, mediante uma humidade inicial adequada e também o uso duma proteção de superfície;
- Escolher uma geometria que permita que todas as peças sejam ventiladas;
- Limitar a vegetação envolvente que possa causar humedecimento da estrutura;
- No caso de peças de aço verificar o ataque pelos produtos de tratamento da madeira, ou pela acidez natural de algumas madeiras;
- Pode utilizar-se selante para tabuleiro, mas este tem que garantir uma elasticidade suficiente para não quebrar como os movimentos da madeira.

#### 4.2.5.2 Tabuleiros de pontes

Para o tabuleiro, o EC 5-2 apresenta os princípios de dimensionamento para tabuleiros em madeira lamelada, como o CLT da Figura 55 ou o sistema das lamelas pré-esforçadas, da Figura 54, e para tabuleiros mistos de madeira-betão.

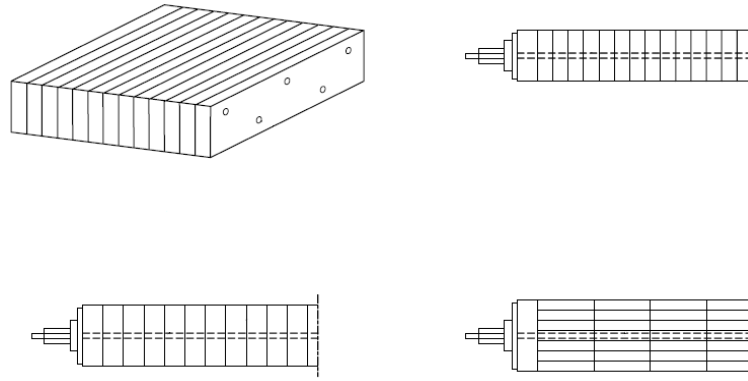


Figura 54 – Exemplos de tabuleiros em madeira lamelada [54]



Figura 55 – Painel de CLT [55]

#### → Tabuleiros lamelados

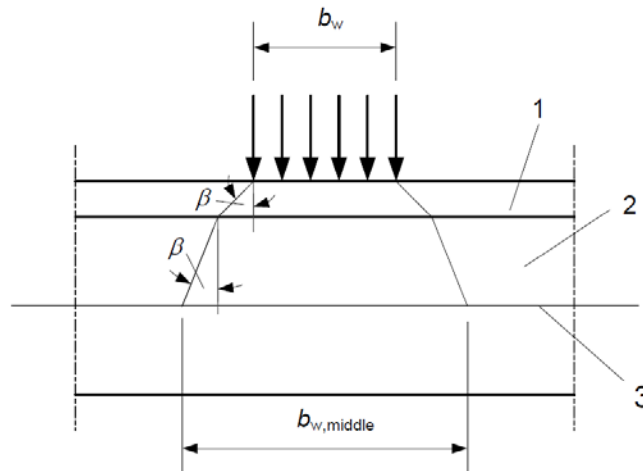
Os tabuleiros lamelados caracterizam-se pelo uso de técnicas como a colagem ou pré-esforço em lamelas de madeira para a obtenção de painéis. Para estes sistemas, é fornecido, no EC 5-2, um método simplificado de análise, onde o tabuleiro é aproximado por uma ou mais vigas com uma largura efetiva ( $b_{ef}$ ), em m, calculado pela expressão (4.87):

$$b_{ef} = b_{w,middle} + a \quad (4.87)$$

Com:



- $b_{w,middle}$  - largura da área carregada a meia altura do tabuleiro, Figura 56, em m;



**Figura 56 - Dispersão das cargas concentradas [54]**

o Com:

- $b_w$  – é a largura da zona carregada no topo do pavimento;
- $\beta$  – é o ângulo de dispersão dado pela Tabela 21;

**Tabela 21 – Ângulo de dispersão  $\beta$  [54]**

Pavimento, segundo EN 1991-2, 4.3.6	45°
Pranchas e barrotes	45°
Tabuleiros em madeira lamelada	
- na direção das fibras	45°
- perpendicular às fibras	15°
Contraplacado e madeira lamelada cruzada	45°

- 1 – pavimento;
  - 2 – tabuleiro;
  - 3 – linha a meia altura do tabuleiro.
- $a$  – fator de correção para o sistema utilizado, dado na Tabela 22.

**Tabela 22 – Fator de correção  $\alpha$  [54]**

Sistema de madeira lamelada	$\alpha$ (m)
Madeira lamelada pregada	0,1
Madeira lamelada pré-esforçada ou colada	0,3
Madeira lamelada cruzada	0,5
Misto madeira- betão	0,6

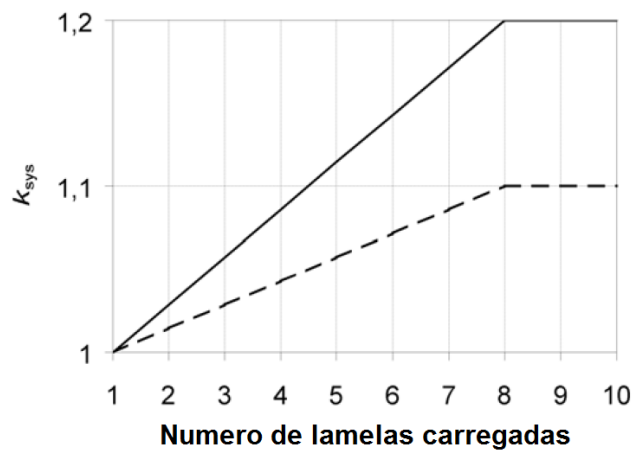
Para o cálculo da resistência à flexão e ao corte, de dimensionamento, dos tabuleiros, em madeira lamelada, devem ser usadas as expressões (4.88) e (4.89):

$$f_{m,d,deck} = k_{sys} f_{m,d,lam} \quad (4.88)$$

$$f_{v,d,deck} = k_{sys} f_{v,d,lam} \quad (4.89)$$

Onde:

- $f_{m,d,deck}$  e  $f_{v,d,deck}$  - são as resistências à flexão e ao corte do tabuleiro;
- $f_{m,d,lam}$  e  $f_{v,d,lam}$  - são as resistências à flexão e ao corte das lamelas;
- $k_{sys}$  – fator de correção para a resistência do sistema, dado pela Figura 57:



**Figura 57 – Coeficiente  $k_{sys}$  [54]**

- A linha a tracejado deve utilizar-se para retirar o valor de  $k_{sys}$  de tabuleiros pregados;

- A linha a contínuo deve utilizar-se para retirar o valor de  $k_{sys}$  de tabuleiros pré-esforçado ou colados;
- No eixo horizontal, está representado o número de lamelas mobilizadas, dado pela expressão:

$$n = \frac{b_{ef}}{b_{lam}} \quad (4.90)$$

- $b_{ef}$  – largura efetiva, dada em (4.82) em m;
- $b_{lam}$  - largura das lamelas, em m.

→ **Verificação da segurança**

Para a verificação da segurança, deve-se realizar uma verificação da fadiga, excetuando as pontes pedonais onde esta não é normalmente requerida, segundo a nota 1 em 6.2 no EC 5 parte 2. O anexo A do mesmo documento apresenta um método simplificado, baseado carregamento equivalente de fadiga com amplitude constante, com os esforços determinados por análise elástica tendo em conta os efeitos de 2ª ordem. De modo a minimizar o número de cálculos, a verificação à fadiga só é realizada se o coeficiente  $k$ , da expressão (4.91), for superior a:

- elementos em compressão:  $k > 0,6$ ;
- elementos em flexão ou tração:  $k > 0,2$ ;
- elementos em corte:  $k > 0,15$ ;
- ligações com cavilhas:  $k > 0,4$ ;
- ligações com pregos:  $k > 0,1$ ;
- outras ligações:  $k > 0,6$ .

$$k = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{\frac{f_k}{\gamma_{m,fat}}} \quad (4.91)$$

Em que:

- $k$  – Coeficiente de variação de carga;
- $\sigma_{d,max}$  – Máxima tensão absoluta;

- $\sigma_{d,min}$  – Mínima tensão absoluta;
- $f_k$  – Resistência característica;
- $\gamma_{m,fat}$  – Coeficiente parcial de segurança para a fadiga,  $\gamma_{m,fat}=1,0$ .

O modelo de cargas para a fadiga fornece os valores mínimos e máximos para a estrutura. Para o caso de tráfego automóvel, deve-se seguir a EN 1991-2 [56] onde se pode obter o tráfego médio anual de veículos pesados,  $N_{obs}$ , na tabela 4.5, sendo este o valor da repetição dos ciclos de carga descarga máximos. Resta apenas a verificação da capacidade resistente da estrutura, conforme a expressão (4.92):

$$\sigma_{d,máx} \leq f_{fat,d} \quad (4.92)$$

Em que:

- $\sigma_{d,máx}$  – é o maior esforço de cálculo, em valor absoluto, causado pelo carregamento de fadiga;

$$f_{fat,d} = k_{fat} \frac{f_k}{\gamma_{M,fat}} \quad (4.93)$$

- $f_{fat,d}$  - a resistência de cálculo à fadiga é dada por:
  - Onde  $k_{fat}$ , fator de redução para cargas cíclicas, é dado por:

$$k_{fat} = 1 - \frac{1 - R}{a(b - R)} \log(\beta N_{obs} t_L) \quad (4.94)$$

- Onde:
  - $R = \frac{\sigma_{d,min}}{\sigma_{d,máx}}$ , com  $-1 \leq R \leq 1$
  - $t_L$  - Vida útil do projeto, ex. 50 anos;
  - $\beta$ - fator que tem em conta a importância do elemento a ser estudado:
    - com importantes consequências –  $\beta = 3$ ;

- sem importantes consequências –  $\beta = 1$ .
- $a$  e  $b$  – fatores que têm em conta o tipo de ação da fadiga, dados pela Tabela 23:

**Tabela 23 – Fatores para cálculo da fadiga [54]**

	<i>a</i>	<i>b</i>
<b>Elementos de madeira em:</b>		
- Compressão	2,0	9,0
- Flexão ou tração	9,5	1,1
- Corte	6,7	1,3
<b>Ligações:</b>		
- Cavilhas com $d \leq 12$	6,0	2,0
- Pregos	6,9	1,2

→ **Verificação de serviço**

As estruturas de madeira, em especial as pontes, são muito suscetíveis a vibrações, devido à reduzida massa da estrutura e também à baixa rigidez, por tais razões, tem que se ter especial cuidado durante a fase de projeto para garantir o conforto necessário aos utilizadores. Para ajudar nesta situação, o EC 5-2 fornece no anexo B um método simplificado para as vibrações causadas por peões, para pontes de vigas simplesmente apoiadas ou treliças na mesma condição.

Para as vibrações verticais causadas por peões, o mesmo anexo aproxima, para um peão a caminhar a seguinte aceleração:

$$a_{vert,1} = \begin{cases} \frac{200}{M\zeta}, & \text{para } f_{vert} \leq 2,5 \\ \frac{100}{M\zeta}, & \text{para } 2,5 < f_{vert} \leq 5 \end{cases} \quad (4.95)$$

Em que:

- $a_{vert,1}$  – aceleração vertical para 1 peão, em  $m/s^2$ ;
- $M$  – é a massa total da ponte, em  $kg$ ;
- $\zeta$  - coeficiente de amortecimento, pode ser assumido como  $\zeta = 0,010$  para estruturas sem ligações mecânicas, caso contrário pode ser assumido  $\zeta = 0,015$ ;
- $f_{vert}$  – frequência natural fundamental para deformações verticais da ponte, em  $Hz$ .

Para várias pessoas a caminhar pode ser aproximado a:

$$a_{vert,n} = 0,23 a_{vert,1} n k_{vert} \quad (4.96)$$

Onde:

- $n$  – número de peões, pode ser considerado:  $n = \begin{cases} 13, & \text{para um grupo isolado de peões} \\ 0,6A, & \text{para um contínuo de peões} \end{cases}$  em que  $A$  é a área do tabuleiro da ponte;
- $k_{vert}$  - coeficiente que tem em conta frequência da ponte, dado na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**;

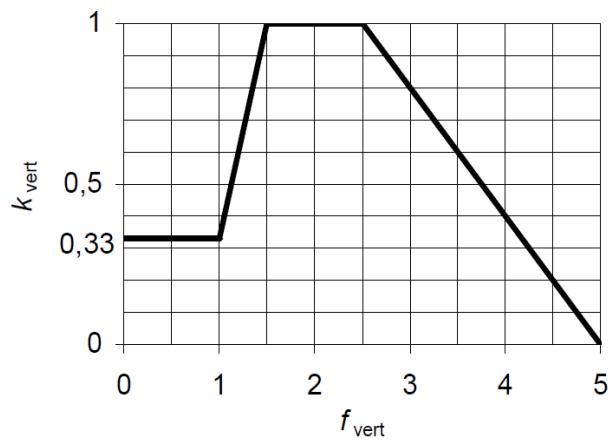


Figura 58 – Coeficiente  $k_{vert}$  [54]

- $a_{vert,1}$  – aceleração vertical para 1 peão, em  $m/s^2$ ;

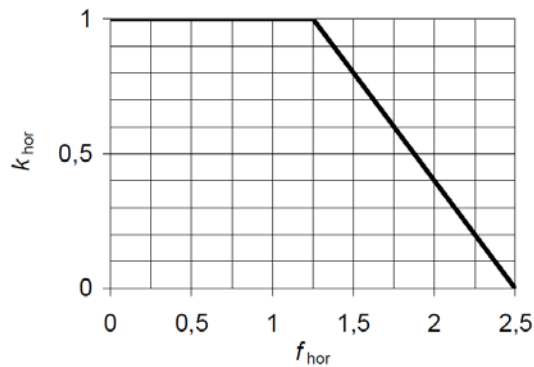
Para a aceleração lateral, semelhante método é utilizado, tendo para 1 peão:

$$a_{lat,1} = \frac{50}{M\zeta}, \quad \text{para } 0,5 \leq f_{lat} \leq 2,5 \text{ Hz} \quad (4.97)$$

E para vários peões:

$$a_{lat,n} = 0,18 a_{lat,1} n k_{lat} \quad (4.98)$$

Com  $k_{lat}$  dado pela Figura 59:



**Figura 59 – Coeficiente  $k_{lat}$  [54]**

Segundo Butz [57], que define o conforto em 4 classes, as acelerações limite são as apresentadas na Tabela 24:

**Tabela 24 – Classes de conforto [32]**

<b>Classe de conforto</b>	<b>Grau de conforto</b>	<b>Aceleração vertical limite <math>a_{vert,lim}</math>, em <math>m/s^2</math></b>	<b>Aceleração lateral limite <math>a_{lat,lim}</math>, em <math>m/s^2</math></b>
<b>1</b>	Máximo	< 0,50	< 0,10
<b>2</b>	Médio	0,50 a 1,00	0,10 a 0,30
<b>3</b>	Mínimo	1,00 a 2,50	0,30 a 0,80
<b>4</b>	Inaceitável	> 2,50	> 0,80

As restantes verificações de serviço devem ser feitas de acordo com as regras gerais, na EN 1995-1-1.





