



**FCTUC** DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

# **Análise Comparativa do EC5- Projecto de Estruturas de Madeira Parte 1-1 e da NBR 7190 – Projecto de Estruturas de Madeira**

Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas

Autor

**Miguel Ângelo Ribeiro Simões**

Orientador

**Prof. Doutor Alfredo Manuel Pereira Geraldês Dias**

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

**Coimbra, Janeiro, 2012**

## **AGRADECIMENTOS**

Com esta dissertação encerro um dos capítulos mais importantes e marcantes da minha vida. Apesar de ser um trabalho individual, muitas pessoas contribuíram para que fosse possível, às quais quero deixar um agradecimento profundo.

Começo por expressar o meu profundo agradecimento a todos os professores do DEC, em especial aos professores da área científica de Estruturas, com quem tive privilégio de contactar e aprender, contribuindo assim para a minha formação profissional e como pessoa.

Ao meu orientador, Prof. Doutor Alfredo Dias gostaria de exprimir a minha gratidão, pois sem ele este trabalho nunca teria sido possível, uma vez que foram os seus ensinamentos que fomentaram o meu interesse por este tema. Gostaria também de agradecer o tempo que despendeu com as minhas dúvidas e, fundamentalmente, o apoio constante ao longo de todo o trabalho.

A todos os meus colegas e amigos, que estiveram sempre do meu lado nesta vida académica, exprimo o meu profundo reconhecimento, em particular ao Pedro Ferreira, Paulo Rodrigues e Filipe Moreira, que sempre me apoiaram e transmitiram alegria para seguir em frente.

Por fim, as minhas últimas palavras vão para a minha família, à qual gostaria de expressar a minha infinda gratidão, em especial aos meus tios e tias, Armando, Carlos, Gina e Milú, aos meus primos, Gonçalo, Fábio, Filipe, Sónia, Gí e Susana, e às minhas avós, Maria e Lucinda, pelo apoio que me deram durante toda a minha vida. Eles são as razões para o meu sucesso como pessoa e estudante. Aos meus PAIS, obrigado pelo amor, carinho e confiança que sempre me transmitiram, mas sobretudo pelo esforço feito para que eu chegasse até aqui. Sinto-me um privilegiado por tê-los ao meu lado, pois a eles eu devo TUDO.

Não querendo esquecer alguém, agradeço no geral a todas as pessoas que contribuíram para que me tornasse na pessoa que hoje sou. OBRIGADO.

## RESUMO

Com o constante desenvolvimento da Engenharia Civil um pouco por todo Mundo, e com o cada vez maior intercâmbio de Engenheiros entre diversos países, torna-se necessário que estes possuam um nível de conhecimento mais vasto com o objectivo de uma melhor adaptação às realidades presentes de cada país. A madeira cada vez mais se torna um material com grande importância, na vida quotidiana e na economia, principalmente em países da América do Norte e um pouco por toda a Europa com maior incidência no Norte.

Neste contexto, pretende-se com este estudo, realizar uma análise comparativa do regulamento Europeu - *EC5* – “*Projecto de Estruturas de Madeira Parte 1-1 – Regras Comuns e Regras para Edifícios*” e do regulamento Brasileiro - *NBR 7190* – “*Projecto de Estruturas de Madeira*”. Esta análise terá como objectivo principal apontar as principais diferenças e semelhanças em termos filosofia base e estruturação das respectivas normas. Para além de se analisarem aspectos relacionados com as bases para a análise, isto é, requisitos fundamentais, acções e combinações de acções necessários para a verificação da segurança de estruturas de madeira, analisam-se também aspectos directamente relacionados com as propriedades físicas e mecânicas da madeira e seus derivados. Relativamente à metodologia de cálculo e dimensionamento de estruturas de madeira são analisados os principais critérios de verificação dos estados limites (Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização), bem como aspectos relacionados com o dimensionamento de ligações. No final dessa análise serão apresentados dois estudos de caso (pavimento e viga de cobertura), dimensionados de acordo com cada uma destas normas, onde serão apontados as principais diferenças entre elas.

## ABSTRACT

With the constant changes in Civil Engineering all over the world, and the interchanging of Engineers between countries, it is essential that they possess a vast knowledge with the purpose of a better adjustment to different realities in different countries. Wood is becoming a very important material, not only in our daily lives and in the economy, but as well as a construction material, mainly in countries in North America and some in Europe, especially in the North of Europe.

In this context, this study intends to make a comparative analyses of the European regulations - *EC5 – “Design of timber structures Part 1-1- General: Comum rules and rules for buildings”* and the Brazilian regulations - *NBR 7190 – “Design of timber structures”*. This analyses' main purpose will be to point out the differences and similarities in terms of a philosophic basis and the structure of the relating regulations. Furthermore, the analyses will focus on the fundamental requisites, actions and combinations of actions required for the verification of the security of the wood structures, it also analyses aspects directly related with the physical and mechanical properties of the wood and its by-products (derivatives). In relation to (concerning, relatively) the methodology of calculation and the dimensioning of the wood structures, the main criteria of the verification of limited states are analyzed (Ultimate Limit States and Serviceability Limit States), so are the aspects related with the linkage dimensioning. In the final analyses, two studies of this case will be presented (floor element and roof beam), dimensioned according to each of these regulations, where the main differences between both will be pointed out.

## ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	Enquadramento Geral .....	1
1.2	Objectivo da dissertação.....	1
1.3	Organização da dissertação .....	2
2	REGULAMENTOS.....	3
2.1	Introdução.....	3
2.2	EC5-1-1 .....	3
2.2.1	Antecedentes.....	3
2.2.2	Normas necessárias .....	5
2.3	NBR 7190.....	5
2.3.1	Antecedentes.....	5
2.3.2	Normas necessárias .....	6
3	ASPECTOS GERAIS E BASES DE PROJECTO .....	7
3.1	Introdução.....	7
3.2	Aspectos gerais e bases de projecto do EC5-1-1 .....	7
3.2.1	Âmbito do EC5 .....	7
3.2.2	Requisitos fundamentais .....	8
3.2.3	Acções e combinação de acções .....	9
3.2.4	Segurança Estrutural .....	11
3.2.5	Bases de Análise Estrutural .....	13
3.3	Aspectos gerais e bases de projecto da NBR 7190.....	14
3.3.1	Âmbito da NBR 7190.....	14
3.3.2	Generalidades .....	15
3.3.3	Requisitos básicos de segurança.....	15
3.3.4	Acções e combinação de acções .....	16
3.3.5	Segurança estrutural .....	18
3.4	Diferenças/Semelhanças entre as Normas.....	19
4	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.....	21
4.1	Introdução.....	21
4.2	Aspectos gerais do EC5-1-1 .....	22
4.3	Madeira e derivados – Valores a usar no cálculo segundo o EC5-1-1 .....	24
4.3.1	Madeira Maciça, Lamelado colado e LVL .....	24

4.3.2	Outros derivados da Madeira .....	26
4.4	Aspectos gerais da NBR 7190 .....	26
4.5	Madeira e derivados – Valores a usar no cálculo segundo a NBR 7190 .....	29
4.5.1	Madeira Maciça .....	29
4.5.2	Madeira Lamelada Colada, Madeira Compensada e Madeira Recompоста .....	30
4.6	Diferenças/Semelhanças entre as Normas.....	30
5	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU) .....	34
5.1	Introdução.....	34
5.2	Dimensionamento aos ELU segundo o EC5-1-1 .....	34
5.2.1	Tracção na direcção paralela às fibras da madeira .....	34
5.2.2	Tracção na direcção perpendicular às fibras da madeira .....	34
5.2.3	Compressão na direcção paralela às fibras da madeira .....	34
5.2.4	Compressão na direcção perpendicular às fibras da madeira .....	34
5.2.5	Flexão Simples .....	35
5.2.6	Corte.....	36
5.2.7	Torção .....	37
5.2.8	Tensões de compressão com um ângulo em relação às fibras da madeira .....	37
5.2.9	Flexão composta com tracção.....	38
5.2.10	Flexão composta com compressão.....	38
5.2.11	Estabilidade de pilares .....	38
5.2.12	Estabilidade de vigas em flexão .....	39
5.3	Dimensionamento aos ELU segundo a NBR 7190 .....	40
5.3.1	Generalidades .....	40
5.3.2	Tracção.....	40
5.3.3	Compressão.....	40
5.3.4	Flexão simples.....	41
5.3.5	Flexão simples desviada .....	42
5.3.6	Flexão composta com tracção.....	42
5.3.7	Flexão composta com compressão.....	43
5.3.8	Corte.....	43
5.3.9	Torção .....	44
5.3.10	Estabilidade de pilares .....	44
5.3.11	Estabilidade de vigas em flexão .....	46
5.4	Diferenças/Semelhanças entre as Normas.....	47
6	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO (ELS) .....	50

---

6.1	Introdução.....	50
6.2	Dimensionamento aos ELS segundo o EC5-1-1.....	50
6.2.1	Estado limite de deformação .....	50
6.2.2	Estado limite de vibração.....	52
6.3	Dimensionamento aos ELS segundo a NBR 7190 .....	52
6.3.1	Estado limite de deformação .....	52
6.3.2	Estado limite de vibração.....	54
6.4	Diferenças/Semelhanças entre as Normas.....	54
7	LIGAÇÕES .....	56
7.1	Introdução.....	56
7.2	Dimensionamento de ligações segundo o EC5-1-1 .....	56
7.2.1	Generalidades .....	56
7.2.2	Ligações com ligadores tipo cavilha .....	57
7.3	Dimensionamento de ligações segundo a NBR 7190.....	59
7.3.1	Generalidades .....	59
7.3.2	Ligações com ligadores tipo cavilha .....	60
7.4	Diferenças/Semelhanças entre as Normas.....	65
8	ESTUDOS DE CASO .....	67
8.1	Pavimento.....	67
8.1.1	Verificação dos ELU.....	69
8.1.2	Verificação dos ELS .....	70
8.2	Viga de Cobertura.....	70
8.2.1	Verificação dos ELU.....	72
8.2.2	Verificação dos ELS .....	73
8.2.3	Dimensionamento da ligação.....	73
8.3	Análise de Resultados.....	76
9	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	78
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	80

## SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas

$A$  – acção de acidente;

$A_d$  – valor de cálculo de uma acção de acidente;

$A_{Ed}$  – valor de cálculo de uma acção sísmica;

$A_{ef}$  – área efectiva;

$E$  – módulo de elasticidade;

$E_M$  – módulo aparente de elasticidade na flexão;

$E_w$  – módulo de elasticidade da madeira;

$F$  – força concentrada vertical;

$F_{ax,Ed}$  – valor de cálculo de um esforço axial num ligador;

$F_{ax,Rd}$  – valor de cálculo da resistência ao arranque axial do ligador;

$F_{ax,Rk}$  – valor característico da resistência ao arranque axial do ligador;

$F_c$  – força de compressão;

$F_d$  – valor de cálculo de uma força;

$F_E$  – carga crítica;

$F_t$  – força de tracção;

$F_{v,Ed}$  – valor de cálculo do esforço transversal por plano de corte do ligador;

$F_{v,ef,Rk}$  – capacidade resistente de uma fila de ligadores;

$F_{v,Rd}$  – valor de cálculo da capacidade resistente por plano de corte e por ligador;

$F_{v,Rk}$  – capacidade resistente de um ligador isolado;

$G$  – acção permanente; módulo de distorção;

$I$  – momento de inércia de torção;

$L$  – comprimento efectivo da barra;

$L_0$  – comprimento teórico de referência;

$M_{1,gd}$  – momento flector devido às cargas permanentes;

$M_{1,qd}$  – momento flector devido às cargas variáveis;

$M_d$  – momento de cálculo;

$M_y$  – momento de cedência plástico do ligador;

$N_d$  – força normal;

$P$  – peso próprio;

$Q$  – acção variável;

$R_d$  – valor de cálculo da capacidade resistente;

$R_k$  – valor característico da capacidade resistente;

$R_{v,d,1}$  – capacidade resistente de um ligador;



$S$  – solicitação;  
 $U$  – humidade;  
 $V$  – força cortante;  
 $X_d$  – valor de cálculo de uma propriedade resistente;  
 $X_k$  – valor característico de uma propriedade resistente.

#### Letras minúsculas latinas

$a$  – distância;  
 $a_1$  – espaçamento, paralelamente às fibras, entre ligadores dispostos numa fiada;  
 $a_2$  – espaçamento, perpendicularmente às fibras, entre fiadas de ligadores;  
 $a_{3,c}$  – distância entre o ligador e um topo não solicitado;  
 $a_{3,t}$  – distância entre o ligador e um topo solicitado;  
 $a_{4,c}$  – distância entre o ligador e um bordo não solicitado;  
 $a_{4,t}$  – distância entre o ligador e um bordo solicitado;  
 $b$  – largura;  
 $d$  – diâmetro;  
 $d_0$  – diâmetro de pré – furação;  
 $d_c$  – diâmetro do conector;  
 $d_{ef}$  – diâmetro efectivo;  
 $e_{1,ef}$  – excentricidade efectiva de  $I^a$  ordem;  
 $e_c$  – excentricidade complementar de  $I^a$  ordem;  
 $e_d$  – excentricidade de cálculo;  
 $e_i$  – excentricidade inicial;  
 $f$  – resistência de um material;  
 $f_1$  – frequência fundamental;  
 $f_c$  – resistência à compressão;  
 $f_{c0,d,cav}$  – valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras da cavilha;  
 $f_{c90,d,cav}$  – valor de cálculo da resistência à compressão normal às fibras da cavilha;  
 $f_d$  – valor de cálculo da resistência;  
 $f_e$  – resistência ao esmagamento;  
 $f_{e0}$  – resistência ao esmagamento localizado paralelo às fibras;  
 $f_{e90}$  – resistência ao esmagamento localizado perpendicular às fibras;  
 $f_{h,k}$  – resistência ao esmagamento localizado do elemento de madeira;  
 $f_m$  – resistência à flexão;  
 $f_t$  – resistência à tracção;  
 $f_v$  – resistência ao corte;  
 $f_y$  – resistência à rotura de um pino metálico;  
 $h$  – altura;

$h_1$  – altura reduzida;  
 $k_{c,y}$  ou  $k_{c,z}$  – factor de instabilidade;  
 $k_{cr}$  – factor correctivo que tem em atenção a existência de fendas na madeira;  
 $k_{crit}$  – factor utilizado para o bambeamento;  
 $k_{def}$  – factor de deformação;  
 $k_h$  – factor de majoração que tem em atenção a dimensão das peças de madeira na sua resistência à flexão e tracção;  
 $k_m$  – factor que considera a redistribuição da tensão de flexão na secção transversal;  
 $k_{mod}$  – factor de modificação;  
 $k_{shape}$  – factor de forma do tipo de secção;  
 $k_v$  – factor de redução para vigas com entalhes;  
 $l$  – comprimento; vão;  
 $n$  – número de ligadores;  
 $n_{ef}$  – número efectivo de ligadores por fila;  
 $t$  – espessura;  
 $u_0$  ou  $w_c$  – contraflecha;  
 $u_{ef}$  – flecha efectiva;  
 $u_G$  – flecha máxima provocada pelas cargas permanentes;  
 $u_Q$  – flecha máxima provocada pelas cargas acidentais;  
 $w_{creep}$  – deformação devida à fluência;  
 $w_{fin}$  – deformação final;  
 $w_{inst}$  – deformação instantânea;  
 $w_{net,fin}$  – deformação final considerando a pré - flecha;  
 $w_{pl}$  – largura da chapa metálica.

#### Letras minúsculas gregas

$\alpha$  – ângulo entre a força e a direcção das fibras; rácio entre a altura reduzida de secção e a normal;  
 $\gamma_f$  – coeficiente parcial de segurança relativo às acções;  
 $\gamma_M$  – coeficiente parcial de segurança associado ao material;  
 $\gamma_w$  – coeficiente parcial de segurança da madeira;  
 $\rho$  – massa volúmica da madeira;  
 $\sigma_c$  e  $\sigma_{Nc}$  – tensão de compressão;  
 $\sigma_{c,1}$  – tensão actuante na borda mais comprimida;  
 $\sigma_m$  – tensão de flexão;  
 $\sigma_{m,crit}$  – tensão crítica;  
 $\sigma_{M,d}$  – tensão de compressão devido ao momento flector;

$\sigma_{N,d}$  – tensão de compressão devido à força normal de compressão;  
 $\sigma_t$  e  $\sigma_{Nt}$  – tensão de tracção;  
 $\sigma_{t,2}$  – tensão actuante na borda mais traccionada;  
 $\tau_d$  – tensão de corte;  
 $\tau_{tor}$  e  $\tau_T$  – tensão de torção;  
 $\Psi_{0,1,2}$  – coeficientes de combinação;  
 $\nu$  – coeficiente de poisson.