## 5 Caso de estudo

Para o presente caso de estudo foi considerado o pré dimensionamento de uma pequena ponte rodoviária e de seguida fazer a comparação da sua viabilidade económica quando comparada com a sua alternativa em betão armado. Para fazer uma ligação entre a teoria e a prática adequou-se o caso de estudo a uma possibilidade real. Esta possibilidade é fornecida pela existência de uma ponte municipal em avançado estado de degradação e baixo nível de serviço: a ponte Joaquim Casanova do Bêco. Esta ponte foi construída em 1968 [58], no âmbito do programa de desenvolvimento do Vale do Sorraia, pela Associação de Regantes e Beneficiários do Vale do Sorraia, e foram realizadas pequenas obras de reparação num dos apoios do tabuleiro em 2011.

Esta obra de arte tem 110 metros de extensão por 4 metros de largura, está apoiada em 16 maciços fundados em estacas de madeira. Devido à deterioração das fundações e do tabuleiro, foi limitado o peso bruto máximo permitido de 20 toneladas para 3,5 toneladas, obrigando a todo o tráfego pesado realize um desvio de aproximadamente 20km.



**Figura 60 – Ponte Joaquim Casanova do Bêco**

### 5.1 Ações e condições de serviço

Para as ações na ponte, foi utilizado o EC1 parte 2 [56] com o modelo de carga 1. Este modelo de carga divide-se em duas partes: as cargas pontuais induzidas por um veículo de dois eixos, com a carga por eixo dada por  $\alpha_Q Q_{ik}$  e uma carga distribuída  $\alpha_q q_{ik}$  que simula os restantes veículos no tabuleiro. Os coeficientes  $\alpha$  assumiram-se como sendo unitários. Os valores de  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  encontram-se na Tabela 25.

**Tabela 25 – Valores das cargas do Modelo de Carga 1 [56]**

Componente do carregamento	Carga
$Q_{ik}$	300 kN
$q_{ik}$	9 kN/m <sup>2</sup>

Para os valores de  $\psi$  foi considerada a recomendação do anexo A1 do EC0 para a categoria G:

**Tabela 26 – Valores de  $\psi$  [41]**

Ação	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Categoria G: Zonas de tráfego, <math>30kN \leq \text{peso dos veiculos} \leq 160kN</math></b>	0,7	0,5	0,3

Quanto às condições de serviço, segundo o EC5 foram consideradas as constantes da Tabela 27:

**Tabela 27 – Classes de serviço consideradas**

Elemento	Condições	Classe de serviço
<b>Vigas</b>	Protegidas da exposição solar e da ação direta da chuva	2
<b>Restantes elementos</b>	Expostos aos agentes de degradação	3

Quanto aos materiais empregues, considerou-se utilizar MLC da classe GL 28h com propriedades de acordo com EN 1194 [37] (Tabela 28)

**Tabela 28 – Propriedades da MLC classe GL 28h**

Propriedade		GL 28h
<b>Resistência à flexão</b>	$f_{m,g,k}$	28 MPa
<b>Resistência à tração</b>	$f_{t,0,g,k}$	19,5 MPa
	$f_{t,90,g,k}$	0,45 MPa
<b>Resistência à</b>	$f_{c,0,g,k}$	26,5 MPa

<b>compressão</b>	$f_{c,90,g,k}$	3,0 MPa
<b>Resistência ao corte</b>	$f_{v,g,k}$	3,2 MPa
<b>Módulo de elasticidade</b>	$E_{0,g,mean}$	12 600 MPa
	$E_{0,g,0,05}$	10 200 MPa
	$E_{90,g,mean}$	420 MPa
<b>Módulo de distorção</b>	$G_{g,mean}$	780 MPa
<b>Massa volúmica</b>	$\rho_{g,k}$	410 kg/m <sup>3</sup>

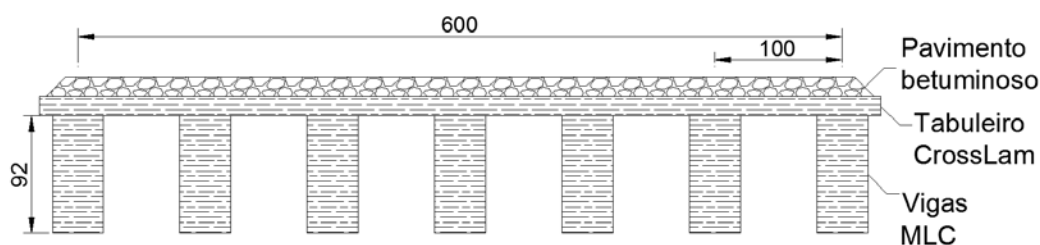
Considerou-se ainda para os restantes materiais as constantes da Tabela 29:

**Tabela 29 – Propriedades do CLT e do betão betuminoso**

<b>Material</b>	<b>Propriedade</b>	<b>Valor</b>
<b>CLT [59]</b>	Resistência à flexão	$f_{m,g,k}$ 24 MPa
	Resistência à tração, no sentido paralelo (0) e perpendicular às fibras (90)	$f_{t,0,g,k}$ 16,5 MPa
		$f_{t,90,g,k}$ 0,12 MPa
	Resistência à compressão, no sentido paralelo (0) e perpendicular às fibras (90)	$f_{c,0,g,k}$ 24 MPa
		$f_{c,90,g,k}$ 2,7 MPa
	Resistência ao corte	$f_{v,g,k}$ 2,7 MPa
	Módulo de elasticidade, no sentido paralelo (0) e perpendicular às fibras (90)	$E_{0,g,mean}$ 12 000 MPa
		$E_{90,g,mean}$ 370 MPa
	Módulo de distorção	$G_{g,mean}$ 690 MPa
	Massa volúmica	$\rho_{g,k}$ 500 kg/m <sup>3</sup>
<b>Betão betuminoso</b>	Massa volúmica [60]	$\rho_{g,k}$ 1900 kg/m <sup>3</sup>

## 5.2 Sistema estrutural e pré dimensionamento

Para o sistema estrutural optou-se por um sistema vigado simples onde é apoiado um tabuleiro de madeira lamelada cruzada, finalizado com uma camada de betuminosa. Para vencer o afastamento entre as margens do rio, de 110 m, considerou-se vários afastamentos entre apoios, 15 , 13.75 e 10 m para ter em conta a relação entre o custo das fundações *versus* o custo das vigas. Para a madeira lamelada cruzada considerou-se a utilização de duas peças com o comprimento total do vão e metade da largura,  $10 \times 3$  m, com 5 camadas, 3 longitudinais e 2 transversais, e 158 mm de espessura total [59]. Para a camada betuminosa optou-se por fazer duas camadas de 7.5 cm + 7.5 cm com uma inclinação de 2.5%, a descer do centro para as bermas.



**Figura 61 – Secção transversal tipo da ponte, valores em cm**

Como situações de pré-dimensionamento foram consideradas as situações de carga de curta duração e a deformação a longo prazo, para os Estados Limites Últimos e de Serviço respectivamente. Para realizar estas verificações foi utilizada a ferramenta de análise bidimensional *FTool*, versão 2.12. Os resultados da tabela 30 foram obtidos utilizando as propriedades e ações anteriormente aqui mencionadas e a parcela correspondente ao Modelo de Carga 1 da EN 1991-2 foi confirmada pela dissertação de Freitas, J. [61].

**Tabela 30 – Ações do EC1 – Modelo de carga 1 para uma faixa de 3 m**

Solução	Vão	$M_{Sd,max}$	$V_{Sd,max}$
1	15.00m	4744 kNm	1305 kN
2	13.75m	4327 kNm	1280 kN
3	10.00m	2775 kNm	1170 kN

### 5.2.1 Solução 1

Começando pelo vão de 15 m, começou-se por estipular valores para a secção das vigas e o seu afastamento, de  $0,3 \times 1,0 \text{ m}^2$  e  $0,5 \text{ m}$  respectivamente, valores baseados nas dimensões observadas na ponte da Figura 24, já para o tabuleiro estimou-se que 10cm de CLT e 15 cm de betão betuminoso são suficientes para dispersar as cargas dos veículos e para evitar interação de esforços, foi desprezada a resistência do tabuleiro no sentido do vão, ou seja toda a carga é suportada pelas vigas.

Assim têm-se que:

$$q_{G,sd} = ((0.1 \times 5 + 0.15 \times 19) \times 1 + 2 \times 0.3 \times 1.0 \times 4.1) \times 1 \times 1.35 = 7.84 \text{ kN}$$

$$M_{G,sd} = \frac{7.84 \times 15^2}{8} = 220.60 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Q,sd} = \frac{4744}{3} = 1581.33 \text{ kNm/m}$$

$$V_{G,sd} = \frac{8.24 \times 15}{2} = 58.83 \text{ kN/m}$$

$$V_{Q,sd} = \frac{1305}{3} = 435.00 \text{ kN/m}$$

Logo a tensão nas vigas para uma ação de curta duração é:

$$\sigma_{sd} = \frac{6M_{sd}}{bh^2}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{(231.81 + 1581.33) \times 6}{0.3 \times 1.0^2 \times 1000 \times 2} = 18.02 \text{ MPa}$$

Sendo a capacidade resistente:

$$MLC + \text{Curta duração} + \text{classe serviço 2} > k_{mod} = 0,9$$

$$MLC + ELU > \gamma_m = 1,25$$

$$h > 600\text{mm} - k_h = 1,0$$

$$\text{Simplesmente apoiado} - K_{sys} = 1,0$$

$$f_{m,d} = \frac{28 \times 1.0 \times 0.9 \times 1.0}{1.25} = 20.16 \text{ MPa}$$

Está portanto assegurada a capacidade resistente, quanto à deformação:

$$u_{inst,i} = \frac{k \times q_i \times l^4}{EI}$$

O valor de  $k$  para vigas simplesmente apoiadas, com carga uniformemente distribuídas é:

$$k = \frac{5}{384}$$

$$I = \frac{0.3 \times 1.0^3}{12} = 0.025 \text{ m}^4$$

$$u_{inst,G} = \frac{\frac{5}{384} \times \frac{7.84}{2} \times 15^4}{12600 \times 10^3 \times 0.025} = 0.0082 \text{ m}$$

$$u_{inst,Q} = \frac{\frac{5}{384} \times \frac{1305 \times 2}{15 \times 3 \times 2} \times 15^4}{12600 \times 10^3 \times 0.025} = 0.0588 \text{ m}$$

$$u_{inst} = 0.0082 + 0.0588 = 0.0670 \text{ m}$$

Com os limites:

$$w_{inst} = \frac{15}{300} = 0.0500 \text{ m}$$

Logo esta secção não verifica ao estado limite de serviço. Realizando novas iterações chega-se ao valor de 1.12 m de altura da secção transversal para a verificação de todos os requisitos.

$$\sigma_{sd} = 14.45 \text{ MPa}$$

$$u_{inst,G} = 0.0061 \text{ m}$$

$$u_{inst,Q} = 0.0419 \text{ m}$$

$$u_{inst} = 0.0061 + 0.0419 = 0.0480 \text{ m}$$

A deformação final é obtida através das equações (4.9) a (4.11):

$$u_{fin,G} = 0.0061 \times (1 + 0.8) = 0.0111 \text{ m}$$

$$u_{fin,Q} = 0.0419 \times (1 + 0.8 \times 0.3) = 0.0519 \text{ m}$$

$$u_{fin} = 0.0111 + 0.0519 = 0.0630 \text{ m}$$

O que verifica com:

$$w_{fin} = \frac{15}{150} = 0.1000 \text{ m}$$

Em termos de materiais utilizados, são necessários:

- 9 apoios de betão, incluídos os encontros;
- 480.46 m<sup>3</sup> de GI28h para vigas;
- 68.20 m<sup>3</sup> de CLT.

Deve-se ter em atenção que os vãos das extremidades têm apenas 10 m.

### 5.2.2 Solução 2

A escolha de 13,75m para o comprimento do vão da solução 2 corresponde a uma mímica do espaçamento utilizado na ponte existente. Para esta solução foi fixada a largura de 20 cm para as vigas, de modo a permitir um maior espaçamento entre as mesmas. Após as iterações de pré-dimensionamento, obteve-se a secção transversal de 0.20 × 1.20 m<sup>2</sup>, para as vigas de MLC, verificando:

$$\sigma_{sd} = 16.79 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = \frac{28 \times 1.0 \times 0.9 \times 1.0}{1.25} = 20.16 \text{ MPa}$$

$$u_{inst} = 0.0046 + 0.0391 = 0.0437 \text{ m}$$

$$w_{inst} = \frac{13.75}{300} = 0.0460 \text{ m}$$

$$u_{fin} = 0.0083 + 0.0485 = 0.0568 \text{ m}$$

$$w_{fin} = \frac{13.75}{150} = 0.0920 \text{ m}$$

Em termos de materiais utilizados, são necessários:

- 9 apoios de betão, incluídos os encontros;
- 343.2 m<sup>3</sup> de GI28h para vigas;
- 68.20 m<sup>3</sup> de CLT.

### 5.2.3 Solução 3

Por fim utiliza-se 10m de comprimento para o vão. Para esta solução foi também fixada a largura de 20cm para as vigas. Obteve-se como solução para o pré dimensionamento a secção transversal de  $0,20 \times 0,92 \text{ m}^2$ , com os resultados:

$$\sigma_{sd} = 17.85 \text{ MPa}$$

$$f_{m,d} = \frac{28 \times 1.0 \times 0.9 \times 1.0}{1.25} = 20.16 \text{ MPa}$$

$$u_{inst} = 0.0026 + 0.0295 = 0.0321 \text{ m}$$

$$w_{inst} = \frac{10}{300} = 0.0333 \text{ m}$$

$$u_{fin} = 0.0047 + 0.0365 = 0.0412 \text{ m}$$

$$w_{fin} = \frac{10}{150} = 0.0667 \text{ m}$$

Em termos de materiais utilizados, são necessários:

- 12 Apoios de betão, incluídos os encontros;
- 263.12 m<sup>3</sup> de G128h para vigas;
- 68.20 m<sup>3</sup> de CLT.

### 5.2.4 Escolha da Solução

Pretende-se escolher a solução mais económica para a execução da ponte, e para tal foi escolhida a Solução 3, pelas seguintes razões:

- Utiliza menos madeira lamelada colada para as vigas, 55% do material da Solução 1 e 77% da Solução 2, Figura 62;
- Em termos de transporte da fábrica para a obra, é mais fácil e barato, dado não necessitar de transportes especiais;
- Os painéis de CLT são feitos apenas até 10m o que evita a criação de emendas;



- Todos os elementos são mais leves e fáceis de manusear, permitindo utilizar equipamento de elevação, mais ligeiro, portanto menos dispendioso.