#### Notação de índices

*amb* – ambiente;  
*ap* – aparente;  
*c* – compressão;  
*d* – valor de cálculo;  
*e* – esmagamento;  
*ef* – efectivo;  
*eq* – equilíbrio;  
*fin* – final;  
*k* – valor característico;  
*m* – médio (a);  
*max* – máximo;  
*mean* – valor médio;  
*t* – tracção;  
*v* – corte;  
*w* – madeira;  
*0* – direcção paralela às fibras da madeira;  
*90* – direcção perpendicular às fibras da madeira.

**Obs.:** os símbolos que não constarem nesta lista serão definidos quando da sua utilização ao longo do texto.

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento Geral

A madeira é um material que tem vindo a ganhar importância crescente no mercado da construção, função das suas características técnicas. Com uma relação peso – resistência muito favorável, foi o primeiro material de construção, capaz de resistir tanto a esforços de compressão como de tracção. Consequentemente a madeira é um material naturalmente apropriado para elementos sujeitos a esforços de flexão. É por outro lado um material com um impacto ambiental muito favorável, nomeadamente em comparação com outros materiais de construção correntes, muito versátil sendo utilizado para uma variedade de formas estruturais como vigas, pilares, treliças e é usado também na construção de sistemas como pilhas de armazenamento, ou cofragens para peças de betão armado. Existe uma série de características inerentes que fazem da madeira um material com grande potencial para a construção. É um material que pode ser obtido em grandes quantidades com preços relativamente baixos, pode ser trabalhada com ferramentas simples, apresenta boas condições naturais de isolamento térmico e absorção acústica, e no seu aspecto natural apresenta grande variabilidade de padrões. Contudo, há que ter em conta as suas limitações no que diz respeito às dimensões máximas das secções transversais e comprimentos de madeira, e a sua vulnerabilidade a agentes externos.

Neste contexto, pretende-se com este estudo, a análise e respectiva comparação das normas utilizadas para cálculo e dimensionamento de estruturas de madeira na Europa e no Brasil, nomeadamente no que diz respeito às bases de projecto, propriedades dos materiais, critérios de verificação da segurança e dimensionamento de ligações. Esta análise será feita sob o enquadramento do EC5- “*Projecto de Estruturas de Madeira Parte 1-1 – Regras Comuns e Regras para Edifícios*” (EC5-1-1) e da NBR 7190- “*Projecto de Estruturas de Madeira*” (NBR 7190).

## 1.2 Objectivo da dissertação

Com o constante desenvolvimento da Engenharia Civil um pouco por todo Mundo, e com o cada vez maior intercâmbio de Engenheiros entre diversos países, torna-se necessário que estes possuam um nível de conhecimento mais vasto com o objectivo de uma melhor adaptação às realidades presentes de cada país. Neste sentido, o objectivo geral deste trabalho, tal como referido anteriormente, é a análise e respectiva comparação do EC5-1-1 e da NBR 7190.

Numa primeira fase, mais teórica, esta análise terá como objectivo principal apontar

diferenças e semelhanças em termos de estruturação e filosofia base para o dimensionamento de estruturas de madeira das respectivas normas. Por fim, associado ao objectivo principal, para proporcionar uma melhor compreensão dos modelos de cálculo e dimensionamento de estruturas de madeira considerados no *EC5-1-1* e na *NBR 7190*, apresentam-se alguns estudos de caso dimensionados consoante cada uma destas normas, para os quais se discutem as principais diferenças observadas.

### **1.3 Organização da dissertação**

Para além deste capítulo introdutório, no qual se faz uma breve apresentação do trabalho realizado e se sintetiza o seu objectivo, a dissertação encontra-se organizada em mais 8 capítulos.

No Capítulo 2 para além de se fazer referência às entidades responsáveis pela elaboração do *EC5-1-1* e da *NBR 7190*, apresentam-se também os antecedentes destas normas bem como uma síntese das normas necessárias a utilizar conjuntamente com estas.

No Capítulo 3 apresentam-se alguns aspectos relacionados com a estruturação e organização de cada uma das normas. São igualmente apresentados a análise e respectiva comparação de aspectos relativos às bases de projecto, nomeadamente no que diz respeito às acções, combinações de acções e modelos de segurança, considerados em cada uma destas. É ainda feita uma breve apresentação dos diferentes métodos do *EC5-1-1* no que diz respeito ao comportamento estrutural de soluções de madeira.

No Capítulo 4 apresenta-se a análise e respectiva comparação dos aspectos relacionados com as propriedades dos materiais, considerados por cada uma das normas, no que diz respeito aos diferentes tipos de madeira e seus derivados.

Nos Capítulos 5, 6 e 7 apresenta-se a análise e respectiva comparação dos aspectos relacionados com a filosofia base para o cálculo e dimensionamento aos *Estados Limites Últimos (ELU)*, *Estados Limites de Serviço (ELS)* e de ligações em estruturas de madeira (nomeadamente no que diz respeito aos diferentes tipos de ligadores), respectivamente, considerados em cada uma das normas.

No Capítulo 8 apresentam-se dois estudos de caso (pavimento de madeira e viga de cobertura) dimensionados de acordo com cada uma destas normas, onde se apontam as principais diferenças observadas.

No Capítulo 9 apresenta-se uma síntese geral de toda a dissertação, onde são apresentadas algumas conclusões finais referentes a aspectos analisados nos capítulos anteriores e, sugeridas algumas recomendações para estudos futuros.

## 2 REGULAMENTOS

### 2.1 Introdução

A normalização é tecnologia consolidada, que nos permite confiar e reproduzir infinitas vezes determinado procedimento, seja na área industrial, seja no campo de serviços, ou em programas de gestão, com mínimas possibilidades de errar, entre outros aspectos altamente positivos (ABNT, 2011). As entidades responsáveis pela elaboração de normas têm um papel de extrema importância no que diz respeito à aplicação de metodologias consagradas e processos inovadores, potenciando o desenvolvimento tecnológico e o uso dos recursos de forma mais otimizada e sustentável.

Neste capítulo, para além de se fazer referência às entidades responsáveis pela elaboração do *EC5-1-1* e da *NBR 7190*, apresentam-se também os antecedentes destas normas bem como um conjunto de normas importantes, e algumas mesmo essenciais, necessárias para a aplicação e uso dos regulamentos estruturais.

### 2.2 EC5-1-1

#### 2.2.1 Antecedentes

A nível europeu, três entidades têm desempenhado um papel fulcral no processo de elaboração dos Eurocódigos (*EC's*), recentemente publicados como Normas Europeias (*EN*). Essas entidades são: *Comissão das Comunidades Europeias (CCE)*, *Comité Técnico CEN/TC 250* e *Joint Research Centre (JRC)*.

A *CCE* iniciou, na década de setenta, os trabalhos com vista à elaboração de um conjunto de regras técnicas harmonizadas para o projecto estrutural de edifícios e de outras obras de engenharia civil, que passaram a ser conhecidos por *EC's Estruturais*.

Inicialmente, estes trabalhos foram conduzidos pela própria *CCE*, no entanto, após a publicação, em 1989, da *Directiva dos Produtos de Construção (DPC)*, a responsabilidade pela preparação dos *EC's* passou a ser do *Comité Europeu de Normalização (CEN)*. A *DPC* permitiu clarificar o estatuto que os *EC's* viriam a assumir num quadro mais geral, que corresponde ao de, eliminar barreiras técnicas e administrativas à comercialização de produtos e à prestação de serviços de engenharia.

A actividade de elaboração dos *EC's* a nível europeu tem sido desenvolvida no seio do *Comité Técnico CEN/TC 250 – Structural Eurocodes*, do *CEN*. Este funciona em *Plenário* e em *9 Subcomissões (SC 1 a 9)*. O *Plenário* trata do Eurocódigo relativo às bases do projecto

estrutural enquanto cada uma das Subsecções trata de cada um dos restantes 9 *EC's*, e suas diversas partes. Note-se, que foi na sequência dos trabalhos desenvolvidos pelo *TC 250* que o *CEN* publicou, na década de 90, os *EC's* como *Pré – Normas Europeias (ENV's)* e que posteriormente se procedeu à sua transformação nas 58 *Normas Europeias* actualmente em vigor, resumidas na Tabela 2.1, na qual se identifica, sinteticamente, o âmbito de cada um dos *EC's*, o seu número de *EN* e respectivas *Partes* em que se subdividem. Importa ainda salientar, que estes reconhecem a responsabilidade das autoridades regulamentadoras de cada Estado – Membro e salvaguardaram o seu direito de estabelecer os valores relacionados com questões de regulamentação da segurança a nível nacional.

Tabela 2.1 – Normas Europeias actualmente em vigor

Norma Europeia	Eurocódigo	Nº de Partes
<i>EN 1990</i>	EC0: Base para o projecto de estruturas	1
<i>EN 1991</i>	EC1: Acções em estruturas	10
<i>EN 1992</i>	EC2: Projecto de estruturas de betão	4
<i>EN 1993</i>	EC3: Projecto de estruturas de aço	20
<i>EN 1994</i>	EC4: Projecto de estruturas mistas aço – betão	3
<i>EN 1995</i>	EC5: Projecto de estruturas de madeira	3
<i>EN 1996</i>	EC6: Projecto de estruturas de alvenaria	4
<i>EN 1997</i>	EC7: Projecto geotécnico	2
<i>EN 1998</i>	EC8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos	6
<i>EN 1999</i>	EC9: Projecto de estruturas de alumínio	5

O *JRC* é um organismo de investigação da *União Europeia (UE)*, que, a partir de 2005, foi encarregue, pela *CCE*, de desempenhar um papel de extrema importância no domínio dos *EC's*. Este foi incumbido de promover diversas tarefas, das quais se destacam: a recolha e análise de todos os parâmetros determinados a nível nacional fixados nos diversos *EC's* pelos Estados – Membros; a divulgação dos *EC's*, quer no âmbito da *UE*, quer num espaço mais alargado; o apoio ao desenvolvimento de novos *EC's* no domínio da avaliação de estruturas existentes e das regras de projecto de elementos estruturas de vidro, de polímeros reforçados com fibras e de estruturas em membrana.

Tal como referido no Capítulo 1, relativamente à regulamentação Europeia, neste trabalho, apenas se procederá à análise da *EN 1995-1-1:2004 (EC5-1-1)*. Esta, tal como referido anteriormente, foi elaborada pelo *Comité Técnico CEN/TC 250 SC5*, cujo secretariado é assegurado pela *BSI*, e substitui a antiga *ENV 1995-1-1:1993*.

Em conclusão, o *EC5* descreve os princípios básicos e os requisitos de segurança e durabilidade de estruturas de madeira. É baseado no conceito de estados limites em consonância com o método dos coeficientes parciais, filosofia de dimensionamento comum a todos os *EC's* estruturais.

## 2.2.2 Normas necessárias

Na concepção de novas estruturas de madeira, o *EC5* destina-se a ser utilizado, para aplicação directa, em conjunto com o *EC0* – “*Bases para o projecto de estruturas*” e com algumas partes que possam ser relevantes do *EC1* – “*Acções em estruturas*”. Para além das regras destas normas, devem ser obedecidas as de outras normas, como é o caso do *EC7* – “*Projecto geotécnico*” e *EC8* – “*Projecto de estruturas para resistência aos sismos*”, e as exigências especiais de cada caso particular. Apresentam-se na Tabela 2.2, normas de produtos/produção, durabilidade e de ensaios experimentais necessárias a utilizar em conjunto com o *EC5*. Note-se, que nesta tabela não se apresentam os nomes técnicos de cada uma destas normas, no entanto, estes são referenciados no *EC5* onde podem ser consultados.

Tabela 2.2 – Normas necessárias utilizar em conjunto com o *EC5*

Normas		
<i>Produtos e Produção</i>	<i>Durabilidade</i>	<i>Ensaio Experimentais</i>
EN 300:1997; EN 301:1992; EN 312-4:1996; EN 312-5:1997; EN 312-6:1996; EN 312-7:1997; EN 385:1995; EN 387:2001; EN 622-2:1997; EN 622-3:1997; EN 622-4:1997; EN 622-5:1997; EN 636-1:1996; EN 636-2:1996; EN 636-3:1996; EN 912:1999; EN 10147:2000; EN 13271:2001; EN 13986; EN 14080; EN 14080-1; EN 14250; EN 14279; EN 14358; EN 14374; EN 14544; EN 14545; EN 14592; EN 14544; EN 26891:1991; EN 28670:1991.	EN 335-1:1992; EN 335-2:1992; EN 335-3:1995; EN 350-2:1994; EN 351-1:1995; EN 460:1994.	EN 383:1993; EN 409:1993; EN 594:1995; EN 1075:1999; EN 1380:1999; EN 1381:1999; EN 1382:1999; EN 1383:1999.

## 2.3 NBR 7190

### 2.3.1 Antecedentes

A *NBR 7190:1997* é da responsabilidade da *Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT)*, fundada em 1940, que é o órgão responsável pela normalização técnica no país, fornecendo a base necessária ao desenvolvimento tecnológico brasileiro. Esta é uma entidade privada, sem fins lucrativos, reconhecida como o único Fórum Nacional de Normalização. A *ABNT* é membro fundador da *ISO (International Electrotechnical Commission)*, das entidades de normalização regional *COPANT (Comissão Panamericana de Normas Técnicas)* e da *AMN (Associação Mercosul de Normalização)* e, tem como principal objectivo dotar a sociedade brasileira de conhecimento sistematizado, através de documentos normativos, que permitam a produção, comercialização e uso de bens e serviços de forma competitiva e sustentável nos mercados interno e externo, contribuindo para o desenvolvimento científico e tecnológico, protecção do meio ambiente e defesa do consumidor.

Todas as Normas Brasileiras, cujo conteúdo é da responsabilidade dos *Comités Brasileiros (CB)* e dos *Organismos de Normalização Sectorial (ONS)*, são elaboradas por *Comissões de Estudo (CE)*, formadas por representantes dos sectores envolvidos, delas fazendo parte:



produtores, consumidores, universidades, laboratórios, entre outros. Os Projectos de Norma Brasileira, elaborados no âmbito dos *CB* e *ONS*, circulam para Votação Nacional entre os associados da *ABNT* e os demais interessados.

Tal como referido no Capítulo 1, relativamente à regulamentação Brasileira, apenas se procederá à análise da *NBR 7190:1997*. Esta foi elaborada a partir do trabalho realizado por um grupo de pesquisa formado por docentes da *Escola Politécnica* e da *Escola de Engenharia de São Carlos*, ambas da *Universidade de São Paulo*, ao abrigo de um *Projecto Temático* patrocinado pela *FAPESP (Fundação do Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo)*, e substitui a antiga *NBR 7190:1982*.

A transição da *NBR 7190:1982* para a *NBR 7190:1997* introduziu profundas alterações nos conceitos relativos ao projecto de estruturas de madeira. De uma norma determinista de tensões admissíveis passou-se para uma norma probabilista de estados limites.

### 2.3.2 Normas necessárias

Na concepção de novas estruturas de madeira, *NBR 7190* destina-se a ser utilizada, para aplicação directa. Para além das regras desta norma, devem ser obedecidas as de outras normas especiais e as exigências especiais de cada caso particular. Apresentam-se de seguida, na Tabela 2.3, as normas necessárias a utilizar em consonância com a *NBR 7190*. Note-se, que nesta tabela não se apresentam os nomes técnicos de cada uma destas normas, no entanto, estes são referenciados na *NBR 7190* onde podem ser consultados.

Tabela 2.3 - Normas necessárias utilizar em conjunto com a *NBR 7190*

Normas				
<i>Projecto e Execução</i>	<i>Cargas, Acções e Forças</i>	<i>Ligadores</i>	<i>Simbologia para o projecto</i>	<i>Desenho Técnico</i>
NBR 6118:1980; NBR 7187:1987; NBR 8800:1986; EN 1995:2003	NBR 6120:1980; NBR 6123:1988; NBR 7188:1982; NBR 7189:1983; NBR 8681:1984	NBR 6627:1981	NBR 7808:1983	NBR 7808:1983

## 3 ASPECTOS GERAIS E BASES DE PROJECTO

### 3.1 Introdução

Em ambos os regulamentos a verificação da estabilidade de estruturas de madeira é semelhante à verificação da estabilidade de estruturas de betão ou metálicas, no entanto, existem algumas especificidades essencialmente associadas à necessidade de obtenção de valores de cálculo para os materiais e à escolha dos modelos de cálculo mais adequados a cada caso. Neste capítulo, para além de se apresentar a análise e respectiva comparação de aspectos relacionados com a estruturação de cada uma das normas, apresenta-se também a análise e comparação de aspectos mais específicos associados às bases de projecto, nomeadamente no que diz respeito às acções, combinações de acções e aos modelos de análise.

### 3.2 Aspectos gerais e bases de projecto do EC5-1-1

#### 3.2.1 Âmbito do EC5

O *EC5* aplica-se ao projecto de edifícios e obras de engenharia civil em madeira ou derivados de madeira, ligados por colagem ou por ligadores mecânicos, e encontra-se em conformidade com os princípios e requisitos para a segurança e manutenção de estruturas, bases de projecto e verificações indicadas no *EC0*. Este trata apenas de requisitos de resistência mecânica, manutenção, durabilidade e resistência ao fogo de estruturas de madeira, não considerando outras exigências como, por exemplo, as relativas ao isolamento térmico e acústico.

O *EC5* encontra-se subdividido em 2 *Partes* sendo a primeira composta por duas sub-partes:

- *EC5 - EN 1995-1 “Projecto de estruturas de madeira – Parte 1-1: Geral - Regras gerais e regras para edifícios”*;
- *EC5 - EN 1995-1 “Projecto de estruturas de madeira – Parte 1-2: Regras gerais - Projecto de estruturas contra incêndios”*;
- *EC5 - EN 1995-2 “Projecto de estruturas de madeira – Parte 2: Pontes”*.

Neste documento aborda-se exclusivamente o *EC5 Parte 1-1* que apresenta modelos de cálculo especificamente aplicáveis à avaliação da resistência de elementos estruturais de madeira para os estados limites. A *Parte 1-2* define as regras gerais de verificação das estruturas de madeira sujeitas a situações de incêndio. Inclui diversos métodos de verificação simplificada, de aplicação muito simples, para os diversos elementos que integram uma estrutura de madeira, com e sem protecção adicional ao fogo. Por fim, a *Parte 2* apresenta um conjunto de regras simples a aplicar especialmente ao caso de pontes correntes (Negrão &

Faria, 2009). Como se referiu anteriormente, o *EC5-1-1* apresenta as regras gerais de projecto para estruturas de madeira em conjunto com as regras especiais de projecto para edifícios. Este encontra-se subdividido em *10 Secções* que compõem o seu corpo principal e, *4 Anexos* (informativos). Apresenta-se na Tabela 3.1, a especificação de cada uma das *Secções* e *Anexos*.

Tabela 3.1 – Estrutura do *EC5-1-1*

Estrutura do EC5-1-1	
<i>Corpo Principal</i>	<i>Anexos</i>
Secção 1: Generalidades	Anexo A: Rotura por corte em bloco e por superfície lateral de ligadores tipo cavilha em ligações aço - madeira
Secção 2: Bases para o projecto	
Secção 3: Propriedades dos materiais	
Secção 4: Durabilidade	Anexo B: Vigas constituídas por mais que um elemento, ligados através de ligações mecânicas semi - rígidas
Secção 5: Bases para análise estrutural	
Secção 6: Estados-limite últimos	
Secção 7: Estados-limite de serviço	Anexo C: Montantes compostos
Secção 8: Ligações com ligadores metálicos	
Secção 9: Composições e sistemas estruturais	Anexo D: Bibliografia
Secção 10: Disposições construtivas e controlo	

Nas 5 primeiras *Secções* são definidos os princípios fundamentais que devem ser utilizados na verificação da estabilidade de estruturas. Nas *Secções 6 e 7* são definidas as regras particulares de verificação para elementos e sistemas estruturais, bem como a definição das regras de verificação de segurança quando existem esforços combinados e para esforços simples, incluindo a verificação dos estados limites (*ELU* e *ELS*). A *Secção 8*, de grande importância no projecto de estruturas de madeira, apresenta as regras específicas sobre ligações entre elementos de madeira, definindo os modelos de análise dos diferentes tipos de ligadores e os seus modos de rotura, as diferentes propriedades de resistência e rigidez e regras para a sua disposição. Por fim, nas *Secções 9 e 10* são definidas as regras específicas para elementos estruturais compostos e alguns pré-requisitos para as regras de cálculo apresentadas ao longo da norma, nomeadamente no que diz respeito aos materiais e ligações.

O *Anexo A* apresenta as regras específicas de verificação de segurança a respeitar para a resistência de uma ligação madeira – aço, na situação de topo solicitado. O *Anexo B e C* apresentam as regras específicas de dimensionamento a respeitar no caso de vigas articuladas mecanicamente e de montantes compostos. Por fim, O *Anexo D* apresenta a bibliografia utilizada na concepção desta norma.

### 3.2.2 Requisitos fundamentais

O projecto de estruturas de madeira para além de obedecer a disposições complementares específicas de um projecto deste tipo deve também obedecer aos requisitos fundamentais apresentados no *EC0*. Segundo o *EC0* as estruturas de madeira devem ser projectadas e

construídas de modo a que, durante o seu período de vida previsto, com graus de fiabilidade apropriados, possam suportar todas as acções e influências susceptíveis de ocorrerem durante a sua execução e utilização, cumprindo com as condições de utilização específicas para a estrutura. De um modo geral, no *EC0* são apresentadas as regras de base de projecto que articulam os restantes *Eurocódigos*, nomeadamente o *EC5*. Pode dizer-se que a verificação da estabilidade é baseada nos princípios gerais definidos no *EC0*, utiliza as acções definidas pelos projectistas nos termos das várias partes das normas de acções que compõem o *EC1*, bem como acções de cálculo resultantes do *EC7* e *EC8*, e invoca os métodos definidos nas três partes do *EC5*, de modo a regular a resistência e as condições de utilização. Os valores das propriedades mecânicas dos materiais encontram-se definidos nas *EN's* especificadas no *EC5*.

Os estados limites são estados que sendo ultrapassados numa dada estrutura, esta deixa de satisfazer as exigências do projecto. Estes podem ser agrupados em dois grupos genéricos: *ELU* e *ELS*. Devem ser classificados como *ELU* os que se referem à segurança das pessoas e/ou à segurança da estrutura. Quando os *ELU* de uma dada estrutura são ultrapassados esta deixa de satisfazer os critérios de segurança básicos podendo estar em causa a segurança de pessoas e bens. Em geral, o ultrapassar de algum aspecto dos *ELU* pode levar ao colapso total ou parcial a estrutura. Por sua vez, devem ser classificados como *ELS* os que reduzem a capacidade de a estrutura desempenhar a sua função, provocando desconforto aos utilizadores, tornando a estrutura esteticamente desagradável ou disfuncional. Ao serem ultrapassados os *ELS* a estrutura pode deixar de ter condições para permitir uma utilização normal das condições previstas no projecto. Tal pode resultar em constrangimentos de utilização que podem ser mais ou menos relevantes.

### 3.2.3 Acções e combinação de acções

À semelhança de qualquer outro projecto de estruturas, a quantificação dos esforços actuantes exige a definição prévia das acções e das combinações de acções (Martins, 2010). A quantificação das acções é feita de acordo com o *EC1*, e a verificação da segurança de acordo com o previsto no *EC5*. Devem ser consideradas todas as acções de aplicação directa (forças), tais como, cargas permanentes, sobrecargas, vento, neve e sismos, bem como as acções indirectas aplicáveis (deformações impostas), tais como, assentamentos de apoios e acções induzidas pelas variações nos teores em água das peças. O cálculo de estruturas de madeira segundo o *EC5* recorre à verificação dos *ELU* e dos *ELS*, não apresentando a quantificação das acções. Os critérios gerais são semelhantes aos das restantes estruturas, no entanto existem especificidades no caso da madeira. Entre estas estão os efeitos da duração das acções e do teor em água da madeira em serviço, que influenciam os valores das propriedades do materiais e o próprio comportamento global da estrutura.

As acções podem ser agrupadas em três conjuntos distintos:

- Acções permanentes (*G*), que actuam na estrutura em permanência e podem ser por exemplo, o peso das telhas, o peso da madeira e o peso das peças metálicas. Apresentam valores quase constantes ao longo da vida útil da estrutura, sendo qualquer variação, em geral, de pequeno significado;
- Acções variáveis (*Q*), que não actuam na estrutura em permanência e podem ser por exemplo, as sobrecargas de utilização, a acção do vento e da neve. Apresentam valores cuja variação pode ser significativa relativamente ao valor médio;
- Acidentais (*A*), correspondem a um tipo de acção que tem uma probabilidade de ocorrência bastante diminuta, mas de grande intensidade. Incluem a ocorrência de explosões ou embates violentos nas estruturas (Martins, 2010).

No caso de estruturas de madeira existe uma outra classificação de acções específica para o dimensionamento destas, designada de classe de duração das cargas. Estas classes são definidas em função da duração dos carregamentos numa dada estrutura. Nos casos em que a acção actuante numa estrutura resulta da combinação de acções de classes diferentes, o *EC5-1-1* preconiza que a classe de duração escolhida deve corresponder à carga que apresenta menor duração. A duração das cargas afecta a resistência e rigidez dos elementos de madeira e derivados de madeira, como tal tem de ser considerada no dimensionamento quer para efeitos de *ELU* quer para efeitos de *ELS* (EC5-1-1, 2003). A duração das cargas é dividida em 5 classes: permanente, longa duração, média duração, curta duração e instantânea. Apresentam-se na Tabela 3.2, as 5 classes de duração, os períodos de actuação dessas cargas e alguns exemplos de acções em cada uma das classes.

Tabela 3.2 – Classes de duração das cargas

Classe de duração	Durações típicas	Exemplos de acções
<i>Permanente (PERM)</i>	Superior a 10 anos	Peso próprio
<i>Longa duração (LD)</i>	Entre 6 meses e 10 anos	Armazenamentos
<i>Média duração (MD)</i>	Entre 1 semana e 6 meses	Sobrecarga de utilização
<i>Curta duração (CD)</i>	Inferior a 1 semana	Vento
<i>Instantânea (INST)</i>	Instantânea	Carga acidental

Os estados limites devem ser associados a situações de projecto. Estas devem ser seleccionadas tendo em conta as circunstâncias nas quais a estrutura deve desempenhar a sua função. Relativamente à sua classificação, estas devem ser classificadas da seguinte forma:

- situações de projecto persistentes, correspondentes às condições normais de utilização;
- situações de projecto transitórias, correspondentes às condições temporárias aplicáveis à estrutura;
- situações de projecto acidentais, correspondentes a situações excepcionais aplicáveis à estrutura;
- situações de projecto sísmicas, correspondentes às condições aplicáveis à estrutura

quando sujeita à acção de sismos.

Relativamente à combinação de acções, o *EC0* indica que as acções permanentes são consideradas na sua totalidade, ao contrário das acções variáveis em que são apenas consideradas actuar nas zonas em que produzem efeitos desfavoráveis relativamente à segurança estrutural. Importa ainda referir, que os valores de cálculo  $F_d$  das acções são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes parciais de segurança das acções  $\gamma_f$ . Apresentam-se na Tabela 3.3, as combinações de acções consideradas no *EC0*, para o dimensionamento de estruturas de madeira.

Tabela 3.3 – Combinações de acções para os *ELU* e *ELS* consideradas no *EC0*

<b>ELU</b>	
<i>Combinação fundamental</i>	$F_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$
<i>Combinação accidental</i>	$F_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$
<i>Combinação sísmica</i>	$F_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$
<b>ELS</b>	
<i>Combinação característica</i>	$F_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$
<i>Combinação frequente</i>	$F_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$
<i>Combinação quase - permanente</i>	$F_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{j > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$

### 3.2.4 Segurança Estrutural

O cálculo da estabilidade de estruturas de madeira segundo o *EC5-1-1* realiza-se aos estados limites em conjunto com o método dos coeficientes parciais, que dita que para qualquer situação de projecto a segurança é satisfeita desde que não seja excedido nenhum estado limite relevante quando se comparam valores de cálculo dos efeitos das acções e das resistências obtidos nos modelos de cálculo. Relativamente aos modelos de cálculo apresentados nesta norma para os diferentes estados limite, estes devem ter em consideração:

- ✓ as diferentes propriedades dos materiais, como por exemplo, a resistência e rigidez;
- ✓ os diferentes comportamentos dos materiais ao longo do tempo (duração da acção, fluência);
- ✓ as diferentes condições climáticas a que os materiais vão estar sujeitos;
- ✓ as diferentes condições de dimensionamento (fases de construção, mudança das condições de apoio).

Relativamente aos *ELU*, quando é realizada uma análise estrutural, as propriedades de rigidez dos materiais e ligações devem ser: os valores médios para uma análise elástica linear de 1ª ordem de tensões no caso dos elementos estruturais apresentarem as mesmas propriedades ao longo do tempo (igual  $k_{def}$ ); os valores médios finais ajustados consoante a duração da componente de carga provocando maiores tensões em relação à força, onde a distribuição de forças e momentos no elemento é afectada pela distribuição de rigidez ao longo da estrutura (diferentes  $k_{def}$ ); os valores de projecto sem os efeitos da duração da carga para uma análise linear de 2ª ordem (EC5-1-1, 2003). Quanto aos *ELS*, as propriedades de rigidez dos materiais e ligações devem ser considerados com os seus valores médios (Dias, 2009). Note-se, que o parâmetro  $k_{def}$  é o factor para a avaliação da deformação devido à fluência e depende da classe de serviço que se considera para os diferentes materiais estruturais da área da madeira e derivados.

O método dos coeficientes globais é um método determinístico, isto é, baseia-se no pressuposto de que os parâmetros não são aleatórios, mas sim determinísticos. Contudo, através de parâmetros como os coeficientes parciais, as acções e as resistências, são corrigidas de forma a ter em consideração o seu carácter probabilístico. Este é o método de verificação de segurança largamente utilizado a nível internacional, nomeadamente nas normas europeias. Quando se utiliza o método dos coeficientes globais, deve verificar-se, para todas as situações de projecto, que nenhum estado limite é excedido. Para os valores de cálculo das acções e das propriedades dos materiais, o *EC5-1-1* indica que estes são obtidos a partir dos valores característicos afectados dos coeficientes parciais de segurança,  $\gamma_M$ . As propriedades de cálculo,  $X_d$ , devem ser determinadas através do produto do parâmetro  $k_{mod}$  (factor de modificação), que traduz o efeito da duração da carga nas propriedades mecânicas, com o valor característico da propriedade em análise ( $X_k$ ) afectado pelo coeficiente parcial de segurança correspondente ao material em análise ( $\gamma_M$ ).

Por fim, os valores de cálculo das propriedades de resistência (capacidade resistente), à semelhança do que acontece para os valores de cálculo das acções e das propriedades dos materiais, são obtidos a partir dos valores característicos afectados dos coeficientes parciais de segurança,  $\gamma_M$ . As propriedades de cálculo,  $R_d$ , devem ser determinadas através do produto do parâmetro  $k_{mod}$  (factor de modificação), com o valor característico da propriedade em análise ( $R_k$ ) afectado pelo coeficiente parcial de segurança correspondente ao material em análise ( $\gamma_M$ ). Apresentam-se na Tabela 3.4, os valores dos coeficientes parciais de segurança ( $\gamma_M$ ), para madeira maciça, lamelado colado, *LVL*, contraplacado e *OSB*. Note-se, que para outros derivados da madeira estes coeficientes podem ser consultados no *EC5-1-1*.

Tabela 3.4 – Coeficientes parciais de segurança  $\gamma_M$ 

<b>Combinações fundamentais</b>	
Madeira maciça	1,3
Madeira lamelada colada	1,25
LVL, contraplacado, OSB	1,2
<b>Combinações de acidente</b>	1,0

### 3.2.5 Bases de Análise Estrutural

O comportamento estrutural de estruturas de madeira deve ser previsto através de modelos de cálculo suficientemente precisos, tendo em consideração todas as variáveis relevantes, podendo ser complementados, caso seja necessário, por ensaios. Na análise global de estruturas deve ser considerado um comportamento elástico linear para os materiais, podendo ser consideradas redistribuição de esforços sempre que a estrutura apresente uma ductilidade compatível com essas redistribuições (EC5-1-1, 2003).

Relativamente à análise estrutural, o *EC5-1-1* indica, que desvios de linearidade e heterogeneidades dos materiais devem ser tidos em conta nos métodos de dimensionamento, e possíveis reduções da área da secção transversal nas verificações das resistências dos elementos que compõem as estruturas. As ligações existentes entre elementos estruturais é outro dos aspectos de extrema importância na análise estrutural, uma vez que, influencia o modelo para o cálculo das forças internas na estrutura ou em partes dela. Estas ligações devem apresentar uma capacidade de deformação compatível com a deformabilidade assumida nos modelos de análise estrutural e a sua análise deve ter em conta o comportamento de todos os elementos que as constituem.