Por outro lado são necessários mais 3 apoios de betão para esta solução, sendo, no entanto, estes mais ligeiros.

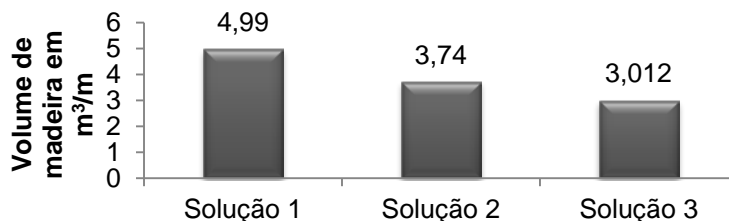


Figura 62 – Comparação de utilização de madeira entre soluções

## 5.3 Dimensionamento

### 5.3.1 Estados limite últimos

Para ter em conta uma maior resistência ao fogo e uma maior facilidade de trabalho foi considerado o aumento do afastamento para 1.0 m e o respetivo aumento de secção transversal das vigas para  $0.4 \times 0.92 \text{ m}^2$ .

#### 5.3.1.1 E.L.U. de flexão

Como a madeira reage de diferentes formas às diferentes durações das cargas, foi feita a verificação para as ações permanentes, quase permanentes e de curta duração, na direção vertical.

#### → Ações permanentes

Como única ação permanente tem-se a força gravítica, com:

$$M_{G,sd} = 81.99 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{6M_{sd}}{bh^2}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{81.99 \times 6}{0.4 \times 0.92^2 \times 10^3} = 1.45 \text{ MPa}$$

Em  $\sigma_{sd}$  é efetuada a divisão por  $10^3$  para ter em conta a existência acertos de unidades.

A capacidade resistente, como referido, é dada pela seguinte expressão:

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,g,k} \times k_h \times k_{mod} \times K_{sys}}{\gamma_m}$$

, onde  $k_{mod}$  depende do tipo de madeira, duração das cargas e pela classe de serviço do elemento.

$$MLC + Permanente + classe serviço 2 \Rightarrow k_{mod} = 0,6$$

$$MLC + ELU > \gamma_m = 1,25$$

$$h > 600mm - k_h = 1,0$$

$$Vigas Simplesmente apoiadas - K_{sys} = 1,0$$

$$f_{m,g,k} = 28 MPa$$

$$f_{m,d} = \frac{28 \times 1,0 \times 0,6 \times 1,0}{1,25} = 13,44 MPa$$

Como  $\sigma_{sd} < f_{m,d}$ , está verificada a resistência às ações permanentes.

#### → **Ações quase permanentes**

Para este tipo de carregamento, tem-se que considerar a força gravítica e a sobrecarga variável, modificada com coeficiente  $\psi_2$ , ficando:

$$M_{G,sd} = 81,99 kNm/m$$

$$M_{Q,sd} = 925,00 kNm/m$$

$$\psi_2 = 0,3 - Veiculos Pesados$$

$$\sigma_{sd} = \frac{(81,99 + 0,3 \times 925,00) \times 6}{0,4 \times 0,92^2 \times 1000} = 6,37 MPa$$

Sendo a capacidade resistente:

$$MLC + Quase Permanente + classe serviço 2 \Rightarrow k_{mod} = 0,7$$

$$f_{m,d} = \frac{28 \times 1,0 \times 0,7 \times 1,0}{1,25} = 15,68 MPa$$

Como  $\sigma_{sd} < f_{m,d}$  está verificada a resistência às acções quase permanentes.

#### → **Ações de curta duração**

Por último há que considerar a totalidade das cargas, como feito no pré-dimensionamento.

$$M_{G,sd} = 81.99 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Q,sd} = 925.00 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{(81.99 + 925.00) \times 6}{0.4 \times 0.92^2 \times 1000} = 17.85 \text{ MPa}$$

Sendo a capacidade resistente:

$$MLC + \text{curta duração} + \text{classe serviço 2} \Rightarrow k_{mod} = 0,9$$

$$f_{m,d} = \frac{28 \times 1.0 \times 0.9 \times 1.0}{1.25} = 20.16 \text{ MPa}$$

Como  $\sigma_{sd} < f_{m,d}$  está verificada a resistência às acções de curta duração, estando a 89% da capacidade resistente. Verifica-se que é esta a combinação mais condicionante. Juntamente com a mesma vai-se verificar a interação com a aplicação de forças horizontais. Como o traçado em planta da ponte é reto, não existem curvas em que os veículos possam transmitir força centrífuga ao pavimento, a força horizontal provem antes das travagens e acelerações, sendo a primeira mais condicionante. Para o cálculo desta força, o EC1 parte 2 capítulo 4.4.1 estipula esta força como:

$$Q_{lk} = 0.6\alpha_{Q1}(2Q_{lk}) + 0.10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_{lk} = 0.6 \times 1 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 1 \times 9 \times 3 \times 10 = 387 \text{ kN} < 900 \text{ kN}$$

Assumindo que a carga se distribui metade para cada extremidade e dividindo pelo número de vigas por via:

$$Q_{lk} = \frac{387}{6} = 64.50 \text{ kN}$$

Ficando como uma tensão aplicada de:

$$\sigma_d = \frac{64.50 \times 10^3 \times 1.5}{0.4 \times 0.92} = 0.2629 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{0.9 \times 26.5}{1.25} = 19.08 \text{ MPa}$$

$$f_{td} = \frac{0.9 \times 19.5}{1.25} = 14.04 \text{ MPa}$$

A verificação da flexão composta passa então por verificar as equações (4.40) e (4.42):

$$\frac{0.26}{14.04} + \frac{17.85}{20.16} = 0.90 \leq 1.00$$

$$\left(\frac{0.26}{19.08}\right)^2 + \frac{17.85}{20.16} = 0.89 \leq 1.00$$

Está assegurada a resistência das vigas à flexão composta.

Nesta verificação de segurança à flexão, assume-se que as vigas estão travadas na zona comprimida, pelo tabuleiro, através de conectores discretos, evitando o bambeamento e a redução de resistência pela encurvadura lateral.

### 5.3.1.2 E.L.U. de corte

$$V_{Sd} = \frac{6.56 \times 10}{2} + \frac{1170}{3} = 422.8 \text{ kN/viga}$$

Sendo a capacidade resistente:

$$k_{cr} = 0.67 - \text{redução para ter em conta fendas na MLC quando à flexão}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.4 \times 0.92 \times 3.2 \times 10^3 \times 0.67}{1.25} = 568.1 \text{ kN/viga}$$

Como  $V_{Sd} < V_{Rd}$  está assegurada a capacidade resistente ao corte da viga, nas zonas mais condicionante, os apoios.

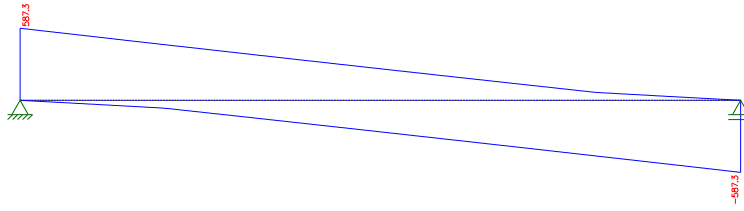
### 5.3.1.3 E.L.U. de fadiga

Sendo uma estrutura de uma ponte sujeita a muitos ciclos de carga e descarga, é necessário que se verifique a resistência à fadiga. O EC1-2 apresenta uma variante ao Modelo de Carga 1 (MC1) para as mesmas verificações, modificando apenas as cargas conforme Tabela 31:

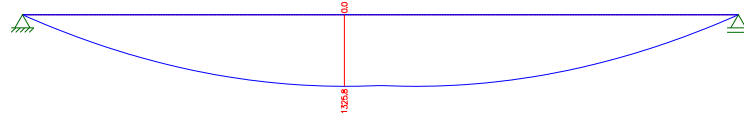
**Tabela 31 – Carregamentos para o modelo de carga 1 da fadiga**

Componente do carregamento	Carga
$Q_{ik}$	$0.7 \times 300 = 210 \text{ kN}$
$q_{ik}$	$0.3 \times 9 = 2.7 \text{ kN/m}^2$

Recorrendo novamente ao programa de cálculo automático, FTool, obtém-se na Figura 63 a envolvente de carga para o esforço transversal e na Figura 64 para o momento fletor.



**Figura 63 – Envolvente de carga do MC1 fadiga, esforço transverso**



**Figura 64 – Envolvente de carga do MC1 fadiga, momento fletor**

$$M_{Q,sk} = \frac{1325.9}{3} = 442.0 \text{ kNm/viga}$$

$$V_{Q,sk} = \frac{587.3}{3} = 97.9 \text{ kN/viga}$$

Pela equação (4.87),

$$k = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{\frac{f_k}{\gamma_{m,fat}}}$$

Onde  $|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|$  é a sobrecarga variável e  $f_k$  a resistência ao esforço a ser calculado, com  $\gamma_{m,fat} = 1.0$ , foi também usados os mesmos coeficientes,  $k_{mod}$  e  $k_{cr}$  dos E.L. Últimos de Flexão e Corte. Os valores de  $k$  para a flexão e corte são:

$$k_{flexão} = \frac{442}{\frac{0.4 \times 0.92^2 \times 0.9 \times 28 \times 10^3}{1.0}} = 0.1554, < 0.2$$

$$k_{corte} = \frac{97.9}{\frac{0.4 \times 0.92 \times 3.2 \times 10^3 \times 0.67 \times 0.9}{1.0}} = 0.1378, < 0.15$$

Como  $k_{flexão} < 0.2$  e  $k_{corte} < 0.15$ , valores do capítulo 4.2.5, satisfaz-se assim os requisitos para não ser necessário a verificação da resistência à fadiga.

### 5.3.2 Estados limite de serviço

Sendo a madeira um material com um relativamente baixo módulo de elasticidade, são, normalmente, estados limite de serviço que condicionam o dimensionamento das estruturas.

### 5.3.2.1 E.L.S. de deformação

A deformação da madeira é influenciada pela duração das cargas pelo mecanismo da fluência, para tal existem limites para a deformação instantânea e a longo prazo ou final, no caso de estruturas simplesmente apoiadas:

$$w_{inst} = \frac{10}{300} = 0.0333 \text{ m}$$

$$w_{fin} = \frac{10}{150} = 0.0667 \text{ m}$$

$$w_{net,fin} = \frac{10}{250} = 0.0400 \text{ m}$$

Sendo  $w_{net,fin}$  a soma da deformação final com a contra flecha.

As deformações são as já calculadas no pré-dimensionamento:

$$u_{inst} = 0.0321 \text{ m}$$

$$u_{fin} = 0.0412 \text{ m}$$

Para que:

$$u_{net,fin} < 0.0400 \text{ m}$$

A contra flecha deve ser superior a  $0.0012 \text{ m}$  ( $1.2 \text{ mm}$ ), algo irrelevante perante as tolerâncias de fabrico.

### 5.3.2.2 E.L.S. de vibração

O estudo da vibração para a verificação dos estados limite de serviço está simplificado no capítulo 7.3 do EC 5 para pavimentos rectangulares simplesmente apoiados. Esta verificação não é necessária para o caso de estudo dado que esta só é exigida para edifícios habitacionais. Não obstante a mesma é apresentada.

Tem-se como variáveis:

$$m = \frac{4.83 \times 10^3}{9.8} = \frac{495 \text{ kg}}{\text{m}^2}$$

$$l = 10.00 \text{ m}$$

$$b = 6.00 \text{ m}$$

$$EI_l = 12600 \times 10^6 \times 0.012978 \times 2 = 327048960 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$EI_b = 12600 \times 10^6 \times \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 1050000 \text{ N/m}^2$$

A frequência é então aproximada por:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \times 10^2} \times \sqrt{\frac{327048960}{495}} = 12.76 \text{ Hz}$$

$$n_{40} = \left( \left( \frac{40}{12.76} \right)^2 - 1 \right) \times \frac{6}{10} \times \frac{327048960}{1050000} = 1650.27$$

$$v = \frac{4 \times (0.4 + 0.6 \times 1650.3)}{495.8 \times 10 \times 6 + 200} = 0.13230 \text{ m/(Ns}^2\text{)}$$

$$\frac{w}{f} = \frac{1}{48} \times 10^6 \times 15^3 = 0.2150 \text{ mm/kN}$$

Como na pior das hipóteses  $a = \frac{w}{f}$ , equação (4.13), retira-se que  $b = 150$  da Figura 33, onde  $a$  e  $b$  são os coeficientes de comportamento da estrutura.

$$b^{f_1 \zeta^{-1}} = 150^{12.76 \times 0.01^{-1}} = 3.98 \text{ m/(Ns}^2\text{)}$$

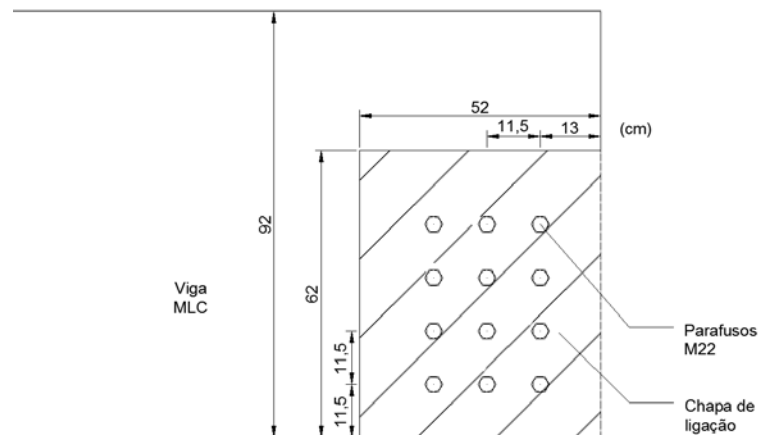
Verifica então a condição da equação (4.14), em que  $v < b^{f_1 \zeta^{-1}}$ ,  $0.13 < 3.98$ .

### 5.3.3 Ligações

O dimensionamento das ligações entre elementos de madeira é um passo muito importante por várias razões. Primeiro a impossibilidade de “soldar” madeira, como acontece com o aço, existem todavia as colagens, mas não é fácil obter uma colagem que permita obter as mesmas propriedades do material a colar num ambiente controlado em fábrica, mais difícil ainda em obra. Segundo as ligações que recorrem a conectores metálicos concentram tensões altas, e por vezes aplicam-nas nas direções menos resistentes. Estas condicionantes levam a que seja necessário especial cuidado durante o dimensionamento das ligações.

Como pré dimensionamento foi estipulado o uso de chapa de 5mm de aço S235, para os parafusos foi escolhida a classe 8.8, com uma implantação conforme a Figura 65.

Os espaçamentos desta implantação foram propositamente grandes para obter a máxima resistência na ligação parafuso-madeira.