As estruturas de madeira devem ser analisadas utilizando modelos estáticos, que consideram de uma forma realista o comportamento estático da estrutura e dos seus respectivos apoios (EC5-1-1, 2003). O *EC5-1-1* indica, que no caso de asnas, esta análise deve ser feita a partir de modelos de asnas através do método geral de análise ou, em alternativa e este, através do método simplificado de análise para asnas ligadas através de chapas metálicas denteadas. No método geral de análise, o vigaamento deve ser analisado de tal modo que as deformações dos elementos e das ligações, a influência das excentricidades dos apoios e da rigidez da estrutura de suporte sejam tidos em conta na determinação dos esforços nos elementos. Para este tipo de análise, o sistema de eixos para todos os elementos deve encontrar-se dentro dos perfis de cada elemento. No caso dos eixos dos elementos interiores não coincidirem com a linha que une os centros de gravidade, deve ser tida em conta a influência da excentricidade na verificação da segurança desses elementos (EC5-1-1, 2003). Em alternativa ao método geral de análise, como se referiu anteriormente, pode adoptar-se uma análise simplificada para asnas totalmente trianguladas. Nesta análise, as forças axiais nos elementos devem ser determinadas assumindo que cada nó é rotulado. Os momentos flectores nos elementos com



um único tramo devem ser determinados assumindo que cada nó é rotulado, tal como acontece para o cálculo das forças axiais. Os momentos flectores em elementos contínuos com diversos tramos devem ser determinados como se o elemento fosse uma viga simplesmente apoiada em cada nó (EC5-1-1, 2003).

Por fim, relativamente à análise de pórticos planos, o *EC5-1-1* indica que os efeitos das deformações induzidas devem ser tidos em conta através de uma análise linear de 2ª ordem considerando que as imperfeições da estrutura devem ser tidas em conta através de uma deformação inicial impondo uma rotação à estrutura e uma curvatura inicial sinusoidal entre os nós da estrutura correspondentes a uma excentricidade máxima.

### 3.3 Aspectos gerais e bases de projecto da NBR 7190

#### 3.3.1 Âmbito da NBR 7190

A *NBR 7190* fixa as condições gerais que devem ser adoptadas no projecto, na execução e no controle de estruturas correntes de madeira, tais como pontes, pontilhões<sup>1</sup>, coberturas, pisos e cimbres<sup>2</sup>. Este tipo de estruturas, para além de obedecer às regras apresentadas nesta norma, deve também obedecer às normas apresentadas na Tabela 2.3, e às exigências de cada uma delas (*NBR 7190,1997*). A *NBR 7190* encontra-se subdividida em *10 Secções* que compõem o seu corpo principal e, *6 Anexos* sendo que os *3* primeiros apresentam um carácter normativo ao contrário dos *3* últimos que apresentam um carácter informativo. Apresenta-se na Tabela 3.5, a especificação de cada uma das secções e anexos.

Tabela 3.5 – Estrutura da *NBR 7190*

Estrutura da NBR 7190	
<i>Corpo Principal</i>	<i>Anexos</i>
Secção 1: Objectivo	Anexo A: Desenhos de estruturas de madeira
Secção 2: Referências normativas	
Secção 3: Generalidades	Anexo B: Determinação das propriedades das madeiras para projecto de estruturas
Secção 4: Hipóteses básicas de segurança	
Secção 5: Acções	Anexo C: Determinação de resistências das ligações mecânicas das estruturas de madeira
Secção 6: Propriedades dos materiais	
Secção 7: Dimensionamento – Estados limites últimos	Anexo D: Recomendações sobre a durabilidade dos materiais
Secção 8: Ligações	
Secção 9: Estados limites de utilização	Anexo E: Valores médios de resistência e rigidez de algumas madeiras nativas e de florestamento
Secção 10: Disposições construtivas	Anexo F: Esclarecimentos sobre calibração desta norma

Nas *6* primeiras *Secções* são definidos os princípios fundamentais que devem ser utilizados na verificação da estabilidade de estruturas. Nas *Secções 7* e *9* são definidas as regras particulares de cálculo para elementos e sistemas estruturais, bem como a definição das regras

<sup>1</sup> Pequena ponte

<sup>2</sup> Armação de madeira para molde de arco ou abóbada

para a combinação de esforços e para esforços simples, incluindo a verificação dos estados limites (*ELU* e *ELS*). A *Secção 8*, de grande importância no projecto de estruturas de madeira, apresenta as regras específicas sobre ligações entre elemento de madeira, definindo os diferentes tipos de ligadores utilizados usualmente no projecto de estruturas de madeira, suas propriedades de resistência e rigidez e regras para a sua disposição. Por fim, na *Secção 10* são definidas alguns pré-requisitos para as regras de cálculo apresentadas nesta norma, nomeadamente no que diz respeito aos materiais e ligações.

O *Anexo A* apresenta as regras gerais de elaboração de desenhos de estruturas de madeira baseadas nas recomendações da *NBR 10067 – “Princípios gerais e representação em desenhos técnicos- Procedimento”*. O *Anexo B*, para além de apresentar os métodos de ensaio para a determinação das propriedades da madeira para o projecto de estruturas, apresenta também métodos de ensaio para a determinação de outras propriedades da madeira que servem exclusivamente como elementos comparativos das resistências entre diferentes espécies. O *Anexo C* apresenta os métodos de ensaio para a determinação directa de resistências das ligações mecânicas. O *Anexo D* apresenta aspectos relacionados com a durabilidade da madeira em virtude dos riscos de deterioração biológica. O *Anexo E* apresenta valores médios das propriedades de resistência e rigidez de algumas madeiras nativas e de florestamento. Por fim, o *Anexo F* apresenta a calibração da *NBR 7190*, onde são apresentados os modelos de segurança considerados no passado e os considerados actualmente, estabelecendo entre estes uma análise comparativa.

### 3.3.2 Generalidades

Segundo a *NBR 7190*, as construções a serem executadas total ou parcialmente com madeira devem obedecer a um projecto elaborado por profissionais legalmente habilitados. Este projecto deve ser composto por uma memória descritiva, desenhos e, caso existam particularidades de projecto que interfiram na construção, por um plano de execução. A memória descritiva deve ser composta por elementos que descrevam o arranjo tridimensional da estrutura, as acções e condições de carregamento admitidas, apresentando os esquemas adoptados na análise dos elementos estruturais. Não menos importantes que os anteriores, esta deve também apresentar aspectos relacionados com as propriedades dos materiais, com o dimensionamento e detalhe esquemático das peças estruturais e das ligações. Os desenhos devem ser elaborados de acordo com o *Anexo A* e com a *NBR 10067*. Nestes desenhos devem constar, de modo bem claro, as classes de resistência das madeiras utilizadas no projecto. Por fim, o plano de execução, quando necessário a sua inclusão, deve apresentar, entre outros elementos, as particularidades referentes à sequência de execução e às juntas de montagem.

### 3.3.3 Requisitos básicos de segurança

Segundo a *NBR 7190*, todas as estruturas devem ser projectadas e construídas de modo a

permanecerem adequadas ao uso previsto e de forma a suportar todas as acções e outras influências que possam actuar durante as fases de construção e de utilização. Na possível ocorrência de acções excepcionais, como explosões, impacto de veículos ou acções humanas impróprias, os danos causados às estruturas devem ser evitados ou reduzidos através de uma concepção estrutural adequada e de um detalhe eficiente dos elementos estruturais e das suas ligações. Para que seja quantificada a segurança estrutural, utilizam-se processos analíticos, numéricos, gráficos ou experimentais, que determinam os esforços internos, as deformações e os deslocamentos nas estruturas, permitindo a comparação destes valores com os critérios de resistência dos materiais estruturais (Moraes et al, 2005).

O cálculo da estabilidade de estruturas de madeira segundo a *NBR 7190* realiza-se aos estados limites, que são os estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenhos inadequados às finalidades da construção e classificam-se como: *ELU* e *ELS*. Devem ser classificados como *ELU* aqueles que por sua simples ocorrência determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. Por sua vez, devem ser classificados como *ELS* aqueles que por sua ocorrência, repetição ou duração causam danos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que possam comprometer a durabilidade da construção.

### 3.3.4 Acções e combinação de acções

Acções são definidas pela *NBR 8681* – “*Acções e segurança nas estruturas – Procedimento*” como as causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Estas podem ser classificadas quanto ao seu modo de actuação e quanto às variações dos seus valores e tempo de actuação. Quanto ao modo de actuação, as acções podem ser directas ou indirectas que correspondem respectivamente às forças e deformações impostas. Relativamente às variações dos seus valores e do tempo de actuação, estas podem ser classificadas como:

- acções permanentes, que apresentam valores quase constantes ou de pequena variação ao longo da vida útil da estrutura;
- acções variáveis, que ocorrem com valores cuja variação é significativa durante a vida útil da estrutura;
- acções excepcionais, que apresentam duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção, mas que devem ser consideradas no projecto de determinadas estruturas.

No caso de estruturas de madeira, a *NBR 7190* exige uma outra classificação de acções, designada de classe de duração das cargas, tal como no caso do *EC5-1-1* (Tabela 3.1). Segundo a *NBR 7190*, um carregamento é especificado pelo conjunto das acções que têm probabilidade de actuação simultânea. Em cada tipo de carregamento as acções devem ser

combinadas de diferentes maneiras, com o objectivo de se determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A classe de duração das cargas de qualquer combinação de acções é definida pela duração acumulada prevista para a acção variável tomada como acção variável de base na combinação considerada.

Relativamente à combinação de acções, a *NBR 7190* indica que as acções permanentes são consideradas na sua totalidade, ao contrário das acções variáveis em que são apenas consideradas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis relativamente à segurança de estruturas. Importa ainda referir, que os valores de cálculo  $F_d$  das acções são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes parciais de segurança das acções  $\gamma_f$ .

A *NBR 7190* indica ainda, relativamente às situações de projecto a considerar no projecto de estruturas, que estas podem ser de 3 tipos: situações duradouras, situações transitórias e situações excepcionais. Para cada caso particular, devem ser especificadas as situações de projecto a considerar.

As situações duradouras são aquelas que podem apresentar duração igual ao período de vida útil da estrutura. Para a verificação da segurança aos *ELU* são consideradas apenas as combinações últimas normais de carregamento e, para a verificação dos *ELS*, as combinações de longa duração ou as de média duração.

As situações transitórias são consideradas apenas para estruturas que podem estar sujeitas a algum carregamento especial, e apresentam duração muito menor que o período de vida da construção. Neste tipo de situações, em geral é considerada apenas a verificação relativa aos *ELU*, no entanto, em casos especiais, pode ser exigida a verificação da segurança aos *ELS*.

Por fim, as situações excepcionais são apenas consideradas quando a segurança em relação às acções excepcionais não puder ser garantida de outra forma, como por exemplo, através do emprego de elementos físicos de protecção da construção ou a modificação da concepção estrutural adoptada. Apresentam uma duração extremamente curta e são consideradas apenas na verificação da segurança em relação aos *ELU*.

Apresentam-se na Tabela 3.6, as combinações de acções consideradas na *NBR 7190*, para o dimensionamento de estruturas de madeira:

Tabela 3.6 - Combinações de acções para os *ELU* e *ELS* consideradas na *NBR 7190*

<b>ELU</b>	
<i>Combinações últimas normais</i>	$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[ F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$
<i>Combinações últimas especiais ou de construção</i>	$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[ F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right]$
<i>Combinações últimas excepcionais</i>	$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_Q \sum_{j=1}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}$
<b>ELS</b>	
<i>Combinações de longa duração</i>	$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k}$
<i>Combinações de média duração</i>	$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k}$
<i>Combinações de curta duração</i>	$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{1j} F_{Qj,k}$
<i>Combinações de duração instantânea</i>	$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q,especial} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k}$

### 3.3.5 Segurança estrutural

O modelo de segurança adoptado pela *NBR 7190* parte do método dos coeficientes parciais de estados limites. Segundo esta norma o método de projecto estrutural de estados limites tem por virtude básica garantir a segurança das estruturas, tendo em conta cada um dos possíveis modos de rotura dos seus elementos constituintes. O método dos coeficientes parciais tem por virtude básica considerar o carácter probabilístico das propriedades que definem a resistência da estrutura. O método dos coeficientes parciais de estados limites associa as vantagens destes dois caminhos, permitindo assim uma avaliação mais racional da segurança das estruturas. Relativamente às condições de segurança das estruturas de madeira, a *NBR 7190* indica que a segurança destas em relação a possíveis estados limites é garantida pelo respeito das disposições construtivas especificadas nesta norma em conjunto com as verificações analíticas de segurança expressas por:

$$S_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Em que, a solicitação de cálculo  $S_d$  e a resistência de cálculo  $R_d$  são determinadas em função dos valores de cálculo das suas respectivas variáveis básicas de segurança. As propriedades de cálculo,  $R_d$ , devem ser determinadas através do produto do parâmetro  $k_{mod}$  (factor de modificação), com o valor característico da propriedade em análise ( $R_k$ ) afectado pelo coeficiente parcial de segurança correspondente ao material em análise ( $\gamma_M$ ).

### 3.4 Diferenças/Semelhanças entre as Normas

Em termos de estruturação o *EC5-1-1* e a *NBR 7190* apresentam muitas semelhanças. Ambas são constituídas por um corpo principal, subdividido em *10 Secções* e *Anexos*. No entanto, o conteúdo apresentado por cada uma das secções e anexos difere em alguns aspectos. Relativamente a aspectos relacionados com a durabilidade dos materiais, com as bases para análise estrutural, regras específicas para elementos estruturais composto e controlo de qualidade de estruturas de madeira, o *EC5-1-1* apresenta uma abordagem bem delineada, fazendo mesmo corresponder a cada um destes temas secções do seu corpo principal. Relativamente á *NBR 7190*, estes aspectos encontram-se dispersos por algumas secções e anexos, não sendo alvo de uma abordagem tão específica. No que diz respeito aos anexos de cada uma das normas, estes são muito distintos, o que torna a sua análise e respectiva comparação inexequível, uma vez que diferem em termos de conteúdo.

Relativamente aos aspectos relacionados com as bases de projecto consideradas em cada uma das normas, pode-se afirmar que existem maioritariamente semelhanças entre elas, no entanto, existem algumas diferenças que devem ser apontadas. Quanto aos estados limites ambas as normas apresentam a mesma definição, agrupando-os em dois grupos distintos: *ELU* e *ELS*. Apesar das diferentes definições de *ELU* e *ELS* apresentadas em cada uma das normas, em termos de conteúdo, estas significam o mesmo, o que faz deste aspecto umas das mais importantes semelhanças entre elas.

No que diz respeito à classificação das acções, ambas as normas classificam-nas quanto ao seu modo de actuação (directas ou indirectas) e, quanto às variações dos seus valores e tempo de actuação (permanentes, variáveis e acidentais). No caso específico de estruturas de madeira, o *EC5-1-1* exige uma outra classificação, designada de classe de duração das cargas (Tabela 3.2), e nos casos em que a acção actuante numa estrutura resulta da combinação de acções de origens diferentes, esta classe de duração deve corresponder à carga que apresenta menor duração. Relativamente a este aspecto, a *NBR 7190* exige a mesma classificação, no entanto, quando existe a combinação de acções de origens diferentes, ao contrário do que acontece no *EC5-1-1*, esta classe de duração é definida pela duração acumulada prevista para a acção variável de base na combinação considerada.

Outro dos aspectos que importa salientar, é o facto dos estados limites, anteriormente mencionados, serem associados a situações de projecto. Ao contrário do que acontece no caso dos estados limites, em que as duas normas consideram as mesmas definições, em termos de situações de projecto tal já não acontece, existindo mesmo uma diferença considerável, como se pode comprovar através da análise das subsecções 3.2.3 e 3.3.4.

Relativamente às combinações de acções, ambas as normas baseiam-se nos mesmos conceitos, isto é, as acções permanentes são consideradas na sua totalidade, as acções

variáveis consideradas apenas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis e, os valores de cálculo das acções obtêm-se a partir dos valores representativos, multiplicados pelos respectivos coeficientes parciais de segurança das acções. No entanto, apesar de estes conceitos serem os mesmos, em termos de terminologia e formulação existem muitas diferenças, como se pode constatar por observação das Tabelas 3.3 e 3.6. Importa ainda salientar, que apesar de não serem apresentados neste documento os valores que cada norma considera para os coeficientes parciais de segurança das acções, estes tomam valores diferentes nos dois casos. Relativamente aos coeficientes parciais de segurança dos materiais, as normas diferem, sendo as suas diferenças apresentadas neste documento. Segundo o *EC5-1-1*, estes coeficientes são definidos para madeira maciça, bem como para os diferentes produtos derivados de madeira, como se pode observar através da Tabela 3.4. O mesmo não acontece no caso da *NBR 7190*, em que estes são definidos independentemente do tipo de produto de madeira e derivados de madeira, apresentando valores superiores aos considerados pelo *EC5-1-1*. Importa ainda salientar, que no caso da *NBR 7190* o valor do coeficiente parcial de segurança para *ELU* decorrentes de tensões de compressão na direcção paralela às fibras da madeira, difere dos valores para *ELU* decorrentes de tensões de tracção e corte na mesma direcção, o que não acontece no caso do *EC5-1-1*, uma vez que estes coeficientes tomam valores únicos, independentemente do tipo de tensão. Note-se que relativamente á *NBR 7190* os valores destes coeficientes são apresentados no Capítulo 4, secção 4.4.

Uma das principais semelhanças entre as normas, senão a mais importante neste capítulo, tem a ver com o cálculo da estabilidade de estruturas de madeira. Estas normas, apresentam este tema de uma forma diferente, como é bem visível através da comparação das subsecções 3.2.5 e 3.3.5, no entanto, ambas apresentam a mesma metodologia. O cálculo da estabilidade realiza-se aos estados limites em conjunto com o método dos coeficientes parciais, de grande importância em termos de cálculo. É através de parâmetros como os coeficientes parciais, que as acções actantes e as propriedades de resistência e rigidez dos materiais são corrigidas de forma a ter em conta o seu carácter probabilístico.

Por fim, a *NBR 7190* refere algumas condições que um projecto de estruturas de madeira deve obedecer, o que não acontece no *EC5-1-1*, uma vez que neste não é feita qualquer referência a este tema. Relativamente às bases de análise estrutural o *EC5-1-1* apresenta uma abordagem bem delineada ao contrário do que acontece na *NBR 7190* em que não é feita qualquer referência.

## 4 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

### 4.1 Introdução

A madeira resulta da transformação de um organismo vivo, a árvore, sendo um material heterogêneo e acentuadamente anisotrópico. Dada a sua natureza orgânica, existe uma complexidade de factores que influenciam as suas características físicas e mecânicas e que explicam a sua grande heterogeneidade (Negrão & Faria, 2009). Factores como a espécie botânica, a localização do elemento de madeira no tronco da árvore, a existência de defeitos, o teor em água e a temperatura, condicionam significativamente as propriedades da madeira, e consequentemente, a análise estrutural de estruturas de madeira.

Uma das características mais importantes da madeira é a sua ortotropia, com grande significado ao nível das propriedades do material, nomeadamente: propriedades resistentes, propriedades de rigidez e propriedades físicas. As três direcções de ortotropia, apresentadas na Figura 4.1 são: longitudinal, radial e tangencial. Em termos de propriedades mecânicas existem diferenças bastante significativas das propriedades nas 3 direcções, no entanto, estas diferenças são mais acentuadas entre a direcção longitudinal e as direcções, tangencial e radial. Em termos de dimensionamento a madeira é sempre tratada como um material monotrópico, pois habitualmente só se distingue entre a direcção das fibras (direcção longitudinal) e a direcção perpendicular à direcção das fibras (direcção radial e tangencial). Em termos de regulamentos as propriedades correspondentes à direcção longitudinal vêm afectadas de um índice 0 (ângulo de  $0^\circ$  com a direcção das fibras da madeira), e as propriedades correspondentes à direcção perpendicular à direcção das fibras da madeira vêm afectadas de um índice 90 (ângulo de  $90^\circ$  com a direcção das fibras da madeira).

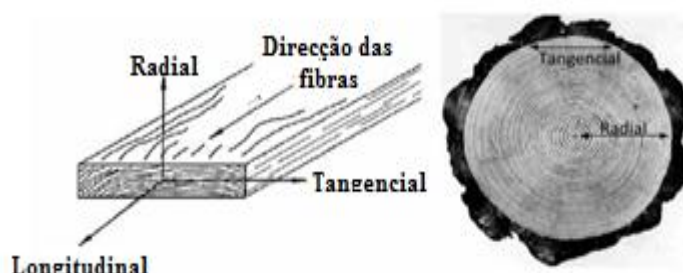


Figura 4.1 – Eixo de ortotropia do material madeira (Wood handbook, 1999)

As propriedades resistentes mais importantes para fins estruturais são: tracção ( $f_t$ ) na direcção paralela e perpendicular às fibras da madeira, compressão ( $f_c$ ) na direcção paralela e



perpendicular às fibras da madeira, flexão ( $f_m$ ), corte ( $f_v$ ), dureza, resistência à fadiga e fluência. Em termos de propriedades de rigidez interessam essencialmente três grupos de propriedades: módulo de elasticidade ( $E$ ), módulo de distorção ( $G$ ) e coeficientes de poisson ( $\nu$ ). O módulo de elasticidade da madeira é a propriedade que condiciona de forma mais significativa a deformabilidade das estruturas de madeira, e refere-se ao módulo correspondente à flexão na direcção paralela às fibras.

Neste capítulo, apresenta-se a análise e respectiva comparação de aspectos relacionados com as propriedades dos materiais, referidas anteriormente, considerados em cada uma das normas em estudo.

## 4.2 Aspectos gerais do EC5-1-1

Os parâmetros de resistência e de rigidez de elementos de madeira devem ser determinados, ou com base em ensaios adequados ao tipo de efeitos das acções a que o material irá estar sujeito na estrutura, ou com base na comparação com espécies de madeiras ou derivados de madeira semelhantes, ou ainda através de relações bem estabelecidas entre as diferentes propriedades (EC5-1-1, 2003). Os valores característicos da resistência são definidos como os correspondentes ao quantilho de 5% da distribuição estatística ajustada aos resultados de ensaios, admitindo uma relação linear entre as tensões e as extensões até à rotura, condicionados para 20°C de temperatura e 65% de humidade relativa do ar, condições que em média, conduzem a um teor de água na madeira à volta dos 12% e, os valores de rigidez definidos regra geral através dos seus valores médios. Dado que os valores característicos são obtidos a partir de resultados de ensaios admitindo uma relação linear entre as tensões e as extensões até à rotura, como referido anteriormente, o EC5-1-1 indica que o dimensionamento dos elementos estruturais deve também ser baseado na mesma relação linear, com a excepção dos elementos sujeitos a esforços de compressão, que podem ser dimensionados considerando um comportamento não linear.

A influência das condições ambientais a que uma estrutura se encontra sujeita, é considerada no EC5-1-1 através das classes de serviço. Esta norma define 3 classes de serviço, que correspondem sensivelmente às classes de risco (1 a 3) definidas na norma EN 335 – “Durability of wood and wood-based products – definition of hazard classes of biological attack”, que se destinam a avaliar a questão da durabilidade natural da madeira perante as condições ambientais em que se encontra. Apresenta-se na Tabela 4.1, as condições ambientais (temperatura e humidade relativa do ar) que correspondem a cada uma das classes, bem como os teores de água de equilíbrio no material, que podem ser esperados em cada uma delas.

Tabela 4.1 – Classes de serviço para estruturas de madeira e derivados

Classe	Condições	W(%)	Exemplos de situações
1	Corresponde a uma temperatura ambiente de 20°C e uma humidade relativa do ar que excede os 65% num pequeno número de semanas no ano	12	Ambientes interiores com aquecimento
2	Corresponde a uma temperatura ambiente de 20°C e uma humidade relativa do ar que excede os 85% num pequeno número de semanas no ano	20	Ambientes exteriores abrigados sem exposição directa a focos de humidade ou contacto com o solo
3	Condições climáticas que conduzem a teores de água na madeira com valores superiores aos da classe 2	>20	Ambientes onde existe exposição a focos de humidade e ao contacto com o solo
W é o teor de água de equilíbrio correspondente para a maioria das espécies			

Um elemento de madeira (devido ao seu comportamento visco elástico) apresenta, não só, uma deformação instantânea (no momento em que é colocado em serviço, resultado das cargas que lhe sejam impostas no momento), mas também uma deformação dependente do historial das cargas aplicadas e das variações termo higrométricas a que o elemento se encontra sujeito ao longo do seu tempo de serviço. Este aumento de deformação com o tempo de serviço designa-se por fluência, traduzindo-se no *EC5-1-1* pelo factor  $k_{def}$  (Dias et al, 2009). Apresentam-se na Tabela 4.2, os valores considerados pelo *EC5-1-1* para o factor  $k_{def}$ . Para outros derivados de madeira os valores deste coeficiente podem ser encontrados no *EC5-1-1*, no entanto, não se apresentaram neste documento.

Tabela 4.2 – Valores de  $k_{def}$ 

Material	Classe de serviço		
	1	2	3
<i>Madeira maciça, Lamelado colado e LVL</i>	0,6	0,8	2,0

Note-se, que o *EC5-1-1* indica ainda que quando a madeira for aplicada com um teor de água próximo do correspondente ao ponto de saturação das fibras e se espera que este venha a secar em serviço, os valores do factor  $k_{def}$ , apresentados na tabela anterior, devem se aumentados de 1.0.

Um elemento de madeira pode resistir à aplicação de uma determinada carga instantânea, sendo que essa mesma carga aplicada durante um período de tempo prolongado poderá levar à sua rotura. A essa variação de resistência da madeira quando sujeita a uma mesma carga aplicada, por períodos longos de tempo (claramente superiores aos 5 minutos de referência dos ensaios), designa-se por duração das acções, traduzida no *EC5-1-1* pelo factor  $k_{mod}$  (Dias et al, 2009). Este coeficiente é definido com base na duração da carga, na classe de serviço em que o elemento de madeira está aplicado e no tipo de produto derivado de madeira. Apresentam-se na Tabela 4.3, os valores considerados pelo *EC5-1-1* para o factor  $k_{mod}$  bem como as normas fundamentais aplicáveis para madeira maciça, lamelado colado e *LVL*. Para outros derivados de madeira os valores deste coeficiente podem ser encontrados no *EC5-1-1*,

no entanto, não se apresentaram neste documento.

Tabela 4.3 – Valores de  $k_{mod}$

Material	Classe de serviço	Classe de duração das acções				
		PERM	LD	MD	CD	INST
<i>Madeira maciça, Lamelado colado e LVL</i>	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9

Para além do valor de  $k_{mod}$ , o *EC5-1-1* indica que pode ainda ser utilizado um coeficiente de majoração  $k_h$  na determinação do valor de cálculo da resistência à flexão e tracção de elementos de pequena dimensão. Este pretende ter em atenção a menor probabilidade de ocorrência, em peças de dimensão reduzidas, de eventuais defeitos que possam condicionar de forma significativa a resistência à flexão e à tracção.

### 4.3 Madeira e derivados – Valores a usar no cálculo segundo o EC5-1-1

#### 4.3.1 Madeira Maciça, Lamelado colado e LVL

Para que a madeira maciça possa ser usada como um material estrutural fiável e seguro, é necessário definir um esquema de controlo de qualidade que garanta que as peças estruturais com dimensões comerciais aplicadas pelos construtores apresentem características físicas e mecânicas totalmente compatíveis com as disposições de projecto. O procedimento actualmente seguido para esse efeito consiste no que genericamente se designa por classificação de madeiras (Negrão & Faria, 2009). Esta classificação permite definir genericamente a qualidade da madeira estrutural e as características físicas e de resistência de peças de madeira. Os métodos de classificação actualmente aceites, apresentados na normalização europeia, baseiam-se na classificação visual ou na classificação mecânica. A norma aplicável na Europa, que se encontra referenciada no *EC5-1-1*, para a classificação de madeiras em classes de qualidade é a *EN 14081:2005 – “Timber Structures – Strength graded structural timber with rectangular cross section”*, parte 1 genérica para classificação visual e mecânica e as partes 2, 3 e 4 com requisitos específicos para classificação mecânica.

O princípio das classes de resistência é o da atribuição das principais propriedades físicas e mecânicas a uma dada população de madeiras para estruturas, de forma simples e objectiva, de modo a facilitar a sua aplicação em trabalhos concretos (Negrão & Faria, 2009). A cada classe de resistência estão associadas um conjunto de propriedades mecânicas, que se encontram definidas na *EN 338:2003 – “Structural Timber – Strength classes”*, referenciada no *EC5-1-1*. Esta norma divide as classes de resistência mecânica em *C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45* e *C50*, para as espécies resinosas, e *D30, D35, D40, D50, D60* e *D70*, para espécies folhosas. Note-se, que a letra *C* refere-se a resinosas (de

*Coniferous* – resinosas em inglês) e a letra *D* refere-se a folhosas (de *Deciduous* – folhosas em inglês). Relativamente aos números, estes representam o valor da resistência característica à flexão na direcção das fibras. As principais propriedades físicas e mecânicas (massa volúmica, resistência à flexão na direcção das fibras e módulo de elasticidade) são obtidas através de ensaios. As restantes propriedades mecânicas são, normalmente, obtidas a partir das 3 principais propriedades, através da utilização de relações numéricas simples.

Na Europa, a correspondência entre as classes de qualidade e as classes de resistência é efectuada através da norma *EN 1912:2004 – “Structural Timber – Strength classes – Assignment of visual grades and species”*. Esta norma relaciona a madeira de diversas espécies (identificada pelo nome científico em latim) com os diversos sistemas nacionais de classificação em classes de qualidade e a correspondente classificação em classes de resistência.

Relativamente à madeira lamelada colada, a sua resistência mecânica é determinada pela resistência da madeira que constitui as lamelas, pelo arranjo (disposição) das lamelas na secção transversal e pela resistência das juntas coladas, pelo que se compreende a importância de um apertado controlo de produção (Cruz, 2007). Para especificação e consulta dos valores das propriedades físicas e mecânicas de madeira lamelada colada, o *EC5-1-1* indica a utilização da *EN 1194:2003 – “Timber Structures – Glued laminated – Strength classes and determination of characteristic values”*. Nesta norma estão previstas quatro classes de resistência para cada tipo de madeira lamelada colada, homogénea ou combinada (Negrão e Faria, 2009). Para madeira lamelada colada homogénea as classes previstas são: *GL 24h*, *GL 28h*, *GL 32h* e *GL 36h*. No caso de madeira lamelada colada combinada as classes são: *GL 24c*, *GL 28c*, *GL 32c* e *GL 36c*. Importa referir que o número usado na nomenclatura de cada classe representa o valor da resistência característica à flexão na direcção das fibras.

Por fim, a madeira micro lamelada colada (*LVL*) é obtida através da colagem de folha de madeira com espessuras geralmente entre 1 e 5 mm. Pelas suas funções estruturais a folha é colada essencialmente segundo uma direcção de forma a maximizar as suas propriedades resistentes (Dias, 2009). Na Europa existem apenas duas fábricas, de *KERTO*, na Finlândia, sendo que o fabrico de *KERTO – LVL* é um processo complexo que requer grande precisão, de forma a garantir valores de cálculo pretendidos. O *EC5-1-1* permite a utilização do *KERTO*, no entanto, faz referência a duas normas *EN 14374:2004 – “Timber Structures – Structural Laminated Veneer Lumber – Requirements”* e *EN 14279:2004 – “Laminated Veneer Lumber (LVL) – Definitions, classification and specifications”*, que embora não incluam valores numéricos das propriedades, definem os procedimentos a seguir para o controlo de qualidade do produto.

### 4.3.2 Outros derivados da Madeira

O *EC5-1-1* permite a utilização de outros derivados de madeira, como é o caso dos contraplacados, aglomerados de macro partículas orientadas (*OSB*), aglomerados de fibras e partículas. As propriedades destes produtos podem ser encontradas em normas de produtos ou declaradas pelo produtor.

## 4.4 Aspectos gerais da NBR 7190

O conhecimento das propriedades físicas e mecânicas possibilita um uso mais racional da madeira. A *NBR 7190* define três níveis de caracterização para as propriedades resistentes da madeira: caracterização completa de resistência, caracterização mínima da resistência de espécies pouco conhecidas e caracterização simplificada da resistência.