**Figura 65 – Pormenorização transversal da ligação tipo aos pilares, valores em cm**

Com esta base começou-se nos parafusos M16 mas estes causavam rotura na madeira. Assim, por iteração, chegou-se à conclusão que os parafusos M22 são adequados, cujos cálculos são aqui apresentados:

$$V_{Sd} = \frac{1170}{3} = 390 \text{ kN, por metro de largura de tabuleiro}$$

$$H_{Sd} = 64.50 \text{ kN}$$

$$E_{Sd, total} = \sqrt{390^2 + 64.50^2} = 410.78 \text{ kN}$$

Para a verificação da resistência da ligação entre o parafuso e a chapa, e também da resistência de corte do parafuso, recorreu-se às folhas da disciplina de Dimensionamento de Estruturas [62]

$$\gamma_{m, ligações} = 1.25$$

$$M22 + 8.8 \Rightarrow F_{t, Rk} = 145.4 \text{ kN [62]}$$

$$V_{Rd, parafuso} = \frac{2 \times 12 \times 145.4}{1.25} = 2791.7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd, chapa} = 2.5 \times \min\left(\frac{160}{3 \times 24} - 0.25; \frac{800}{360}; 1\right) \times 360 \times 22 \times 5 \times 10^{-3} \times 12 \times 2 = 2376 \text{ kN}$$

Para a verificação de segurança da ligação entre os parafusos e a madeira foram utilizadas as equações (4.62) a (4.66):

$$f_{h,0,k} = 0.082 \times (1 - 0.01 \times 22) \times 410 = 26.22 \text{ MPa}$$

$$k_{90} = 0. + 0.015 \times 22 = 1.23$$



$$\alpha = \cos^{-1} \frac{195}{32.25} = 80.61^\circ$$

$$f_{h,90,k} = \frac{26.22}{1.23 \times \sin^2(80.61) + \cos^2(80.61)} = 21.43 \text{ MPa}$$

$$M_{y,Rk} = 0.3 \times 400 \times 22^{2.6} = 371090 \text{ Nmm}$$

Para compreender todos os modos de rotura, pela interação entre chapa e madeira, foi aplicada a Teoria de Johansen, utilizando a (4.83) porque se trata de chapa fina  $t < 0.5D$ ,  $5 \text{ mm} < 22 \times 0.5 = 11 \text{ mm}$ :

$$N_{R,t,k} = 640 \times 303 = 193920 \text{ N}$$

$$B_{p,Rk} = 0.6 \times \pi \times 31 \times 5 \times 360 = 105181 \text{ N}$$

$$N_{R,c,90,k} = 3 \times 3 \times \pi \times ((4 \times 22)^2 - 22^2) = 205272 \text{ N}$$

$$F_{ax,Rk} = \min(193920; 105181; 205272) = 105181 \text{ N}$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \times 21.43 \times 0.4 \times 10^3 \times 22 = 94243 \text{ N} \\ 1.63 \times \sqrt{371090 \times 21.43 \times 22} + \min \left( \frac{1.63 \times \sqrt{371090 \times 21.43 \times 22}}{4}; 72720 \right) \end{array} \right\} = 38103 \text{ N}$$

Para considerar as duas superfícies de corte, por parafuso:

$$\text{Por parafuso} - F_{v,Rk,paraf} = 2 \times 38103 = 76206 \text{ N}$$

Aumento de resistência da ligação não aumenta linearmente com o número de parafusos.

Para ter esse fator em consideração, utiliza-se um número efetivo de parafusos por fiada,  $n_{ef}$ .

$$n_{ef} = \min \left( 3; 3^{0.9} \times \left( \frac{115}{13 \times 22} \right)^{0.25} \right) = 2.140$$

Obtém-se assim a resistência característica da ligação:

$$F_{v,Rk,ligação} = 2.140 \times 4 \times 76206 = 652444 \text{ N}$$

É também verificada a rotura em bloco da ligação, ou seja, se a ligação rompe por corte na madeira.

$$\text{Área de corte} - A = 0.4 \times (0.92 - 0.115) = 0.322 \text{ m}^2$$

$$F_{v,Rk,bloco} = 0.322 \times 3.2 \times 10^6 = 1030400 \text{ N}$$

A resistência de dimensionamento da ligação é então dada por:

$$F_{v,Rk} = \min(652444 ; 1030400) = 652444 \text{ N}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{652444 \times 0.9}{1.25} = 469760 \text{ N}$$

Com:

$$k_{mod} = 0.9$$

$$\gamma_m = 1.25$$

Tem-se então:

$$V_{ed} < F_{v,Rd}$$

$$410780 < 652444 \text{ N}$$

A capacidade resistente ao corte da ligação é então suficiente para a transmissão de esforços para o apoio de betão. O EC5 especifica ainda espaçamentos mínimos entre parafusos. Na Tabela 32 são fornecidos os valores mínimos e os valores da ligação e pode-se constatar que todos são cumpridos .

**Tabela 32 – Espaçamentos entre parafusos**

<b>Espaçamento</b>	<b>Valor mínimo</b>	<b>Valor da ligação</b>
<b>a1</b>	91.59 mm	93 mm
<b>a2</b>	88.00 mm	93 mm
<b>a3t</b>	154.00 mm	460 mm
<b>a4</b>	87.41 mm	93 mm

O módulo de deformabilidade da ligação,  $K_{ser}$ , do qual podemos retirar a deformação para a carga aplicada é dado por:

$$K_{ser} = (2 \times 410)^{1.5} \times \frac{22}{23} = 22460 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

É considerado que  $\rho_k = \rho_m$ , uma aproximação conservativa.

A deformação para a carga de curta duração é:

$$u_{inst} = 1 + \frac{195 \times 10^3}{22460 \times 6} = 2.45 \text{ mm}$$

De onde a parcela de 1mm corresponde à folga da própria furação para a ligação e a parcela de 1,45mm à deformação elástica da ligação.

## 5.4 Custos

No presente caso de estudo, considerou-se a possibilidade de esta ser uma solução mais competitiva economicamente, quando comparado com uma alternativa em betão. Para tal efeito, estimou-se as dimensões do tabuleiro como sendo aproximadamente  $\frac{L}{12} > \frac{10}{12} \approx 0.8 \text{ m}$ , perfazendo um total de  $48 \text{ m}^3/\text{vão}$ , o que com uma densidade de  $25 \text{ kN/m}^3$ , ficamos com  $q_{sk,G} = 20 \text{ kN/m}^2$ , ou seja na extremidade  $V_{sd,G} = \frac{25 \times 48}{2} \times 1.35 = 925.4 \text{ kN}$ , comparando com a alternativa de madeira (Tabela 34)

**Tabela 33 – Comparação de cargas entre soluções**

<b>Carga \ Solução</b>	<b>Betão Armado</b>	<b>Madeira</b>	<b>Madeira / Betão</b>
$V_{sd,G}$	925.4 kN	196.8 kN	21.27
$V_{sd,Q}$	585.0 kN	585.0 kN	100.00%
$V_{sd}$	1510.4 kN	781.8 kN	51.76%

Foi estimado que, os pilares de extremidade estão assentes em 8 estacas de 55cm de diâmetro, e com uma profundidade de 15m: Já os pilares interiores necessitam apenas de 4 estacas. Esta diferença resulta da importância dos pilares de extremidade, ou encontros, na absorção dos esforços horizontais provocados pela ação sísmica, apesar da mesma não ser abordada nesta dissertação. Quanto às fundações para alternativa em betão é estimado que custem 75% mais do que as fundações em madeira, por duas razões, primeiro têm de suportar aproximadamente o dobro da carga e segundo têm de suportar uma maior massa, logo maiores esforços, perante a ação sísmica.

Com estas considerações em vista, são apresentado na Tabela 34 e na Tabela 35 os custos estimados para cada solução.

Tabela 34 – Custos parciais da solução madeira

Parcela	Tipo	Custo unitário	Unidades	Custo total
<b>Estacas</b>	55 cm dia. Betão Armado	245.5€/m	$(9 \times 4 + 2 \times 4) \times 15$ $= 780 \text{ m}$	191.500 €
<b>Maciço/Pilar</b>	Extremidades	243.23€/m <sup>3</sup>	67.2 m <sup>3</sup>	54.600 €
	Interiores	243.23€/m <sup>3</sup>	151.2 m <sup>3</sup>	
<b>Tabuleiro</b>	Vigas + CLT	1080€/m <sup>3</sup>	331.32 m <sup>3</sup>	357.800 €
<b>Sistemas de apoio</b>	Apoios aço Fe/Zn 25c	5.07€/kg	5720 kg	29.000 €
<b>Total</b>				<b>631.400 €</b>

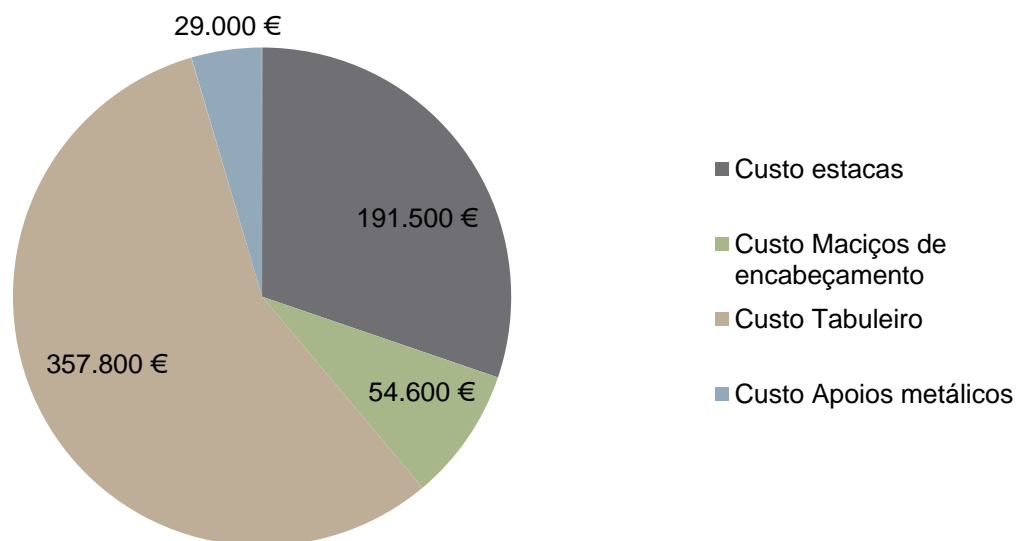


Figura 66 – Parcelas dos custos da Solução Madeira

Tabela 35 - Custos parciais Solução Betão Armado

Parcela	Tipo	Custo unitário	Unidades	Custo total
<b>Estacas</b>	55 cm dia. Betão Armado	245.5€/m	$(9 \times 7 + 2 \times 14) \times 15 \times 2 = 1560 \text{ m}$	335.100 €
<b>Maciço/Pilar</b>	Extremidades	243.23€/m <sup>3</sup>	134.4 m <sup>3</sup>	95.500 €
	Interiores	243.23€/m <sup>3</sup>	302.4 m <sup>3</sup>	
<b>Tabuleiro</b>	Betão Armado	250.00€/m <sup>3</sup>	528 m <sup>3</sup>	132.000 €
<b>Sistemas de apoio</b>	Apoios para betão	5.07€/kg	2860 kg	14.500 €
			Total	577.100 €

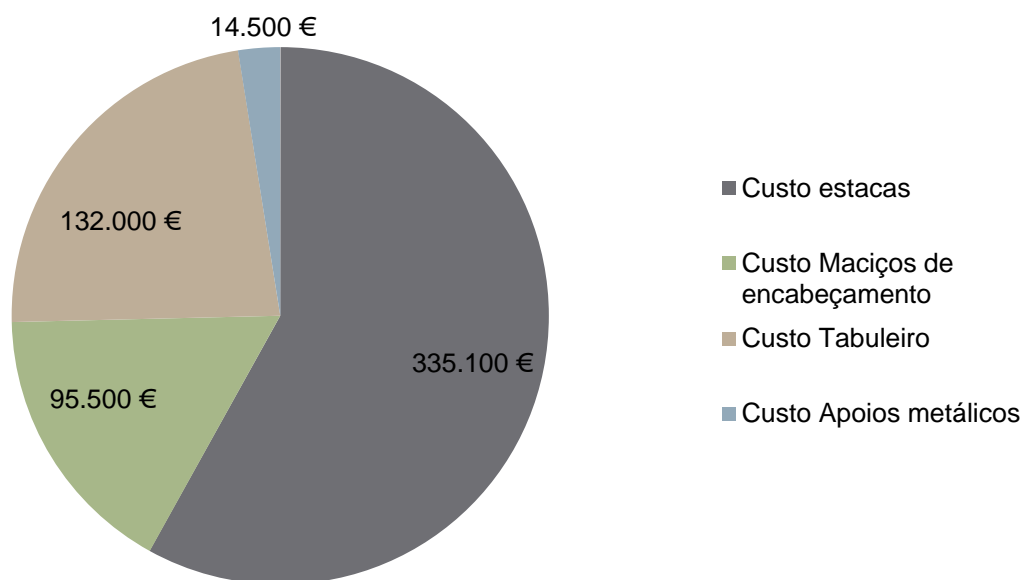
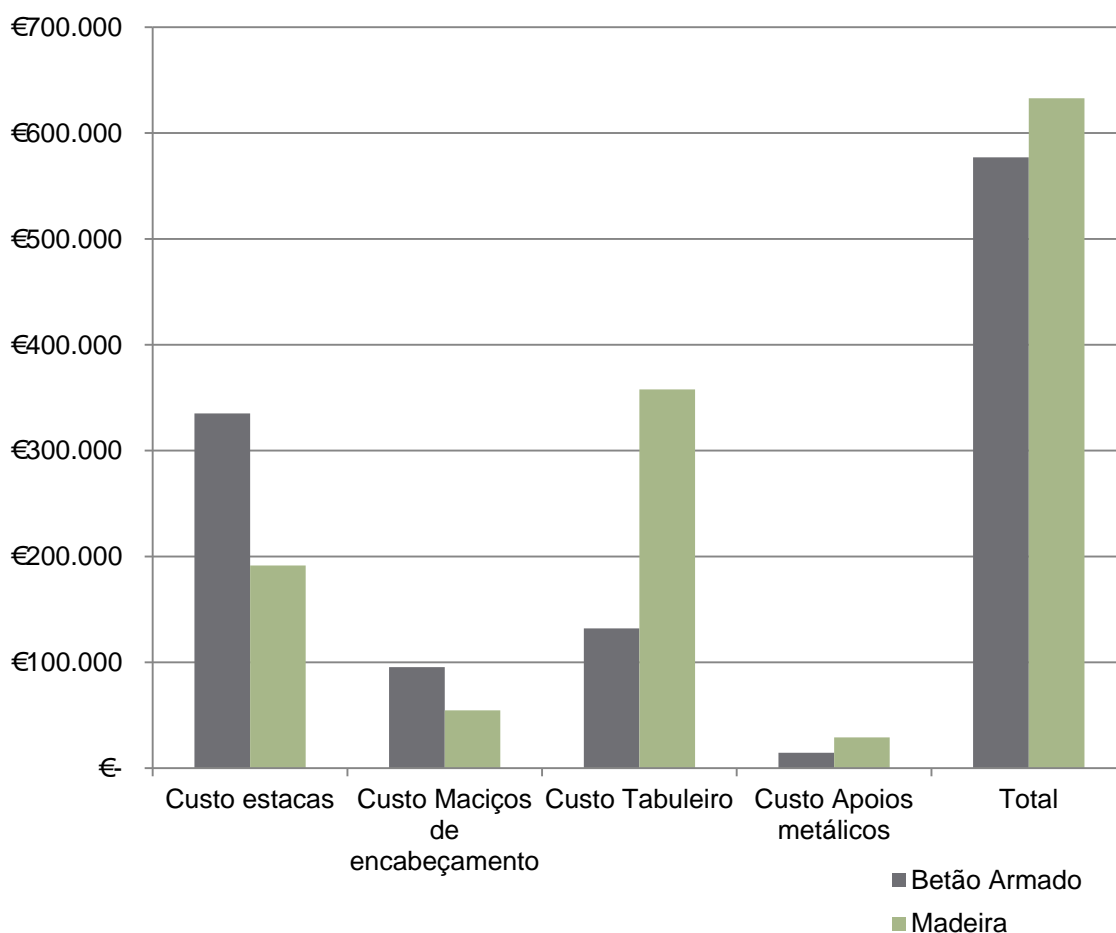


Figura 67 - Parcelas dos custos da Solução Betão Armado



**Figura 68 – Comparação dos custos parciais e total das duas soluções.**

Após esta avaliação, pode concluir-se que apesar da solução madeira apresentar um custo para o tabuleiro mais elevado, tal é compensado pela leveza do sistema e respectiva repercussão no custo das fundações. Não se consideraram custos de estaleiro, da movimentação de terras e outros custos similares, dado que estes terão valores semelhantes entre as duas soluções. Na madeira, possivelmente, os custos de estaleiro podem ser inferiores.

Os custos unitários foram obtidos através de duas fontes, a empresa Bernardino & Mendes forneceu valores para a Madeira Lamelada Colada e o tabuleiro, ao qual foi adicionado um custo de 20% de trabalhos associados, transporte, preparação e montagem. Os restantes valores foram fornecidos pelo programa Gerador de Preços, do Pacote Cype 2012 [63]. Os valores estão presentes na Tabela 36.

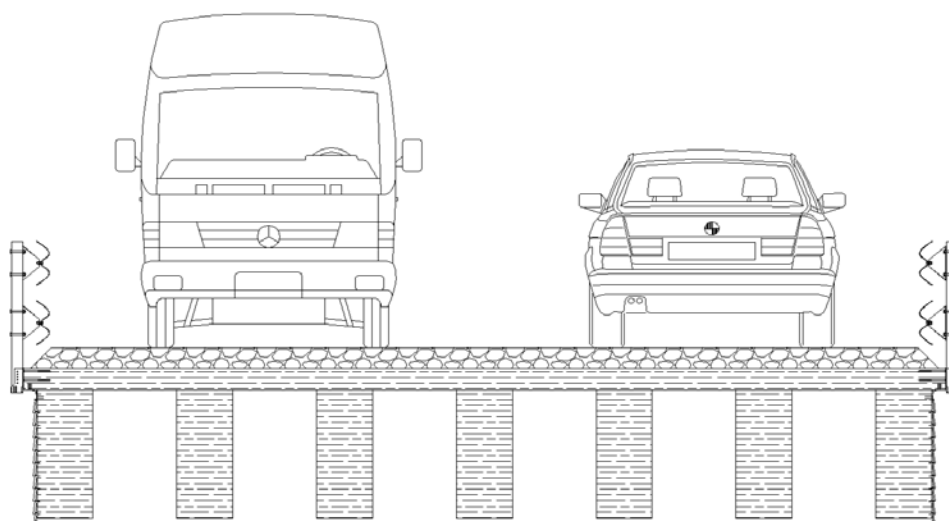
**Tabela 36 – Custos dos materiais**

<b>Material</b>	<b>Valor unitário</b>
MLC classe de serviço 3	900,00 €/m <sup>3</sup>
Aço S235 Fe/Zn 25c	5,07 €/kg
Maciço de encabeçamento em betão C30/37 XC4 armado com A500 NR e respetivos trabalhos	243,23 €/m <sup>3</sup>
Estaca de extração com molde perdido, executada em betão C30/37 XC4, armado com A500 NR em 8,1kg/m, de 55cm de diâmetro	245.5 €/m <sup>3</sup>

## 5.5 Pormenorização

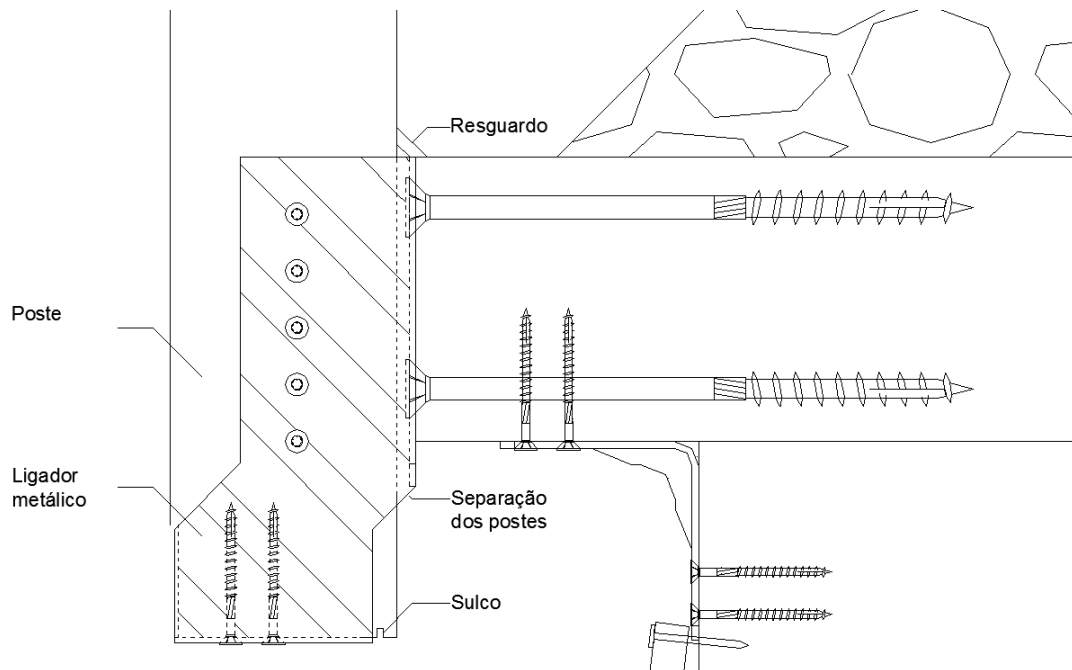
Sendo a madeira um material especialmente susceptível às variações ambientais, como, é de especial importância a pormenorização de todos os detalhes para se evitar “água parada”, ou seja, água não escoada, e para favorecer a ventilação, para que assim sempre que qualquer elemento seja exposto à chuva, este possa rapidamente secar, evitando assim o aparecimento de fungos e insetos xilófagos.

Começando pelo perfil transversal, o pavimento betuminoso apresenta uma inclinação de 2,5% para cada um dos lados partindo do eixo da via, Figura 69, escoado a água para as bermas. O tabuleiro em CLT está desencostado dos postes laterais permitindo assim o escoamento da água em todo o comprimento (Figura 70).



**Figura 69 – Perfil da Via**

Mas para evitar que muita água flua para junto dos conectores dos postes, e se infiltre entre a madeira e a chapa, é fixada uma pequena placa a 45° entre a superfície horizontal do tabuleiro e o poste como na Figura 59. É também feito um pequeno sulco na parte não coberta pelo apoio do poste para evitar que a água escoada do tabuleiro se infiltre entre o apoio e o poste.



**Figura 70 – Pormenor de ligação ao poste**

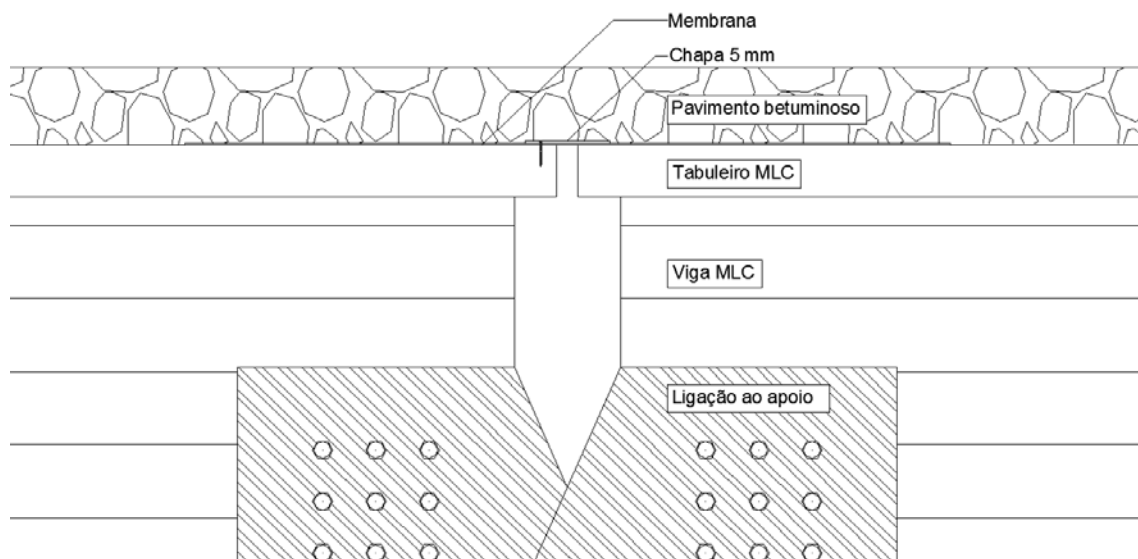
Nas vigas exteriores, é aplicada uma camada de sacrifício, em lambrim tratado em autoclave para a classe de risco 4, é também aplicada uma velatura de cor escura, de modo a proteger estas vigas mais expostas à ação solar e também a grandes variações de humidade e temperatura. Este lambrim deve ser instalado com afastadores, ou cabeças de pregos salientes, conforme Figura 71 **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, para permitir a ventilação entre os mesmos e a viga. O lambrim é colocado a uma inclinação de aproximadamente 7,5° , para poder escoar facilmente a água e .





**Figura 71 – Camada de sacrifício**

Quanto ao perfil longitudinal, deve ter-se em conta as juntas entre os vãos. Para tal considerou-se que se vai utilizar uma membrana de dessolidarização, para absorver o movimento dos tabuleiros, entre o CLT e o betão betuminoso. Entre a junta dos tabuleiros de CLT, por baixo da anterior membrana deve ser colocada uma chapa de 5mm que suporte estruturalmente as variações de dimensão. Estes pormenores estão na **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**



**Figura 72 – Pormenor junta de dilatação**

Mais pormenores construtivos podem ser encontrados no Anexo A deste trabalho.

## 5.6 Durabilidade

Como esta vai ser uma estrutura que vai ficar no exterior e apesar de as vigas estarem protegidas em três das suas faces, Figura 69, são recomendados todos os tratamentos para elementos na classe de risco 4, ou seja:

- todos os elementos de madeira devem ser tratados em profundidade, em autoclave com produto preservador, para a classe de risco 4, caso se trate de uma espécie da classe 2 ou 3 de durabilidade natural. No caso do uso de uma espécie da classe 1 não necessitam dado que apresentam durabilidade natural suficiente. Mas dadas as espécies normalmente utilizadas (abeto, espruce e pinho bravo), o tratamento é obrigatório;
- todos os ligadores metálicos devem ter uma zincagem a quente do tipo Fe/Zn 25c, ou superior;
- os adesivos a utilizar em toda a madeira e derivados devem ser do tipo I;
- a madeira estrutural a utilizar, não deve ter, à chegada da obra, um desvio do teor de humidade superior a 2%, dos 12% requeridos;
- todos os elementos expostos à radiação solar direta devem ser protegidos com uma velatura de cor escura, com função de bloqueio de raios ultravioletas, tais como as bermas do tabuleiro de CLT, os postes de proteção, Figura 69, e a camada de sacrifício das vigas de extremidade, Figura 71;
- dada a separação entre os pilares de betão e a madeira, por meios de ligadores metálicos, está impedida a ascensão por capilaridade de água das fundações;
- devem ser agendadas operações de monitorização semestrais, coincidentes com as estações de Inverno e de Verão, para verificar o comportamento da estrutura aos extremos ambientais e deve ser feita manutenção adequada aos problemas aí encontrados.
- pode ser aplicado à face superior do tabuleiro uma camada selante, desde que flexível o suficiente para suportar as variações da madeira.

## 6 Conclusões e perspectivas de desenvolvimentos futuros

### 6.1 Conclusões

Esta dissertação teve como objetivo complementar a formação do Mestrado em Engenharia Civil na vertente de estruturas de madeira, ficando-se a conhecer as especificidades das mesmas. Compila-se assim um conjunto de informações e regulamentações úteis para quem pretende abordar este tema.

Apesar de as construções com estrutura em madeira estarem em franca expansão [64], em Portugal, esse aumento, fez-se sentir desde 1998, com a criação do então chamado Pavilhão Atlântico. As construções em madeira ainda são vistas com desconfiança relativamente à sua segurança, quer pela parte mecânica quer pela resistência ao fogo, dado a madeira ser um material combustível. Contudo, estudos já demonstraram o contrário, concluindo-se que as estruturas de madeira apresentam um melhor comportamento do que as estruturas metálicas [4].

A principal característica da madeira é a sua origem natural e, conseqüentemente, os mecanismos de decomposição a que está sujeita. Todavia, atualmente, com os adequados cuidados de projeto e tratamentos ajustados, a durabilidade destas estruturas aumentou em muito e os problemas de manutenção associados quase desapareceram. Além disso, dado que cada vez mais é considerado o impacto ambiental de uma construção, a madeira apresenta grandes vantagens. A título de exemplo, salienta-se a boa capacidade de reutilização e reciclagem, normalmente na sua totalidade, ou a capacidade de retenção de carbono. Esta característica torna a madeira um material estrutural competitivo e ambientalmente vantajoso.

Mecanicamente, a madeira apresenta boa capacidade resistente tanto à tração como à compressão, o que resulta num bom comportamento à flexão. Porém, a madeira apresenta algumas dificuldades, especialmente nas ligações, devido à sua anisotropia, dado que possui resistências na direção perpendicular às fibras até 98% menores de que na direção paralela, como é o caso da resistência ao corte.