A caracterização completa das propriedades de resistência da madeira para o projecto de estruturas prevê a realização de ensaios (12 corpos-de-prova), de todas as propriedades mecânicas: resistência à compressão normal ( $f_{c,90}$ ) e paralela ( $f_{c,0}$ ) às fibras, resistência à tracção normal ( $f_{t,90}$ ) e paralela ( $f_{t,0}$ ) às fibras, resistência ao corte paralelo às fibras ( $f_{v,0}$ ), resistência ao esmagamento paralelo ( $f_{e,0}$ ) e normal ( $f_{e,90}$ ) às fibras, densidade básica ( $\rho_{bas}$ ) e densidade aparente ( $\rho_{ap}$ ). A caracterização mínima das propriedades de resistência de peças pouco conhecidas, por sua vez, prevê a realização dos ensaios (no mínimo 12 corpos-de-prova), de resistência à compressão ( $f_{c,0}$ ), tracção ( $f_{t,0}$ ) e corte ( $f_{v,0}$ ), todos na direcção paralela às fibras, além dos ensaios de densidade básica ( $\rho_{bas}$ ) e aparente ( $\rho_{ap}$ ). Por último, a caracterização simplificada da resistência prevê apenas o ensaio (mínimo 6 corpos-de-prova), de compressão paralelo às fibras. Para espécies usuais, na falta da determinação experimental, a *NBR 7190* permite adoptar relações numéricas simples, que podem ser consultadas nessa norma.

Relativamente à caracterização das propriedades de rigidez da madeira a *NBR 7190* indica que esta pode ser feita através de caracterização completa e da caracterização simplificada. A caracterização completa da rigidez das madeiras é feita através da determinação do valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras ( $E_{c0,m}$ ) e do valor médio do módulo de elasticidade na compressão normal às fibras ( $E_{c90,m}$ ), determinados com pelo menos 2 ensaios, admitindo-se ainda que os valores médios dos módulos de elasticidade à compressão e à tracção paralela às fibras são iguais ( $E_{c0,m} = E_{t0,m}$ ). A caracterização simplificada da rigidez das madeiras, por sua vez, pode ser feita apenas na compressão paralela às fibras, admitindo-se  $E_{w90} = \frac{1}{20} E_{w0}$ . Na impossibilidade de realização do ensaio de compressão simples, esta norma permite avaliar o módulo de elasticidade  $E_{c0,m}$  através de ensaios de flexão, determinando-se o módulo aparente de elasticidade na flexão  $E_M$ , admitindo-se  $E_M = 0,85 E_{c0}$  para espécies resinosas e  $E_M = 0,9 E_{c0}$  para espécies folhosas.

Note-se, que todos os ensaios (metodologia, procedimentos, amostras consideradas, definições e resultados), referidos anteriormente para a caracterização das propriedades de resistência e rigidez das madeiras, encontram-se especificados na *NBR 7190* no *Anexo B*.

A resistência da madeira varia com o seu teor de humidade, existindo uma diminuição da resistência quando este aumenta. Para comparar a resistência de duas espécies, ou elementos, sujeitas a uma determinada solicitação, a *NBR 7190* adopta uma humidade de referência de *12%*, sendo que uma espécie é considerada mais resistente que outra, a uma determinada solicitação, se a sua resistência, com o teor de água de referência, for superior.

Um dos aspectos importantes relativamente à fixação da humidade de referência diz respeito à humidade da madeira em serviço, isto é, condições ambientais que possam alterar o teor de água da madeira para um valor diferente do teor de humidade de referência. Relativamente a este aspecto, a *NBR 7190* estabelece classes de humidade com o objectivo de ajustar as propriedades de resistência e rigidez da madeira em função das condições ambientais em que permanecerá a estrutura. Apresenta-se de seguida, na Tabela 4.4, as diferentes classes de humidade especificadas na *NBR 7190*.

Tabela 4.4 – Classes de humidade

Classes de humidade	Humidade relativa do ambiente $U_{amb}$	Humidade de equilíbrio da madeira $U_{eq}$
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} \geq 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

Outro dos aspectos que deve ser tido em consideração relativamente à humidade de referência, diz respeito ao teor de humidade no instante do ensaio, isto é, caso o teor de humidade da amostra durante o ensaio não for exactamente *12%*. Relativamente a este aspecto, a *NBR 7190* apresenta uma correcção dos valores de resistência e rigidez, obtidos nos ensaios, com teores de humidade contidos no intervalo entre *10%* e *20%*, para valores de teor de humidade de referência. Importa ainda referir que a *NBR 7190* admite que os valores da resistência e rigidez da madeira sofrem apenas pequenas variações para humidades acima de *20%*, desprezando a influência da temperatura no intervalo de *10°C* a *60°C*.

Como se referiu no Capítulo 3, o valor de cálculo de uma propriedade da madeira é obtido a partir do valor característico afectado por um coeficiente de minoração das propriedades da madeira ( $\gamma_w$ ) e por um factor de correcção ( $k_{mod}$ ).

Os coeficientes de modificação ( $k_{mod}$ ) afectam os valores de cálculo das propriedades das madeiras em função da classe de duração das cargas, da classe de humidade admitida e do

eventual emprego de madeira de segunda qualidade (NBR 7190, 1997). Segundo a *NBR 7190*, este coeficiente de modificação resulta do produto de 3 coeficientes parciais de segurança, tal como indicado na expressão 4.1:

$$k_{mod} = k_{mod,1} \times k_{mod,2} \times k_{mod,3} \quad (4.1)$$

Os coeficientes parciais de modificação  $k_{mod,1}$ ,  $k_{mod,2}$  e  $k_{mod,3}$  tem em conta a classe de carregamento e o tipo de material, a classe de humidade e o tipo de material e, por fim, o tipo de madeira ( $1^a$  ou  $2^a$  categoria), respectivamente. Importa salientar, relativamente ao tipo de madeira ( $1^a$  ou  $2^a$  categoria), que a *NBR 7190* considera a madeira como sendo de  $1^a$  categoria quando todas as peça estruturais forem classificadas como isentas de defeitos, através do método visual normalizado, e também quando submetidas a uma classificação mecânica que garanta a homogeneidade da rigidez das peças que compõem o lote de madeira a ser empregado, e considera a madeira como sendo de  $2^a$  categoria quando não existir a aplicação simultânea da classificação visual e mecânica. Apresentam-se na Tabelas 4.5, os valores considerados pela *NBR 7190* para os respectivos coeficientes.

Tabela 4.5 – Valores de  $k_{mod,1}$ ,  $k_{mod,2}$  e  $k_{mod,3}$

<b><math>k_{mod,1}</math></b>		
Classes de carregamento	<i>Madeira serrada</i>	<i>Madeira recomposta</i>
	<i>Madeira laminada colada</i> <i>Madeira compensada</i>	
<i>Permanente</i>	0,6	0,3
<i>Longa duração</i>	0,7	0,45
<i>Média duração</i>	0,8	0,65
<i>Curta duração</i>	0,9	0,9
<i>Instantânea</i>	1,1	1,1
<b><math>k_{mod,2}</math></b>		
Classe de humidade	<i>Madeira serrada</i>	<i>Madeira recomposta</i>
	<i>Madeira laminada colada</i> <i>Madeira compensada</i>	
(1) e (2)	1,0	1,0
(3) e (4)	0,8	0,9
<b><math>k_{mod,3}</math></b>		
Resinosas		0,8
Folhosas de 1ª categoria		1,0
Peças de 2ª categoria		0,8
Madeira laminada colada	<i>Peças rectas</i>	1,0
	<i>Peças curvas</i>	$1 - 2000 \left(\frac{t}{r}\right)$
<i>t é a espessura das lâminas e r é o menor raio de curvatura das lâminas</i>		

Segundo a *NBR 7190*, os coeficientes de segurança parcial da resistência para os *ELU* são:  $\gamma_{wc} = 1,4$  (resultantes de tensões de compressão paralela às fibras);  $\gamma_{wt} = 1,8$  (resultantes de tensões de tracção paralela às fibras);  $\gamma_{wv} = 1,8$  (resultantes de tensões de corte paralelo às

fibras). Para os *ELS* o coeficiente de segurança parcial da resistência toma o valor de  $\gamma_w = 1,0$ .

Nas verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira, a *NBR 7190*, considera que o módulo de elasticidade paralelo às fibras deve ser considerado com o seu valor efectivo ( $E_{c0,ef}$ ) determinado através da Equação (4.2) e, o módulo de elasticidade transversal considerado também com o seu valor efectivo ( $G_{ef}$ ).

$$E_{c0,ef} = k_{mod,1} \times k_{mod,2} \times k_{mod,3} \times E_{c0,m} \quad (4.2)$$

Segundo a *NBR 7190*, a resistência característica de uma madeira pode ser determinada a partir dos valores médios obtidos experimentalmente. Neste caso, a norma considera que a resistência característica corresponde a 70% do valor médio ( $f_{wk,12} = 0,7 \times f_{wm,12}$ ). O valor da resistência característica pode ainda ser estimado directamente de ensaios de amostras, sendo que neste caso, o valor característico da resistência é determinado através da Equação (4.3), em que os valores de  $f_i$  são colocados por ordem crescente, desprezando-se o valor mais alto se o número de amostras for ímpar. O valor  $f_{wk}$  não poderá ser menor que  $f_i$ , nem menor que 0,7 do valor médio do conjunto de valores das resistências obtidas experimentalmente.

$$f_{wk} = 1,1 \times \left[ 2 \left( \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2} - 1} \right) \right] \quad (4.3)$$

## 4.5 Madeira e derivados – Valores a usar no cálculo segundo a NBR 7190

### 4.5.1 Madeira Maciça

No Brasil, a madeira maciça ainda é o principal produto de madeira empregado na construção civil, enquanto em que em países desenvolvidos os produtos mais processados têm uma participação mais significativa. Em pesquisas feitas junto a empresas de construção civil constata-se que a qualidade das peças de madeira é um dos principais problemas enfrentados no fornecimento de madeira maciça. A presença de defeitos naturais (nós, bolsas de resina, etc.), ou de processamento (empenamentos, rachas de secagem, etc.), afectam a qualidade e desempenho de peças de madeira maciça (Zenid). Para adequar a qualidade das peças às necessidades dos consumidores, a *NBR 7190* considera que as peças de madeira devem se classificadas de 1ª ou 2ª categoria. Como se referiu na secção anterior, as peças de madeira podem ser classificadas de 1ª categoria se forem classificadas como isentas de defeitos através do método visual normalizado e de uma classificação mecânica, não sendo possível classificar as madeiras como sendo de 1ª categoria apenas pelo método visual de classificação. Quando não existir a aplicação simultânea da classificação visual e mecânica as peças serão classificadas com a 2ª categoria. A *NBR 7190* indica ainda que a utilização de máquinas



automáticas de classificação mecânica permite enquadrar as peças em lotes de rigidez homogênea, no entanto, não permite enquadrá-las nas classes de resistência. Para o enquadramento nas classes de resistência, a norma indica que deve ser feita pelo menos a caracterização simplificada, referida anteriormente, sendo que a aceitação de um lote de madeira como pertencente a uma das classes de resistência é feita sob a condição  $f_{c0k,ef} \geq f_{c0k,esp}$ .

As classes de resistência das madeiras têm por objectivo o emprego de madeiras com propriedades padronizadas, orientando a escolha do material para a elaboração de projectos de estruturas (NBR 7190, 1997). Cada classe representa um conjunto de espécies cujas características podem ser consideradas iguais dentro de cada classe. Estas classes são definidas na *NBR 7190* e, encontram-se apenas divididas em *C20*, *C25* e *C30*, para espécies resinosas, e *C20*, *C30*, *C40* e *C60*. Relativamente aos números, estes representam o valor da resistência característica à compressão na direcção das fibras.

#### 4.5.2 Madeira Lamelada Colada, Madeira Compensada<sup>3</sup> e Madeira Recompоста<sup>4</sup>

A caracterização das propriedades da madeira lamelada colada para o projecto de estruturas deve ser feita a partir de corpos de prova extraídos das peças estruturais fabricadas. Para peças de grande porte, permite-se aceitar os resultados fornecidos pelo controle de qualidade do produtor, sob sua responsabilidade à luz da legislação brasileira (NBR 7190, 1997). Segundo a *NBR 7190*, para utilização de madeira lamelada colada, admitindo que esta apresenta as mesmas propriedades da madeira que lhe dá origem, devem ser realizados ensaios específicos de acordo com o *Anexo B* desta mesma norma: corte na lâmina de cola, tracção à lâmina de cola e resistência das emendas dentadas e biseladas.

A caracterização das propriedades da madeira compensada e da madeira recompоста para projecto de estruturas deve ser feita a partir de corpos de prova compostos por material extraído do lote a ser examinado, de acordo com as normas específicas. Além disso, esses materiais devem ser ensaiados por métodos padronizados para verificação da sua durabilidade no meio ambiente para o qual se pretende o seu emprego (NBR 7190, 1997).

#### 4.6 Diferenças/Semelhanças entre as Normas

Como se referiu anteriormente, os parâmetros de resistência e de rigidez de elementos de madeira apresentam extrema importância no que diz respeito a um correcto desempenho da estrutura em termos de estados limites. Segundo o *EC5-1-1*, a determinação destes parâmetros pode ser feita através de ensaios adequados ao tipo dos efeitos das acções, de comparações

---

<sup>3</sup> LVL e contraplacado

<sup>4</sup> OSB

com espécies de madeira ou derivados de madeira semelhantes, e ainda estabelecendo boas relações entre as diferentes propriedades, sendo que este trabalho está a cargo do produtor que o coloca no mercado e é responsável pelas suas características mecânicas. Relativamente à *NBR 7190*, a determinação destes parâmetros é realizada de uma forma semelhante, no entanto, apresenta uma abordagem mais detalhada, reservando mesmo um dos seus anexos para apresentação da metodologia para determinação destas propriedades. Segundo esta, as propriedades resistentes da madeira podem ser determinadas através de uma caracterização completa, mínima ou simplificada. A caracterização completa prevê a realização de ensaios de todas as propriedades mecânicas, ao contrário do que acontece no caso da caracterização mínima em que apenas se prevê a realização de ensaios de compressão, tracção e corte, todos na direcção paralela as fibras, além de ensaios de densidade básica e aparente. A caracterização simplificada prevê apenas o ensaio de compressão paralelo às fibras, permitindo adoptar relações numéricas simples para as restantes propriedades. Relativamente à caracterização das propriedades de rigidez da madeira a *NBR 7190* indica que esta pode ser feita através de caracterização completa e da caracterização simplificada, sendo que na caracterização completa determinam-se os valores médios do módulo de elasticidade na compressão paralela e normal às fibras, ao contrário do que acontece na simplificada em que se determina apenas o valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras. Importa ainda salientar, que aos valores característicos da resistência e rigidez de elementos de madeira são definidos em ambas as normas, correspondentes ao quantilho de 5% da distribuição estatística ajustada a resultados de ensaios, admitindo uma relação linear entre as tensões e as extensões até à ruptura e, em condições ambientais que em média conduzem a um teor de água na madeira à volta dos 12%. Ainda relativamente a este aspecto, a *NBR 7190* indica que nos casos em que o teor de humidade durante o ensaio não for exactamente 12%, este pode ser corrigido.

Como se referiu anteriormente, a influência do teor de água, do tempo de duração das acções e do comportamento da madeira à fluência, são aspectos de grande importância em termos de projecto de estruturas de madeira.

Segundo o *EC5-1-1* estes aspectos são considerados através dos factores  $k_{mod}$  e  $k_{def}$ . O factor  $k_{def}$  é designado factor de deformação, traduz o efeito do aumento de deformação com o tempo de serviço (fluência), e é definido com base na classe de serviço em que o elemento de madeira se encontra aplicado e no tipo de material, como se pode observar através da Tabela 4.2. Relativamente ao factor  $k_{mod}$  este é designado factor de modificação, traduz a variação da resistência da madeira e é definido pelo *EC5-1-1* com base na duração da carga, na classe de serviço em que o elemento de madeira está aplicado e no tipo de material, como se pode observar através da Tabela 4.3.

No que diz respeito à *NBR 7190*, estes aspectos são considerados através do factor  $k_{mod}$ , tal

como no *EC5-1-1*, e do módulo de elasticidade efectivo ( $E_{c0,ef}$ ).