Para ter em conta todas as particularidades do dimensionamento de estruturas de madeira, foi criado pelo CEN o Eurocódigo 5, adotado pelos estados membros da comunidade europeia, que define os requisitos obrigatórios para estas estruturas. O EC5 contempla as ligações coladas, entalhadas e com recurso a conectores mecânicos, sendo cada uma diferente no seu princípio de funcionamento e cálculo.

É também estabelecido no EC5, com o auxílio das normas EN 335, EN 350 e EN 460, um método de dimensionamento das peças de madeira quanto à sua durabilidade por ataque biológico. Este método passa por definir a classe de serviço de um elemento, baseando-se nas condições de

humidade e temperatura a que o mesmo está submetido e, com essa informação, selecionar os tratamentos e/ou espécies adequados, prevenindo a degradação da estrutura durante a sua vida útil.

Para a resistência ao fogo é especificado, na segunda parte das regras gerais do EC5, que um elemento de madeira parcialmente carbonizado tem de suportar a carga para o qual foi dimensionado. Para efetuar esta verificação é estudada a taxa de carbonização da espécie de madeira utilizada, a qual é utilizada para calcular a secção reduzida, ou seja, a secção que ainda não ardeu ou carbonizou ao fim de determinado período. Esta é a secção que tem de suportar a carga para o tempo especificado pela legislação em vigor, que normalmente corresponde ao tempo necessário à evacuação em segurança de todos os utilizadores.

A utilização de estruturas de madeira em pontes é uma opção muitas vezes não considerada, pelos preconceitos anteriormente discutidos e também pela difícil obtenção de elementos de madeira com a dimensão necessária à construção. Este problema é resolvido com a Madeira Lamelada Colada (MLC), que recorre a colas sintéticas de elevada durabilidade e resistência, como o poliuretano, e à ligação com *finger-joints*. A MLC permite, assim, a criação de peças de madeira maciça com qualquer dimensão. Como se trata de um produto sujeito a um processo industrializado de transformação de madeira, o MLC vai apresentar mais vantagens, como o maior controlo de qualidade, levando à menor variabilidade de características. Sendo este um produto lamelar é também menos sujeito a variações de resistência, perante os valores especificados, devido à menor probabilidade de existência de defeitos ocultos nas peças de reduzidas dimensões o compõem. Outra vantagem da Madeira Lamelada Colada é a possibilidade de criação de elementos curvos e/ou de secção variável, diversificando as possíveis utilizações.

Com a criação de vigas curvas de MLC, é possível construir pontes em arco com o recurso a ligações e tirantes metálicos. Para além das pontes em arco, é também possível a construção de pontes em treliça e de tirantes, demonstrando a versatilidade deste material.

Como objeto de estudo desta dissertação, adotou-se o dimensionamento de uma ponte para a substituição de outra já existente, a Ponte Joaquim Casanova do Bêco, que se encontra em fim de vida útil devido ao nível de serviço apresentado estar abaixo do necessário.

Como solução, foi adotada uma tipologia de ponte do género vigada, apoiada sobre pilares de betão. Foram inicialmente estudados três comprimentos de vão, tendo sido escolhida a solução com as maiores vantagens económicas e técnicas, como limites de transporte e fabrico.

Foram tidos em conta os detalhes construtivos com implicação na durabilidade da estrutura, particularmente os relativos à presença de água e humidade.

Em prolongamento do foco de estudo desta dissertação, foi efetuada uma análise de custos comparativa, entre a solução de madeira estudada e uma alternativa de betão armado estimada, tendo-se chegado à conclusão que as duas soluções apresentam custos semelhantes (a diferença encontrada pode-se considerar dentro da margem de erro associada à estimativa de custos),

Concluiu-se assim que a solução em MLC se apresenta competitiva perante a solução de betão armado. A similaridade de custos deve-se à alternativa de betão armado apresentar maiores custos nas fundações devido ao maior peso próprio, compensando os maiores custos do tabuleiro da solução em Madeira Lamelada Colada.

Tem-se assim vantagens de ordem objetiva e subjetiva no uso da Madeira Lamelada Colada em pontes. Vantagens objetivas como a competitividade de custos ou as mais-valias ambientais inerentes a este material e vantagens subjetivas como a estética e a integração com o meio envolvente.

## **6.2 Perspetivas de desenvolvimentos futuros**

No seguimento dos estudos realizados, podem ser analisadas alternativas para a ponte, por alteração do sistema estrutural, utilizando, a título de exemplo, a suspensão em arco ou a treliça, que possam ser mais eficientes do que a solução vigada.

Pode também ser investigada a durabilidade das soluções aqui propostas, como a camada de sacrifício, e também estabelecer um plano de manutenção que preveja o período entre substituições da mesma camada. Assim, como também podem ser avaliados os custos associados às operações de manutenção e compara-los com os sistemas construtivos alternativos.

Outra possibilidade de desenvolvimento futuro passa pela criação de um processo de pré-fabricação por módulos tipo, que permita uma construção rápida e económica de pontes em madeira.



## Bibliografia

- [1] C. Müller, Holzleimbau – Laminated Timber construction, Birkhäuser, 2000.
- [2] H. Cruz, Estruturas de madeira lamelada colada em Portugal - Instrumentos para a garantia da qualidade, Lisboa: rpee, 2007.
- [3] Madeira Estrutural, “Pavilhão ATLÂNTICO,” [Online]. Available: <http://madeiraestrutural.wordpress.com/2009/05/25/26/#more-26>. [Acedido em 15 9 2012].
- [4] J. Negrão e A. Faria, Projecto de Estruturas de Madeira, Porto: Publindustria, 2009.
- [5] M. L. Selbo, Adhesive bonding of wood, Washington: U.S. Department of Agriculture, 1975.
- [6] Glued Laminated Timber Association, “Specifiers Guide,” [Online]. Available: <http://www.glulam.co.uk/>. [Acedido em 13 Junho 2012].
- [7] CEN/CT124, EN 385 - Finger-jointed structural timber - Performance requirements and minimum production requirements, 2001.
- [8] brute force collaborative, “kreuzlagenholz | cross laminated timber,” [Online]. Available: <http://bruteforcecollaborative.com/wordpress/2010/02/11/kreuzlagenholz-cross-laminated-timber/>. [Acedido em 14 09 2012].
- [9] P. Crespell e S. Gagnon, Cross Laminated Timber: a Primer, FPIInnovations, 2010.
- [10] A. Ribeiro, A. Jesus, A. Lima e J. Lousada, “Study of strengthening solutions for glued-laminated wood beams of maritime pine wood,” *Construction and Building Materials*, vol. 23, 2008.
- [11] D. Yeboah, S. Taylor, D. McPolin, R. Gilfillan e S. Gilbert, “Behaviour of joints with bonded-in steel bars loaded parallel to the grain of timber elements,” *Construction and Building Materials*, vol. 25, 2010.
- [12] T. Poutanen, “A new glue-lam concept,” *WCTE 2004*, 2004.
- [13] CEN/CT14, EN 335-1 - Durability of wood and wood based panels - Defenition of use classes, 2011.
- [14] F. Gaspar, A. Gomes, L. Nunes e H. Cruz, “Viabilidade do fabrico de estruturas de madeira lamelada colada com pinho bravo tratado,” *CIMAD 11*, 2011.
- [15] O. Chans, E. Cimadevila e M. Gutiérrez, “Glued joints in hardwood timber,” *International Journal of Adhesion & Adhesives*, vol. 28, 2008.
- [16] J. Sena-Cruz, J. Branco, M. Jorge, J. Barros, C. Silva e V. Cunha, “Bond behavior between glulam and GFRP's by pullout tests,” *Composites: part B*, vol. 43, 2012.
- [17] A. Ribeiro, A. Jesus, A. Lima e J. Lousada, “Study of strengthening solutions for glue-laminated wood beams of maririme pine wood,” *Construction and Building Materials*, 2009.

- [18] CEN/CT124, EN 386 - Glue laminated timber - Performance requirements and minimum production requirements, 2001.
- [19] CEN/CT124, EN 14080 - Timber structures - Glued Laminated Timber - Requirements, 2005.
- [20] CEN/CT124, EN 14081 - Timber structures - Strength graded structural timber with rectangular cross section - Part 1: General requirements, 2005.
- [21] CEN/CT250, EN 1995-1-1 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 2004.
- [22] CEN/CT194, EN 391 - Glued laminated timber - Delamination test of glue lines, 2001.
- [23] CEN/CT124, EN 391 - Glued laminated timber - Shear test of glue lines, 1995.
- [24] CT14, NP 4305:1995 - Madeira serrada de pinheiro bravo para estruturas. Classificação visual., 1995.
- [25] “Federação Portuguesa de Ciclismo,” [Online]. Available: [http://www.uvp-fpc.pt/pagina.php?id\\_pagina\\_new=1629&id\\_modalidade\\_new=6](http://www.uvp-fpc.pt/pagina.php?id_pagina_new=1629&id_modalidade_new=6), . [Acedido em 01 08 2012].
- [26] “Carmo Estruturas,” [Online]. Available: <http://www.carmo.com/pt/estruturas/obras/42/ponte-quinta-do-lago/113/3>. [Acedido em 26 Julho 2012].
- [27] Lilleheden Ltd, “Lilleheden Ltd. - Products - Projects: Bridges,” [Online]. Available: <http://www.lilleheden.dk/uk/projects.asp?id=3>.
- [28] CEN/CT14, EN 350-1 - Durability of wood and wood based products - Natural durability of solid wood, 2008.
- [29] CEN/CT14, EN 460 - Durability of wood and wood-based products. Natural durability of solid wood. Guide to the durability requirements for wood to be used in hazard classes, 1995.
- [30] H. Cruz, “Durabilidade e protecção de estruturas de madeira,” vol. 34, 2012.
- [31] CEN/CT38, EN 350-2 Durability of wood and wood-based products - Natural durability of solid wood - Part 2: Guide to natural durability and treatability of selected wood species of importance in Europe, CEN, 1994.
- [32] V. Barbier, J. Berthelley, D. Calvi, S. Jelden, J.-L. Chazelas, P. Corfdir, J. Laplane e R. Leroy, Timber Bridges - How to ensure their durability, Épinal: Sétra, 2006.
- [33] LNEC, *Especificação de madeiras para estruturas*, vol. M1, Lisboa, 1997.
- [34] LNEC, *Pinho bravo para estruturas*, vol. M2, Lisboa, 1997.
- [35] Forest Products Laboratory, Wood Handbook - Wood as an Engineering Material, Madison, Wisconsin: USDA Forest Service, 1999.
- [36] CEN/CT124, EN 338 Structural Timber - Strength classes, CEN, 2009.



- [37] CEN/CT124, EN 1194 - Glued laminated timber - Strength classes and determination of characteristic values, 1999.
- [38] A. Buchanan, "Bending Strength of Lumber," vol. 116, 1990.
- [39] A. Carvalho, Madeiras Portuguesas, Vol 1, Instituto Florestal, 1996.
- [40] W. S. University, "Load Duration Factor," Washington State University, [Online]. Available: <http://timber.ce.wsu.edu/Supplements/LoadDuration/Default.htm>. [Acedido em 12 10 2012].
- [41] CEN/CT250, EN 1990 - Eurocode - Basis of structural design, 2002.
- [42] CEN/CT250, EN 1991 - Eurocode 1: Actions on structures, 2001.
- [43] CEN/CT250, EN 1995-1-1 A1 - Amendment A1, 2008.
- [44] CEN/CT124, EN 13271 - Timber fasteners – Characteristic load-carrying capacities and slip-moduli for connector joints, 2001.
- [45] CEN/CT250, EN 1995-1-1:2004/A1 - Amendment A1, 2008.
- [46] "Dedicated Suport for Timber Engineering," [Online]. Available: <http://www.strongtie.co.uk/etd.php>. [Acedido em 2012 7 24].
- [47] CEN/CT250, EN 1995-1-1:2004/AC - Corrigendum, 2006.
- [48] ISO, ISO 262 - ISO general purpose metric screw threads - Selected sizes for screws, bolts and nuts, Génova, Suiça, 1998.
- [49] CEN/CT124, EN 912 - Specifications for connectors for timber, 1999.
- [50] "TECO split rings," [Online]. Available: <http://clevelandsteel.thomasnet.com/viewitems/shear-plates-split-rings-spike-grids/teco-split-rings-timber-rings->. [Acedido em 26 Julho 2012].
- [51] "BovaNail," [Online]. Available: [www.bovanail.com](http://www.bovanail.com). [Acedido em 01 08 2012].
- [52] E. Pinto, "A Madeira: um Material Construtivo Resistente ao Fogo," [Online]. Available: [http://www.cdcc.usp.br/ciencia/artigos/art\\_27/madeira.html](http://www.cdcc.usp.br/ciencia/artigos/art_27/madeira.html). [Acedido em 13 10 2012].
- [53] CEN/CT250, EN 1995-1-2 Eurocode 5: design of timber structures - Part 1.2: General - Structural fire design, 2004.
- [54] CEN/CT250, EN 1995-2 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridges, 2004.
- [55] "wood « Ruth Slavid talks architecture," [Online]. Available: <http://talkingarchitecture.wordpress.com/category/wood/>. [Acedido em 01 08 2012].
- [56] CEN/CT250, EN 1991-2 Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges, 2002.
- [57] C. Butz, C. Heinemeyer, A. Keil, M. Lukic e A. Cunha, Vibrações em Pontes Pedonais -

Recomendações Técnicas de Projecto, 2008.

- [58] O Mirante, "Ponte de Santa Justa limitada a trânsito até 3,5 toneladas devido à degradação do tabuleiro," Vols. %1 de %22011-11-30, 2011.
- [59] KLH UK, "KLH: Technical," [Online]. Available: <http://www.klhuk.com/product-/technical.aspx>. [Acedido em 21 08 2012].
- [60] J. B. Farinha e A. C. Reis, Tabelas Técnicas, Setúbal: P.O.B., 1993.
- [61] J. Freitas, Acção do transito rodoviário em pontes de betão armado - Análise da situação portuguesa e comparação, Porto: U.Porto, 2008.
- [62] D. Est., "Folhas de cálculo de resitência de ligações aparafusadas, base EC3-1993," Lisboa, 2012.
- [63] CYPE Ingenieros, "Cype 2012," 2012.
- [64] H. Cruz, *Conservação das antigas estruturas de madeira*, Lisboa, 2012.
- [65] CEN/CT103, EN 301 - Adhesives, phenolic and aminoplastic, for load bearing timber structures: Classification and performance requirements, 1992.
- [66] Lilleheden Ltd, "Lilleheden Ltd. - Products - Projects - Bridges: Ikast, DK," [Online]. Available: <http://www.lilleheden.dk/uk/projects.asp?id=3&p=Ikast%2C+DK&pid=3&bid=14>. [Acedido em 22 Julho 2012].

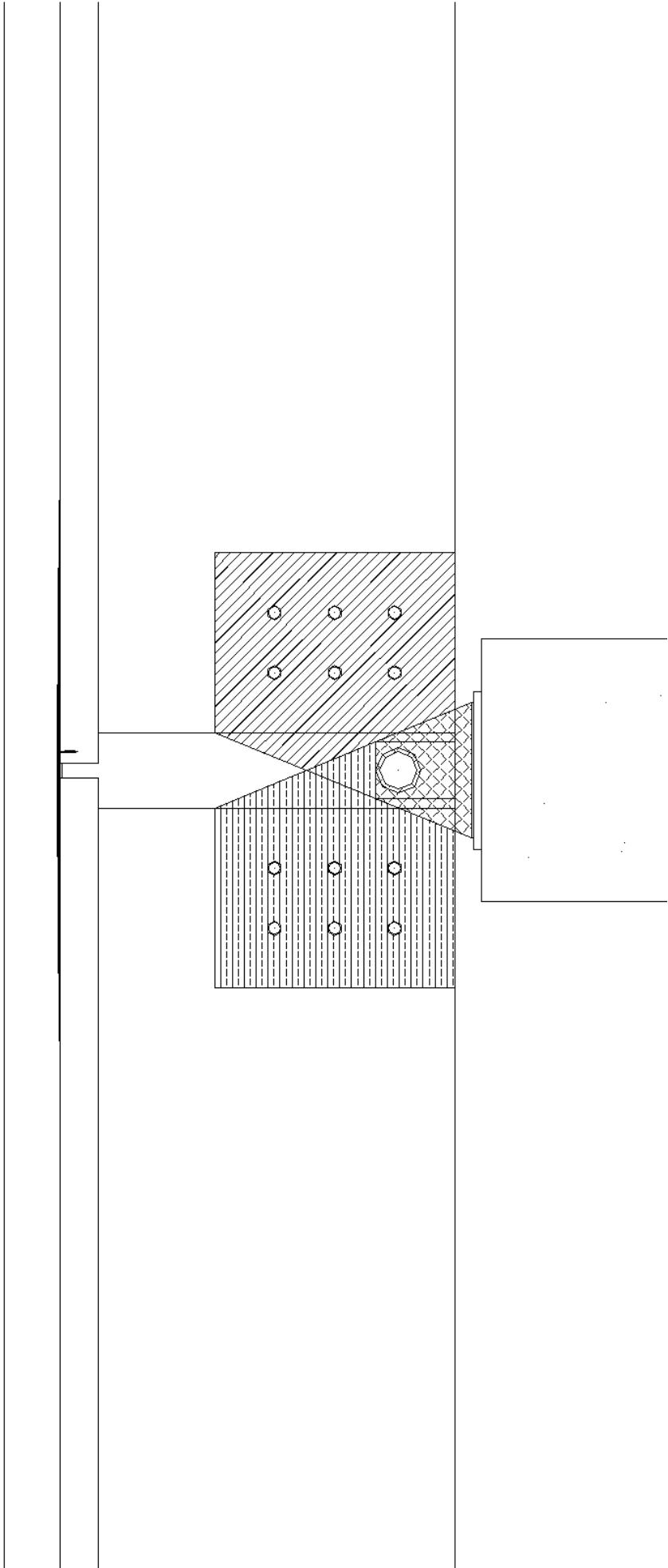
## **Anexos**

**Anexo A – Peças desenhadas**

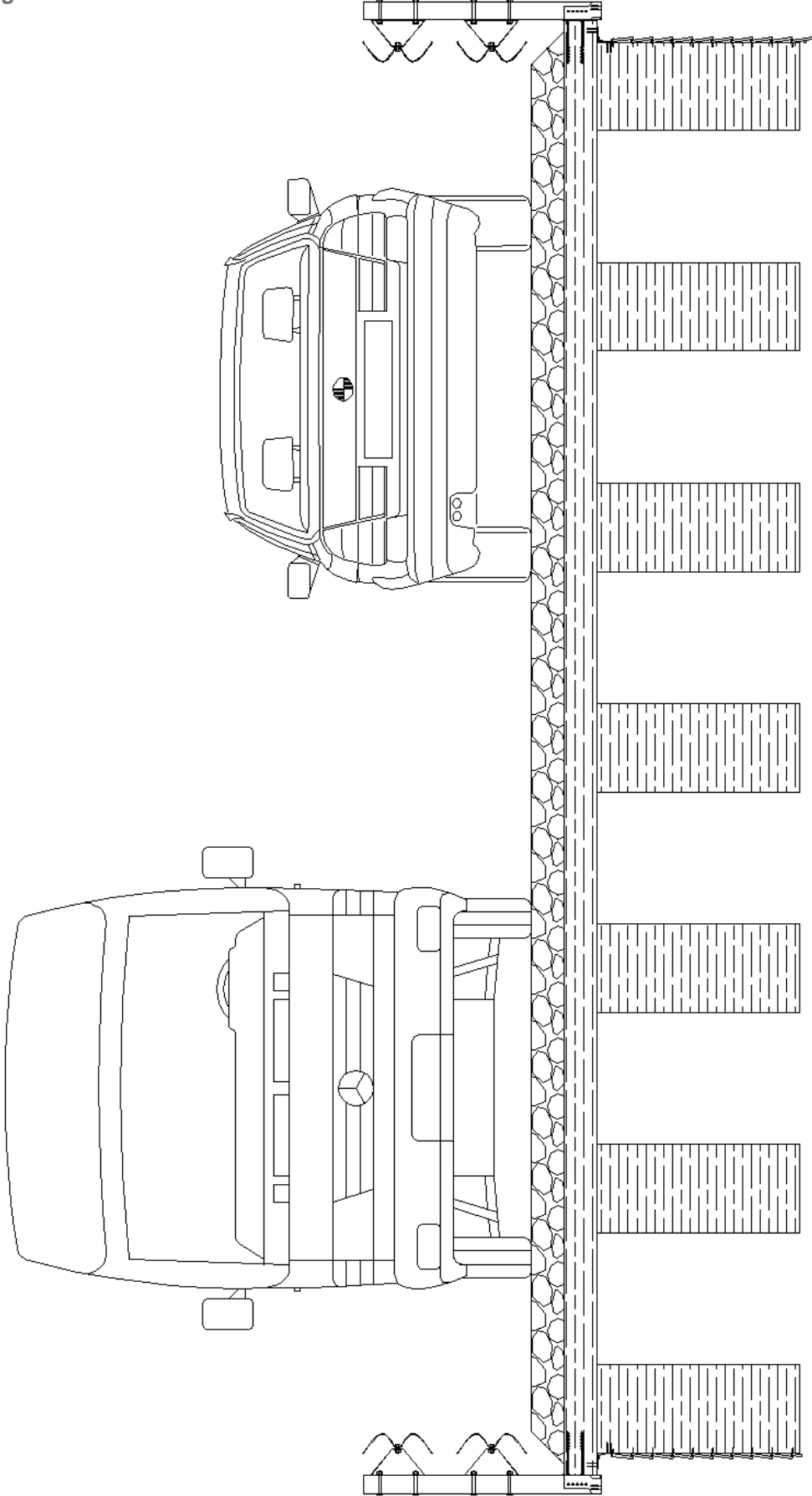
**Anexo B – Cálculos**

## Anexo A – Peças desenhadas

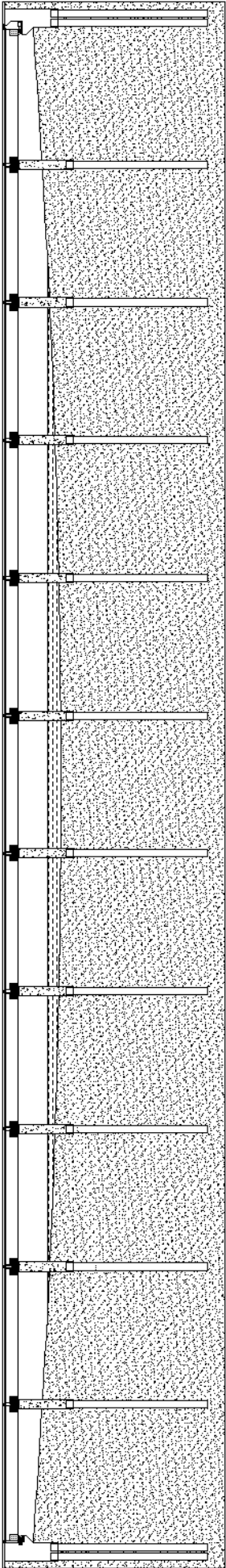
Apoio interior



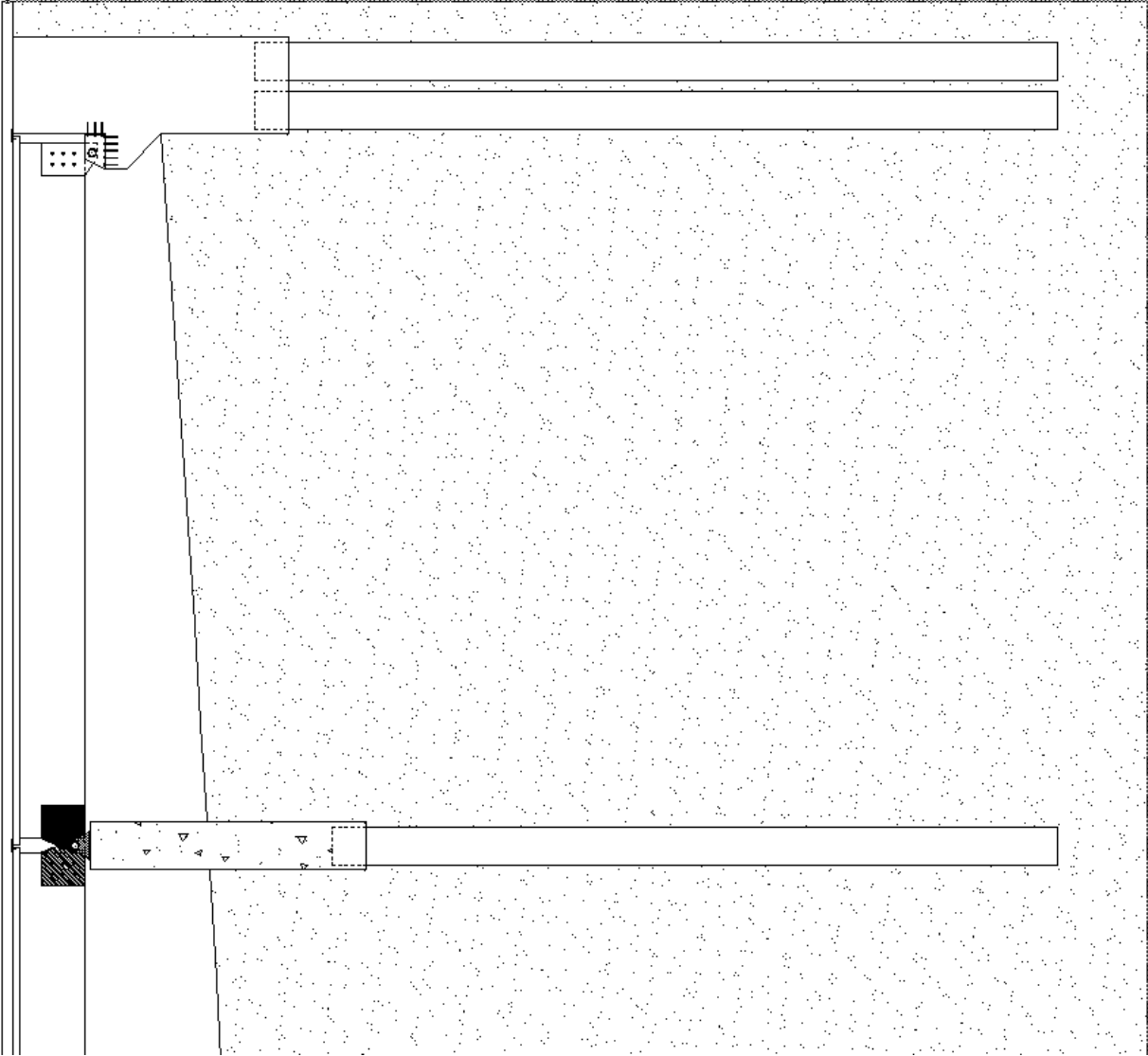
Perfil longitudinal



Perfil longitudinal

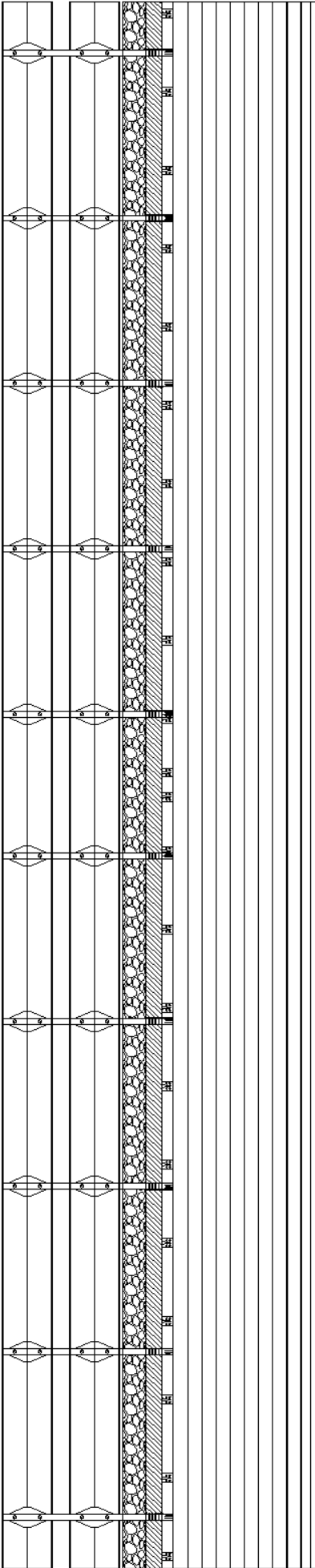


Pormenor apoio extremidade





Alçado vão tipo



## Anexo B – Cálculos

## Cálculos vão 10 m

Variáveis de dimensionamento					
Vão	10	b	6	k def	0,8
Msd	2775			k cr	0,67
Vsd	1170			k sys	1
Classe de serviço	2			Madeira	
Kmod				GI28h	
Perm	0,6			flexao	28 MPa
Long	0,7			tração	19,5 MPa
Méd	0,8			comp.	
Curta	0,9			Para	26,5 MPa
inst	1,1			comp. Per	3 MPa
					1260
				Emedio	0 MPa
					1020
				E0,05	0 MPa
					kg/m
ym	1,25			pk	410 3
					kN/m
ψ2	0,3			pk	4,1 3
				corte	3,2 MPa
		EC1-2		Material	pk
					kN/m semelhante a
Qik	300	kN		CLT	5 3 mlc
		kn/		betumino	kN/m das tabelas
qik	9	m2		so	19 3 tecnicas
ELUs					
Pré dimensionamento					
vigas					
afastamento	0,5	m		q,G,sk	4,86 kN/m2
b	0,2	m		q,G,sd	6,56 kN/m2
				M	
h	0,92	m		G,sd	81,99 kNm/m
				M	
I	0,0129781	m4		Q,sd	925,00 kNm/m
Pavimento				V Q,sd	74 kN/m2
CLT	0,1	m			
betuminoso	0,15	m		kh	1,00
Flexão					