Segundo a NBR 7190, o factor  $k_{mod}$  é definido de uma forma um pouco diferente do *EC5-1-1*. Este determina-se através do produto de 3 coeficientes ( $k_{mod,1}$ ,  $k_{mod,2}$  e  $k_{mod,3}$ ), como se pode observar através da Equação (4.1). O coeficiente  $k_{mod,1}$  tem em conta a duração do carregamento e o tipo de material, o coeficiente  $k_{mod,2}$  a classe de humidade e o tipo de material e, por fim, o coeficiente  $k_{mod,3}$  tem em consideração o tipo de madeira (1ª ou 2ª categoria), sendo esta a principal diferença entre as normas. Estes coeficientes encontram-se definidos na Tabela 4.6. Os valores de  $k_{mod,1}$  e  $k_{mod,2}$  são semelhantes aos adoptados pelo *EC5-1-1*, no entanto, a diferença está no facto do *EC5-1-1* apresentar tabelas de valores do produto  $k_{mod,1} \times k_{mod,2}$ , e na *NBR 7190* estes coeficientes são apresentados separadamente. É oportuno ainda salientar que, da mesma forma que faz o *EC5-1-1*, a *NBR 7190* adopta valores únicos para a madeira maciça. Para madeira recomposta (*OSB*), na qual se perde a orientação preferencial da fibras da madeira, os valores adoptados são diferentes e menores que os anteriores. Relativamente ao comportamento da madeira à fluência a *NBR 7190* não considera um coeficiente  $k_{def}$  como o *EC5-1-1*, no entanto, este efeito é tido em conta através do módulo de elasticidade efectivo ( $E_{c0,ef}$ ), determinado através da Equação (4.2).

Note-se, que tal como se referiu anteriormente, a influência das condições ambientais a que a estrutura se encontra sujeita é considerada no *EC5-1-1* através de classes de serviço. Este define 3 classes, que diferem entre elas em termos de teores de água na madeira. No que diz respeito à *NBR 7190*, esta influência é considerada de forma semelhante à considerada no *EC5-1-1*, no entanto, esta norma define 4 classes, sendo que a estas é atribuída a designação de classes de humidade e não classes de serviço. As diferenças em termos de teores de água na madeira são apresentadas nas Tabelas 4.1 e 4.5, observando-se que às classes 2 e 3 da *NBR 7190* corresponde a classe 2 do *EC5-1-1*, mantendo-se tudo o resto igual.

Para além do factor de modificação ( $k_{mod}$ ), o *EC5-1-1* indica que pode ainda ser utilizado um coeficiente de majoração  $k_h$  na determinação do valor de cálculo da resistência à flexão e tracção de elementos de pequena dimensão, que pretende ter em consideração a menor probabilidade de ocorrência de eventuais defeitos que possam condicionar de forma significativa a resistência à flexão e à tracção. Relativamente a este aspecto, a *NBR 7190* não faz qualquer tipo de referência.

Para que a madeira possa ser utilizada como material estrutural fiável e seguro, é necessária a definição de um esquema de controlo de qualidade que garanta que as peças estruturais possuam características físicas e mecânicas totalmente compatíveis com as disposições de projecto. Relativamente a este aspecto, ambas as normas consideram métodos para classificar a qualidade da madeira, semelhantes. No caso de madeira maciça, os métodos actualmente

aceites, apresentados na normalização europeia e brasileira, baseiam-se na classificação visual ou na classificação mecânica, no entanto, existem algumas diferenças entre as normas em termos da definição das classes de qualidade, aspecto este que remete para normas que não o *EC5-1-1* e a *NBR 7190*, daí o seu não aprofundamento.

Em termos de definição das classes de resistência para madeira maciças, existem muitas diferenças entre as duas normas, não só em termos de valores para as propriedades físicas e mecânicas, mas também em termos de terminologia. O *EC5-1-1* faz referência à *EN 338*, para a definição da classe de resistência mecânica de madeiras maciças. Esta norma divide as classes de resistência mecânica em *C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45* e *C50*, para as espécies resinosas, e *D30, D35, D40, D50, D60* e *D70*, para espécies folhosas. No que diz respeito à *NBR 7190*, estas classes encontram-se definidas no seu corpo principal, e ao contrário do que acontece na *EN 338*, encontram-se apenas divididas em *C20, C25* e *C30*, para espécies resinosas, e *C20, C30, C40* e *C60*, para espécies folhosas. Importa ainda salientar que a natureza dos números das classes difere nas duas normas. No caso do *EC5-1-1* estes representam o valor da resistência característica à flexão na direcção das fibras, ao contrário do que acontece no caso da *NBR 7190* em que este representa o valor da resistência característica à compressão na direcção das fibras.

Por fim, no que diz respeito a madeira lamelada colada, *LVL* e outros derivados da madeira, como é o caso dos contraplacados e o *OSB*, tanto o *EC5-1-1* como a *NBR 7190* apresentam uma abordagem muito superficial. No entanto, o *EC5-1-1* faz referência a outras normas para definição das classes de resistência destes tipos de materiais, ao contrário daquilo que acontece na *NBR 7190*, em que nenhuma referência são feitas.

## 5 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

### 5.1 Introdução

Os *ELU* correspondem a situações de colapso da estrutura, ou a outras formas de rotura estrutural que comprometa a segurança do utilizador, devendo por isso apresentar uma probabilidade muito pequena de ocorrência. Por este motivo, a sua verificação é obrigatória no que diz respeito à segurança estrutural.

### 5.2 Dimensionamento aos ELU segundo o EC5-1-1

#### 5.2.1 Tracção na direcção paralela às fibras da madeira

O critério de verificação da segurança para tracção na direcção paralela às fibras da madeira, segundo o *EC5-1-1*, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes. Importa salientar que o valor de cálculo da resistência à tracção paralela às fibras pode sofrer uma majoração devido ao coeficiente de majoração  $k_h$ , no caso de se tratar de uma secção transversal de pequenas dimensões.

#### 5.2.2 Tracção na direcção perpendicular às fibras da madeira

O *EC5-1-1* não prevê disposições objectivas para a solicitação directa da madeira e derivados em tracção na direcção perpendicular às fibras, sendo esta solicitação, uma situação a evitar. No entanto, o *EC5-1-1* refere a necessidade de levar em consideração o efeito do volume.

#### 5.2.3 Compressão na direcção paralela às fibras da madeira

O critério de verificação da segurança para compressão na direcção paralela às fibras da madeira, segundo o *EC5-1-1*, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes. Note-se, que esta verificação deverá, no caso de elementos esbeltos, ser completada por uma verificação do risco de encurvadura.

#### 5.2.4 Compressão na direcção perpendicular às fibras da madeira

O critério de verificação da segurança para compressão na direcção perpendicular às fibras da madeira, segundo o *EC5-1-1*, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes majoradas, ao contrário do que acontece no caso da compressão na direcção paralela às fibras, em que o valor de cálculo da resistência é fixo. Neste caso o valor de

cálculo da resistência varia em função da geometria e da extensão da zona carregada<sup>5</sup>. Esta variação de resistência à compressão é introduzida por meio do coeficiente  $k_{c,90}$ . O valor de cálculo da tensão actuante de compressão perpendicular às fibras é obtido com referência a uma área de contacto efectiva ( $A_{ef}$ ) que se obtêm prolongando o comprimento carregado real de  $30\text{ mm}$  para cada lado, com o máximo por lado dado pelo menor de  $a$ ,  $l$  ou  $\frac{l_1}{2}$ , como se pode observar através da Figura 5.1. O coeficiente  $k_{c,90}$  deverá ser considerado igual à unidade podendo, nos casos particulares especificados na Tabela 5.1, tomar valores superiores.

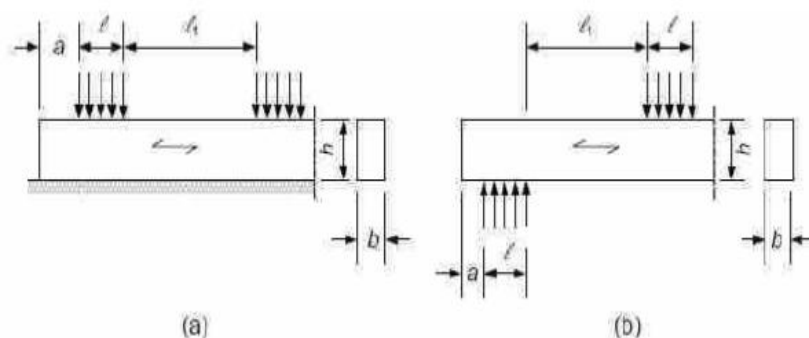


Figura 5.1 – Viga continuamente apoiada (a) e viga sobre apoios discretos (b) (Dias, 2009)

Tabela 5.1 – Valores de  $k_{c,90}$

	Secções de madeira maciça de espécies resinosas	Secções de lamelado – colado de espécies resinosas
Apoios contínuos com $l_1 \geq 2h$	1,25	1,5
Apoios discretos com $l_1 \geq 2h$	1,5	1,75*
* $l \leq 400\text{mm}$		

## 5.2.5 Flexão Simples

O critério de verificação da segurança genérico para flexão simples, segundo o *EC5-1-1*, consiste em limitar o valor máximo (em módulo) de cálculo da tensão actuante de flexão ao valor de cálculo da resistência à flexão. No entanto, as tensões mais elevadas ocorrem em zonas limitadas, na proximidade de vértices opostos da secção, permanecendo as fibras interiores submetidas a um regime de tensões mais moderado (Negrão & Faria, 2009). Por outro lado pode acrescentar-se que pelo facto de existir um “patamar” de plastificação no ramo de compressão na curva tensão - extensão da Figura 5.2 é possível redistribuir tensões, que no fundo significa uma resistência maior.

<sup>5</sup> Os conceitos desta subsecção reflectem a nova redacção desta cláusula, estabelecida pela emenda EN 1995-1-1:2004-A1, aprovada em 2007 pela CEN/TC 250/SC5 (N.A).

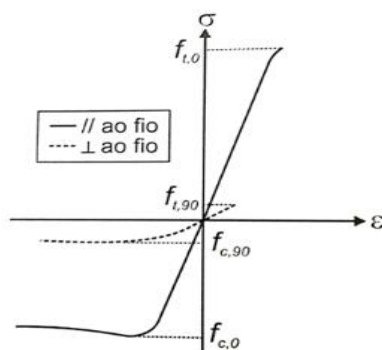


Figura 5.2 – Curvas tensão – extensão de provetes de madeira limpa (Negrão & Faria, 2009)

Por estes motivos, caso se verifique uma secção solicitada por momentos flectores nas duas direcções principais (flexão simples desviada), admite-se uma redução da contribuição de apenas uma das componentes do momento flector. Não existindo um critério explícito para determinar qual das componentes se deve reduzir, o *EC5-1-1* propõe a verificação simultânea de duas condições:

$$k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.1)$$

$$k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (5.2)$$

O coeficiente de redução  $k_m$  introduz a redução atrás referida, sendo definida no *EC5-1-1*, com o valor de 0,7 para secções rectangulares de madeira maciça, lamelada colada ou LVL e com o valor de 1,0 para secções transversais circulares. No caso de a peça ser de outro derivado de madeira o *EC5-1-1* não recomenda qualquer tipo de redução. Note-se, que nos casos de flexão plana não faz sentido introduzir o factor de redução  $k_m$  na verificação de segurança.

### 5.2.6 Corte

O critério de verificação da segurança ao corte, segundo o *EC5-1-1*, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes tendo em atenção a possível influência da fendilhação através do coeficiente  $k_{cr}$ . A *Emenda EC5-1-1:2007/A1* estabelece que, no caso de peças à flexão, deve ser considerada uma largura reduzida da secção ( $b_{ef}$ ), para ter em consideração o efeito das fendas. Esta largura é dada pelo produto da largura real da peça ( $b$ ) pelo coeficiente  $k_{cr}$ . Como se referiu anteriormente, o coeficiente  $k_{cr}$  pretende ter em consideração a possibilidade de existência de fendas, tomando os valores de 0,67 para madeira maciça e madeira lamelada colada e 1,0 para outros derivados de madeira.

As forças concentradas transversais situadas nas proximidades dos apoios transmitem-se a estes por compressão (Negrão & Faria, 2009). Segundo o *EC5-1-1* estas forças podem deixar de ser consideradas na contabilização do esforço transversal, desde que não estejam a uma distância da face interna do apoio não superior à altura da secção ( $h$ ). Caso exista um entalhe ou uma redução de secção na face oposta à do apoio, é aplicável a mesma redução, apenas com a diferença da distância limite ser igual à altura reduzida da secção ( $h_{ef}$ ).

A presença de entalhes na face traccionada do elemento à flexão origina concentrações de tensões na zona do entalhe, a qual agrava o risco de rotura por corte a partir da raiz deste (Negrão & Faria, 2009). Para evitar este risco, no caso de vigas de secção transversal, o *EC5-1-1* estabelece a seguinte condição:

$$\tau_{d,max} \leq k_v f_{v,d} \quad (5.3)$$

O coeficiente  $k_v$  tem como objectivo reduzir a resistência de cálculo e pode deixar de ser considerado nos casos de tracção ou compressão paralelos às fibras da madeira, entalhe na face traccionada da viga com a inclinação do entalhe igual ou superior a  $10\text{ mm}$  e entalhe na face comprimida da viga.

### 5.2.7 Torção

O critério de verificação da segurança à torção, segundo o *EC5-1-1*, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes majoradas através do coeficiente de forma  $k_{shape}$ . Este coeficiente tem em atenção a geometria da secção.

### 5.2.8 Tensões de compressão com um ângulo em relação às fibras da madeira

O critério de verificação da segurança de compressões com um ângulo em relação às fibras, segundo o *EC5-1-1*, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \text{sen}^2 \alpha + \text{cos}^2 \alpha} \quad (5.4)$$

A segunda parcela da Equação (5.4) representa a resistência à compressão com um ângulo  $\alpha$  relativamente às fibras da madeira, isto é, numa faceta cuja normal faz um ângulo  $\alpha$  com a direcção das fibras. Esta formulação considera ainda a compressão perpendicular à direcção das fibras da madeira majorada pelo coeficiente  $k_{c,90}$ , definido na subsecção 5.2.4. Note-se, que apesar de esta formulação ser apresentada para compressão, pode também ser adaptada no caso da tracção, substituindo as tensões de compressão pelas correspondentes tensões de tracção.



### 5.2.9 Flexão composta com tracção

O critério de verificação da segurança para flexão composta com tracção, segundo o *EC5-1-1*, considera uma metodologia semelhante à utilizada para flexão simples desviada, no entanto, é acrescentado às Equação (5.1) e (5.2) um termo que tem em consideração a contribuição do esforço axial:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.5)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (5.6)$$

Os coeficientes de redução  $k_m$  são definidos de forma igual à do caso de flexão simples desviada.

### 5.2.10 Flexão composta com compressão

O critério de verificação da segurança para flexão composta com compressão, segundo o *EC5-1-1*, considera uma metodologia semelhante à utilizada para flexão simples desviada, no entanto, é acrescentado às Equações (5.1) e (5.2) um termo que tem em consideração a contribuição do esforço axial:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.7)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \quad (5.8)$$

Neste caso, é utilizada uma relação de interacção quadrática uma vez que, o ramo de compressão da curva tensões – extensões da madeira, ao contrário do que acontece no caso da tracção, é não linear. Os coeficientes de redução  $k_m$  são definidos de forma igual à do caso de flexão simples desviada.

### 5.2.11 Estabilidade de pilares

O critério de verificação da segurança em relação à encurvadura, segundo o *EC5-1-1*, é baseado nas curvas de encurvadura, considerando uma metodologia semelhante à utilizada para flexão composta com compressão, no entanto, a tensão resistente de compressão é reduzida com base nas curvas de estabilidade, através dos coeficientes  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ :

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (5.9)$$

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

Os coeficientes de redução  $k_m$  são definidos de forma igual à do caso de flexão simples desviada. Note-se, que a verificação do risco de encurvadura, segundo o *EC5-1-1*, é dispensável quando as esbeltezas relativas forem inferiores a 0,3, no entanto, quando uma ou ambas tiverem valores superiores a este, tem de se proceder à verificação do risco de encurvadura.

### 5.2.12 Estabilidade de vigas em flexão

Segundo o *EC5-1-1*, o bambeamento ou instabilidade lateral-torcional é tratado de forma semelhante à considerada para estabilidade de pilares, isto é, através de curvas de estabilidade, sendo que neste caso, se considera uma esbelteza equivalente ( $\lambda_{rel,m}$ ) que representa a relação entre a resistência à flexão ( $f_{m,k}$ ) e a tensão crítica de encurvadura ( $\sigma_{m,crit}$ ), dada pela seguinte expressão:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (5.11)$$

O critério de verificação da segurança em relação ao risco de bambeamento, segundo o *EC5-1-1*, consiste em limitar o valor de cálculo da tensão actuante de flexão a uma fracção  $k_{crit}$  do valor de cálculo da resistência à flexão da madeira ou do material derivado. Quando existe flexão composta com compressão, segundo o *EC5-1-1*, deve ser verificada a interacção entre estes dois esforços da seguinte forma:

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

Os valores para o coeficiente  $k_{crit}$  obtêm-se da curva de bambeamento, estabelecida analiticamente no *EC5-1-1*, através da seguinte expressão:

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{para } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{para } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{para } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (5.13)$$

## 5.3 Dimensionamento aos ELU segundo a NBR 7190

### 5.3.1 Generalidades

Segundo a *NBR 7190*, os esforços resistentes para peças estruturais de madeira, de um modo geral, devem ser determinados com a hipótese do comportamento elástico linear até à rotura do material, ou seja, com um diagrama tensão - deformação linear até à ruptura tanto na compressão como na tracção paralela à direcção das fibras. No caso de peças estruturais submetidas a flexão composta com compressão, os esforços resistentes podem ser determinados com a hipótese de comportamento elastoplástico da madeira na compressão paralela à direcção das fibras.