Permanente					
Ed	81,99	kNm /m	f m,d	13,44	Mpa verifi ca
$\sigma$ Ed	1,45	Mpa			
Quase permanente					
Ed	359,49225		f m,d	15,68	Mpa verifi ca
$\sigma$ Ed	6,3709637	Mpa			
Curta Duração					
Ed	1006,99		f m,d	20,16	Mpa verifi ca
$\sigma$ Ed	17,846034	Mpa			89%
Corte					
Ed	211,39845	kN	Rd	284,03712	kN verifi ca
Compressão perpendicular área pilares mínima apoiada					
Ed	211,39845	kN	f c,90,d	2,304	Mpa
			Amin	99	m <sup>2</sup>
			Lmin	97	m
ELsS					
Deformação					
			G/viga	3,28	kN/m
			Q/vig		
			a	37,00	kN/m
			k	0,0130208	
valores limite def					
Winst	L/300	0,03			
		33			m
		0,04			
Wnet,fin	L/250	00			m
		0,06			
Wfin	L/150	67			m
	k def	0,8			

u inst G	0,0026	u fin G	0,004
	0,02946169		701
u inst Q	5	u fin Q	0,036
	0,0321		533
			0,041
			233
			Verific
	verifica		a
Vibração			
		kg/	
m	495,80	m2	Pelo anexo EC5
l	10,00	m	
EI	327048960,	N/m	
	00	2	
f1	12,76	hz	
EI b	1050000,00	CLT	
	1650,26703		
n40	7		
	0,13230510		
v	5		
	0,21499074		
w/f	6		
b	150		
	3,98213570		
b^(f1 zeta-1)	2	verifica	
Fadiga			
ym fadiga	1		
NOVO Load model 1			
		kNm	k
Mrd,q	221,00	/viga	0,0388550
		kN/v	flexão
		iga	39
Vsd,q	97,88	355,	k
	0,41353749	8	0,2067687
		0464	ligação
			49
ligação			
			k
	275224,380		ligaçã
Fvrk	7		o
			0,3556492
			09
Forças horizontais			
Qik	300	largura	3
qik	9		
alpha	1		
Qlk	387	kN	/via/vão

Qlk	32,25	kN	/viga/extremidad e	vai metade pra cada lado
$\sigma_{cd}$	0,26290760	N/m		
fcd	19,08	Mpa		
ftd	14,04	Mpa		
$\sigma_{m,Ed}$	17,8460346			
$f_{m,Ed}$	8			
Verif. Flexão tração	0,90394558	7	verifica	
Verif. Flexão comp	0,88540984	1	verifica	
sísmica F horiz = 0.22*massa	4948,24	kN		
carga aos pilares	4833,5628	kN		
Volumes e custos				
	MLC		CLT	
nº vigas	13		largura	6,2
Volume	23,92	m3	Volum	6,2
preço gl28h/m3	900,00	€	preço	900,00 €
custo madeira	21.528,00	€		Vãos 11
				298.188,00
				€
				preço 2.710,80
				/m €
	263,12		68,20	3,012
aglomerado asfáltico D20 granítico 15cm betume asfáltico de penetração denso CYPE				
preço m2	19,59	€	12.929,4	0 €

## Cálculos vão 13.75m

Variáveis de dimensionamento					
Vão	13,75	b	6	k def	0,8
Msd	4327			k cr	0,67
Vsd	1280			k sys	1
Classe de serviço	2			Madeira	
Kmod				GI28h	
Perm	0,6			flexao	28 MPa
Long	0,7			tração	19,5 MPa
Méd	0,8			comp.	
Curta	0,9			Para	26,5 MPa
inst	1,1			comp. Per	3 MPa
					1260
				Emedio	0 MPa
					1020
				E0,05	0 MPa
					kg/m
ym	1,25			pk	410 3
					kN/m
ψ2	0,3			pk	4,1 3
				corte	3,2 MPa
		EC1-2		Material	pk
					kN/m
Qik	300 kN			CLT	5 3
				betumino	kN/m
qik	9 kn/m2			so	19 3
					semelhante a mlc das tabelas tecnicas
ELUs					
Pré dimensionamento					
vigas					
afastamento	0,5 m		q,G,sk	5,32	kN/m2
b	0,2 m		q,G,sd	7,18	kN/m2
h	1,2 m		M G,sd	169,67	kNm/m
l	0,0288 m4		M Q,sd	1442,33	kNm/m
				61,030964	
Pavimento			V Q,sd	19	kN/m2
CLT	0,1 m				
betuminoso	0,15 m		kh	1,00	
Flexão					

Permanente					
Ed	169,67	kNm/ m	f m,d	13,44	Mpa verifi ca
$\sigma$ Ed	1,77	Mpa			ca
Quase permanente					
Ed	602,3670508		f m,d	15,68	Mpa verifi ca
$\sigma$ Ed	6,274656779	Mpa			ca
Curta Duração					
Ed	1612,00		f m,d	20,16	Mpa verifi ca
$\sigma$ Ed	16,79167067	Mpa			ca 83%
Corte					
Ed	238,0121771	kN	Rd	370,4832	kN verifi ca
Compressão perpendicular área pilares mínima apoiada					
Ed	238,0121771	kN	f c,90,d	2,304	Mpa
			Amin	0,1033038	m2
			Lmin	0,5165194	m
ELsS					
Deformação			G/viga	3,59	kN/m
			Q/viga	30,52	kN/m
				0,0130208	
			k	33	
valores limite def					
Winst	L/300	0,045 8			m
Wnet,fin	L/250	0,055 0			m
Wfin	L/150	0,091 7			m
	k def	0,8			
u inst G	0,0046		u fin G	0,0082	



			87
u inst Q	0,039138734	u fin Q	0,0485
			32
	0,0437		0,0568
verifica		Verifica	19
Vibração			
m	542,65 kg/m <sup>2</sup>		Pelo anexo EC5
l	13,75 m		
	725760000,0		
EI	0 N/m <sup>2</sup>		
f1	9,61 hz		
EI b	1050000,00	CLT	
n40	4925,626553		
v	0,262917475		
w/f	0,0968812		
b	150		
b^(f1 zeta-1)	0,821823299	verifica	
Fadiga			
ym fadiga	1		
NOVO Load model 1			
Mrd,q	221,00 kNm/v	iga	0,0228381
		k flexão	28
Vsd,q	97,88 kN/vig		0,1585227
		k corte	08
	0,413537498	355,0	
ligação	464		
Fvrk	275224,3807	k	0,3556492
		ligação	09
Forças horizontais			
Qik	300	largura	3
qik	9		
alpha	1		
Qlk	397,125 kN	/via/vao	
Qlk	33,09375 kN	/viga/extremidade	vai metade pra cada lado

		N/mm		
$\sigma_{cd}$	0,206835938	2		
$f_{cd}$	19,08	Mpa		
$f_{td}$	14,04	Mpa		
$\sigma_{m,Ed}$	16,79167067			
$f_{m,Ed}$	20,16			
Verif. Flexão				
tração	0,847652076		verifica	
Verif. Flexão				
comp	0,833037688		verifica	
sísmica				
F horiz =				
0.22*massa	7024,05	kN		
carga aos				
pilares	5627,346795	kN		
Volumes e custos				
	MLC		CLT	
nº vigas	13		largura	6,2
Volume	42,9	m3	Volume	8,525
preço				
gl28h/m3	900,00	€	preço	900,00
			Vãos	11
				509.107,50
custo madeira	38.610,00	€		€
				preço
				/m
	471,90			4.628,25
			93,78	5,1425
aglomerado asfáltico				
D20				
granítico				
15cm				
betume asfáltico de				
penetração				
denso				
CYPE				
preço m2	19,59	€	12.929,4	0
			€	



Flexão					
Permanente					
Ed	232,74	kNm/ m	f m,d	13,44	Mpa verifi ca
$\sigma$ Ed	1,82	Mpa			
Quase permanente					
Ed	707,1408438		f m,d	15,68	Mpa verifi ca
$\sigma$ Ed	5,537950065	Mpa			
Curta Duração					
Ed	1814,07		f m,d	20,16	Mpa verifi ca
$\sigma$ Ed	14,20686175	Mpa			70%
Corte					
Ed	248,5321125	kN	Rd	523,30752	kN verifi ca
Compressão perpendicular área pilares mínima apoiada					
Ed	248,5321125	kN	f c,90,d	2,304	Mpa
			Amin	4	m <sup>2</sup>
			Lmin	35	m
				0,1078698	
				0,3595661	
ELsS					
Deformação			G/viga	4,14	kN/m
			Q/vig		
			a	28,11	kN/m
			k	0,0130208	
valores limite def					
Winst	L/300	0,050			
		0 m			
Wnet,fin	L/250	0,060			
		0 m			
Wfin	L/150	0,100			
		0 m			

	k def	0,8		
u inst G	0,0060		u fin G	0,010 801
u inst Q	0,040771701		u fin Q	0,050 557
	0,0468			0,061 358
	verifica			Verific a
Vibração				
m	625,49	kg/m <sup>2</sup>		Pelo anexo EC5
l	15,00	m		
EI	909025110,0			
	0	N/m <sup>2</sup>		
f1	8,42	hz		
El b	1050000,00		CLT	
n40	7476,035668			
v	0,317627707			
w/f	0,077349348			
b	150			
b^(f1 zeta-1)	0,452217148		verifica	
Fadiga				
ym fadiga	1			
NOVO Load model 1				
Mrd,q	221,00	kNm/v	k	0,0171701
		iga	flexão	8
Vsd,q	97,88	kN/vig	k	0,1122284
		a	cutte	66
		355,0		
ligação	0,413537498	464		
Fvrk	275224,3807		k ligaçã o	0,3556492 09
Forças horizontais				
Qik	300	largura	3	
qik	9			

alpha	1				
Qlk	400,5	kN	/via/vao		
Qlk	33,375	kN	/viga/extremidad	vai metade pra	
		N/mm	e	cada lado	
$\sigma_{cd}$	0,147676991	2			
fcd	19,08	Mpa			
ftd	14,04	Mpa			
$\sigma_{m,Ed}$	14,20686175				
f <sub>m,Ed</sub>	20,16				
Verif. Flexao tração	0,715223748		verifica		
Verif. Flexao comp	0,70476535		verifica		
sísmica F horiz = 0.22*massa	8087,31	kN			
carga aos pilares	5805,037367	kN			
Volumes e custos					
	MLC		CLT		
nº vigas	13		largur a	6,2	
Volume	66,105	m3	Volum e	9,3	
preço gl28h/m3	900,00	€	preço	900,00	€
			Vãos	11	
custo madeira	59.494,50	€			746.509,50
					€
	727,16				preço /m
					6.786,45
aglomerado asfáltico D20 granítico 15cm betume asfáltico de penetração denso CYPE					7,5405
preço m2	19,59	€	12.929,4		0
			0	€	

## Cálculos da ligação da viga ao pilar

Variáveis de dimensionamento						
Vão	10	b	6	k ser	0,8	
Msd	2775			k cr	0,67	
Vsd	1170			k sys	1	
Classe de serviço	2			Madeira		
Kmod				GI28h		
Perm	0,6			flexao	28 MPa	
Long	0,7			tração	19,5 MPa	
Méd	0,8			comp.		
Curta	0,9			Para	26,5 MPa	
inst	1,1			comp.		
				Per	3 MPa	
				Emedio	12600 MPa	
				E0,05	10200 MPa	
					kg/m	
ym	1,25			pk	410 3	
		Classe			kN/m	
ψ2	0,3	G		pk	4,1 3	
ψ1	0,5			corte	3,2 MPa	
ψ0	0,7					
				Material	pk	
					kN/m	semelhante a
				CLT	5 3	mlc
				betumino	kN/m	das tabelas
				so	19 3	tecnicas
ELUs						
Pré dimensionamento						
vigas					kN/m	
afastamento	0,5 m		q,G,sk	6,37 2	kN/m	
b	0,4 m		q,G,sd	8,60 2	kNm/	
h	0,92 m		M G,sd	107,45 m	kNm/ V	
	0,0259562					
l	67 m4		M Q,sd	925,00 m	Q,sd	74 kN/m2
Pavimento						
CLT	0,1 m		kh	1,00		
betuminoso	0,15 m					

			Diam.	Fv,Rk
			M22	72,7
nº parafusos	6		d	de dm
nº sup. Corte	2		22	24 31
			Área	Área tração p
classe	8,8		(mm2)	8800 303
fub	800 Mpa			
fyb	640 Mpa			
fu	360		e1,p1	160
ym lig met	1,25		e2,p2	115
t	5		a	1
Ligação				
Corte				
Esforço				
Ed	395,2976	kN		
Ed v	195			
Ed h	32,25			
Ed tot	395,29767			
alpha	1,489121	85,320		
Esmagamento da madeira				
f h,0,k	26,2236	Mpa	Parafuso	
k90	1,23		Rd	697,9
		1,4891		2 kN
angulo	85,32037	21		verific
f h,90,k	21,34656	Mpa	Chapa	a
			Rd	1188
				verific
My,Rk	742181,64	Nmm		a
Johansen				
corte duplo				
chapa fina				
N R,t,k	193920	N	tração parafuso	
B p,Rk	105180,52	N	punçoamento chapa	
			esmagamento	
N R,c,90,k	205271,66	N	anilha	4d
F ax,R,k	105180,52	N		
	1	93924,89	N	
	2	30431,13	N	
contribuição	7607,78	N		
2+rope	38038,91	N		



fvrk	38038,91	N			
por parafuso	76077,82	N	por fiada	fiadas	total
1	3		3	4	12
2	2,140385				
n ef	2,140385	min			
F V,Rk,ligação	651343,62	N	verifica		
Rotura em bloco					
igual à secção					
área secção	0,368				
F vrk	1177600	N	verifica		
Resistência da ligação					
F Rk	651343,62				
F Rd	468967,40	N	verifica	84%	
$\alpha$	1,4891214				
	22				
espaçamentos mínimos					
a1	89,794849	mm			
a2	88	mm			
a3t	154	mm			
a4	87,853324	mm			
Deformação da ligação					
Kser	22460,303	N/mm	com $\rho_m = \rho_k$ livro considera $\rho_m = 1.15\rho_k$		
Fser					
u inst	2,446997	mm			