### 5.3.2 Tracção

O critério de verificação da segurança para peças traccionadas axialmente, segundo a *NBR 7190*, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes. A influência de uma eventual inclinação, segundo a *NBR 7190*, pode ser desprezada até um ângulo  $\alpha = 6^\circ$ , admitindo, para o valor de cálculo da resistência à tracção o valor de cálculo da resistência à tracção na direcção das fibras da madeira. Para inclinações superiores à apresentada anteriormente, a *NBR 7190* indica que é necessário considerar uma redução de resistência, adoptando-se a fórmula de Hankinson (Equação (5.14)), admitindo, neste caso, para o valor de cálculo da resistência à tracção ( $f_{td}$ ) o valor ( $f_{t\alpha,d}$ ). Importa ainda salientar, que a segurança de peças estruturais da madeira em relação aos *ELU* não deve depender directamente da resistência à tracção normal às fibras da madeira. No entanto, quando as tensões de tracção normal às fibras atingirem valores significativos, a *NBR 7190* indica que deverão ser empregues dispositivos que impeçam a rotura decorrente dessas tensões.

$$f_{\alpha} = \frac{f_0 \times f_{90}}{f_0 \sin^2 \alpha + f_{90} \cos^2 \alpha} \quad (5.14)$$

### 5.3.3 Compressão

O critério de verificação da segurança para peças curtas comprimidas axialmente, segundo a *NBR 7190*, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes. Tal como no caso da tracção, a influência de uma eventual inclinação, segundo a *NBR 7190*, pode ser desprezada até um ângulo  $\alpha = 6^\circ$ , admitindo, para o valor de cálculo da resistência à compressão o valor de cálculo da resistência à compressão na direcção das fibras da madeira. Para inclinações superiores a *NBR 7190* indica que é necessário considerar uma redução de resistência, adoptando-se a fórmula de Hankinson (Equação (5.14)), admitindo, neste caso, para o valor de cálculo da resistência à compressão ( $f_{cd}$ ) o valor ( $f_{c\alpha,d}$ ).

O critério de verificação da segurança para peças submetidas à compressão normal às fibras da madeira, segundo a *NBR 7190*, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes. O valor de cálculo da resistência à compressão normal às fibras ( $f_{c90,d}$ ) é determinado, segundo a *NBR 7190*, através da seguinte expressão:

$$f_{c90,d} = 0,25f_{c0,d}\alpha_n \quad (5.15)$$

O coeficiente  $\alpha_n$  tem em conta a extensão da carga sendo igual a  $1,0$  no caso desta extensão medida na direcção das fibras, ser maior ou igual a  $15\text{ cm}$ . Quando esta extensão apresentar valores menores que  $15\text{ cm}$ , e a carga estiver afastada de pelo menos  $7,5\text{ cm}$  da extremidade da peça, este coeficiente é superior e varia da forma indicada na Tabela 5.2. Nos casos em que a carga actua na extremidade da peça ou de modo distribuído na totalidade da superfície de peças de apoio, admite-se também  $\alpha_n$  igual a  $1,0$ .

Tabela 5.2 – Valores de  $\alpha_n$ 

Extensão da carga normal às fibras, medida paralelamente a estas (cm)	1	2	3	4	5	7,5	10	15
$\alpha_n$	2,00	1,70	1,55	1,40	1,30	1,15	1,10	1,00

### 5.3.4 Flexão simples

Para uma secção transversal solicitada por um momento flector ( $M_d$ ) existe uma tensão normal linearmente distribuída ao longo da altura da secção transversal, gerando compressão na parte superior e tracção na parte inferior, como ilustrado na Figura 5.3. Segundo a *NBR 7190*, as peças flectidas são verificadas considerando-se um vão teórico igual à distância entre os eixos dos apoios ou ao vão livre acrescido da altura da secção transversal da peça a meio vão, não se considerando acréscimo maior que  $10\text{ cm}$ , consoante o menor destes dois valores.

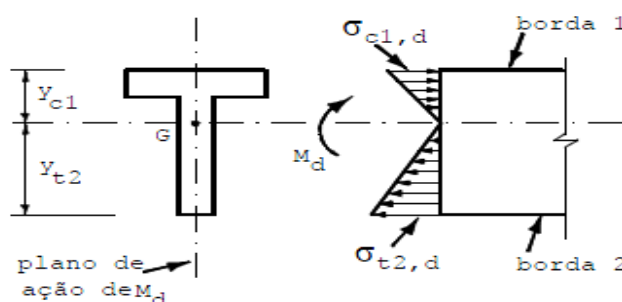


Figura 5.3 – Tensão normal linearmente distribuída (NBR 7190, 1997)

O critério de verificação da segurança para peças submetidas a momento flector cujo plano de acção contém um eixo central de inércia da secção transversal resistente, segundo a *NBR*

7190, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes, através do cumprimento em simultâneo das seguintes condições:

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{cd} \quad (5.16)$$

$$\sigma_{t2,d} \leq f_{td} \quad (5.17)$$

Os valores de cálculo das resistências à tracção ( $f_{td}$ ) e à compressão ( $f_{cd}$ ) encontram-se definidos nas subsecções 5.3.2 e 5.3.3, respectivamente, e os valores de  $\sigma_{c1,d}$  e  $\sigma_{t2,d}$  representam as tensões actuantes nas bordas mais comprimida e mais traccionada, respectivamente.

### 5.3.5 Flexão simples desviada

O critério de verificação da segurança para peças submetidas a momento flector cujo plano de acção não contém um dos seus eixos centrais de inércia, segundo a *NBR 7190*, exige que seja cumprida a mais rigorosa das duas condições seguintes, tanto em relação às tensões de tracção como às de compressão:

$$k_M \times \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (5.18)$$

$$k_M \times \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (5.19)$$

Em que,  $\sigma_{Mx,d}$  e  $\sigma_{My,d}$  representam as tensões máximas devidas às componentes de flexão actuantes segundo as direcções principais e,  $f_{wd}$  representa a respectiva resistência de cálculo, de tracção ou de compressão conforme a extremidade a verificar. O coeficiente de redução ( $k_M$ ), presente nas equações anteriores, segundo a *NBR 7190*, toma o valor de 0,5 para secções rectangulares e 1,0 para outro tipo de secções.

### 5.3.6 Flexão composta com tracção

O critério de verificação da segurança para flexão composta com tracção, segundo a *NBR 7190*, considera uma metodologia semelhante à utilizada para flexão simples desviada. A condição de segurança é expressa pela mais desfavorável das duas expressões seguintes aplicadas no ponto mais solicitado da borda mais traccionada, considerando-se uma função linear para a influência das tensões devidas à força normal de tracção:

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + k_M \times \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} \leq 1 \quad (5.20)$$

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + k_M \times \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} \leq 1 \quad (5.21)$$

Em que,  $\sigma_{Nt,d}$  representa o valor de cálculo da parcela de tensão normal actuante em virtude apenas da força normal de tracção. Os coeficientes de redução  $k_M$  são definidos de forma igual à do caso de flexão simples desviada.

### 5.3.7 Flexão composta com compressão

O critério de verificação da segurança para flexão composta com compressão, segundo a *NBR 7190*, considera uma metodologia semelhante à utilizada para flexão simples desviada. A condição de segurança é expressa pela mais gravosa das duas expressões seguintes aplicadas no ponto mais solicitado da borda mais comprimida, considerando-se uma função quadrática para a influência das tensões devidas à força normal de compressão:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + k_M \times \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (5.22)$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + k_M \times \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (5.23)$$

Em que,  $\sigma_{Nc,d}$  representa o valor de cálculo da parcela de tensão normal actuante em virtude apenas da força normal de compressão. Os coeficientes de redução  $k_M$  são definidos de forma igual à do caso de flexão simples desviada.

### 5.3.8 Corte

O critério de verificação da segurança ao corte longitudinal em vigas, segundo a *NBR 7190*, exige que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes. O valor de cálculo da resistência de corte na presença de tensões tangenciais paralelas às fibras da madeira ( $f_{v0,d}$ ), deve ser obtido experimentalmente, no entanto, a *NBR 7190* permite tomar este valor em função do valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras ( $f_{c0,d}$ ). Para espécies resinosas  $f_{v0,d} = 0,12f_{c0,d}$  e, para espécies folhosas  $f_{v0,d} = 0,10f_{c0,d}$ . A *NBR 7190* considera ainda, que em vigas cuja secção transversal apresente variações bruscas devido a entalhes, a tensão máxima de corte ( $\tau_d$ ) deve ser determinada através da seguinte expressão:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V_d}{bh_1} \left(\frac{h}{h_1}\right) \quad (5.24)$$

Neste caso, a relação entre a altura total ( $h$ ) e a altura reduzida ( $h_1$ ) deve respeitar a condição

$h_1 > 0,75h$ . Caso esta condição não se verifique, a *NBR 7190* recomenda a utilização de parafusos verticais dimensionados à tracção axial para a totalidade da força cortante a ser transmitida, ou o emprego de variações de secção transversal.

### 5.3.9 Torção

A *NBR 7190* recomenda evitar a torção de equilíbrio em peças de madeira, devido ao risco de rotura por tracção normal às fibras, resultantes do estado múltiplo de tensões actuantes. No entanto, quando o equilíbrio do sistema estrutural depender dos esforços de torção, o critério de verificação da segurança à torção deve respeitar a seguinte condição:

$$\tau_{T,d} \leq f_{v0,d} \quad (5.25)$$

### 5.3.10 Estabilidade de pilares

As peças que na situação de projecto são admitidas como solicitadas apenas à compressão simples, em princípio devem ser dimensionadas admitindo-se uma excentricidade accidental do esforço de compressão. Esta excentricidade deve-se às imperfeições geométricas das peças e às excentricidades inevitáveis dos carregamentos, levando-se ainda em conta os acréscimos destas excentricidades em decorrência dos efeitos de 2ª ordem e, em peças esbeltas, da fluência da madeira. O valor de referência para a verificação da estabilidade é baseado no valor  $L_0$ , designado de comprimento teórico de referência. Este valor é considerado igual ao comprimento efectivo da barra ( $L$ ) no caso das extremidades da barra serem articuladas e, toma o valor de  $2L$  no caso de a barra ser encastrada numa extremidade e articulada na extremidade oposta. Caso a barra seja contínua com mais de dois apoios, e por consequência, rigidez adicional proveniente da continuidade sobre os apoios, a norma não permite considerar esta vantagem (Gesualdo, 2003).

As exigências impostas pela *NBR 7190* em termos de dimensionamento dependem da esbelteza da peça, definida através do seu índice de esbelteza. Uma peça é denominada curta quando apresenta um índice de esbelteza menor ou igual 40 ( $\lambda \leq 40$ ), mediamente esbelta quando apresenta um índice de esbelteza compreendido entre 40 e 80 ( $40 < \lambda \leq 80$ ) e esbelta quando apresenta um índice de esbelteza superior a 80 ( $\lambda > 80$ ).

Segundo a *NBR 7190*, para peças curtas, que na situação de projecto são admitidas como solicitadas apenas à compressão simples, dispensa-se a consideração de eventuais efeitos de flexão. Para este tipo de peças, que na situação de projecto são admitidas como solicitadas à flexão composta com compressão, o critério de verificação de segurança encontra-se especificado na subsecção 5.3.7, em que os momentos flectores são determinados na situação de projecto.

Para peças mediamente esbeltas, submetidas na situação de projecto à flexão composta com compressão, a *NBR 7190* indica que para além da verificação das condições de segurança especificadas na subsecção 5.3.7, também deve ser verificada a segurança em relação ao estado limite último e instabilidade, através de uma teoria de validade comprovada experimentalmente, sem que seja apresentada qualquer explicitação desta na norma. O critério de verificação de segurança relativo ao estado limite último de instabilidade, segundo a *NBR 7190*, exige que no ponto mais comprimido da secção transversal seja respeitada a seguinte condição:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (5.26)$$

Segundo a *NBR 7190*, esta verificação deve ser feita isoladamente nos planos de rigidez mínima e de rigidez máxima do elemento estrutural e, pode ser dispensada quando o correspondente índice de esbelteza apresentar um valor igual ou menor que 40 ( $\lambda \leq 40$ ). Os valores de  $\sigma_{Nd}$  e  $\sigma_{Md}$  representam os valores de cálculo da tensão de compressão devido à força normal de compressão e devido ao momento flector  $M_d$ , respectivamente. Apresenta-se na Tabela 5.3, a formulação para a determinação do momento flector  $M_d$ , determinado a partir da excentricidade  $e_d$ .

Tabela 5.3 – Formulação para determinação de  $M_d$  para peças mediamente esbeltas

Peças mediamente esbeltas	
$M_d = N_d \cdot e_d$	
$e_d = e_1 \left( \frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$	
$e_1 = e_i + e_a$	$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2}$
$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} ; e_a = \frac{L_0}{300}$	

Por fim, para peças esbeltas, submetidas na situação de projecto à flexão composta com compressão com os esforços de cálculo  $N_d$  e  $M_{1d}$ , a *NBR 7190* indica que a verificação das condições de segurança pode ser feita da mesma forma que a considerada para o caso de peças mediamente esbeltas. No entanto, a determinação do momento flector  $M_d$  é, neste caso, diferente do caso de peças mediamente esbeltas, uma vez que, para a determinação deste momento é utilizada a excentricidade efectiva de primeira ordem ( $e_{1,ef}$ ). Esta excentricidade, para além de ter em consideração a excentricidade inicial ( $e_i$ ) e a excentricidade accidental mínima ( $e_a$ ), considera também a excentricidade suplementar de 1ª ordem ( $e_c$ ), que representa a fluência da madeira. Apresenta-se na Tabela 5.4, a formulação para a determinação do momento flector  $M_d$ , para o caso de peças esbeltas.



Tabela 5.4 – Formulação para determinação de  $M_d$  para peças esbeltas

Peças esbeltas	
$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \left( \frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$	
$e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c$	$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2}$
$e_i = \frac{M_{1gd} + M_{1qd}}{N_d}$ ; $e_a = \frac{L_0}{300}$ ; $e_c = (e_{ig} + e_a) \left\{ \exp \left[ \frac{\phi [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) N_{qk}]} \right] - 1 \right\}$	
$e_{ig} = \frac{M_{1gd}}{N_{gd}}$ ; $\Psi_1 + \Psi_2 \leq 1,0$	

Onde,  $M_{1gd}$  e  $M_{1qd}$  são os valores de cálculo, na situação de projecto, dos momentos e,  $N_{gk}$  e  $N_{qk}$  os valores característicos da força normal, devido às cargas permanentes e às cargas variáveis, respectivamente. O parâmetro  $\phi$  representa o coeficiente de fluência e toma os valores apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Valores para o coeficiente de fluência  $\phi$ 

Classes de carregamento	Classes de humidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
<i>Permanente ou de longa duração</i>	0,8	2,0
<i>Média duração</i>	0,3	1,0
<i>Curta duração</i>	0,1	0,5

### 5.3.11 Estabilidade de vigas em flexão

Segundo a *NBR 7190*, para vigas flectidas, além da verificação da condição de segurança apresentada na subsecção 5.3.4, deve também ser verificada a segurança em relação ao estado limite último de instabilidade lateral. Esta verificação da segurança pode ser dispensada quando: os apoios de extremidade da viga impedirem a rotação das suas secções extremas em torno do eixo longitudinal da peça; quando existir um conjunto de elementos de travamento ao longo do comprimento  $L$  da viga, afastados entre si de uma distância não maior que  $L_1$ , que também impeçam a rotação dessas secções transversais em torno do eixo longitudinal da peça; se a peça respeitar a seguinte condição:

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M f_{c0,d}} \quad (5.27)$$

Em que, o coeficiente  $\beta_M$  é dado através da seguinte expressão:

$$\beta_M = \frac{1}{0,26\pi \gamma_f} \frac{\beta_E \left( \frac{h}{b} \right)^{3/2}}{\left( \frac{h}{b} - 0,63 \right)^{1/2}} \quad (5.28)$$

No caso de a peça não respeitar a condição (5.27), a *NBR 7190* indica que também se dispensa a verificação da segurança em relação ao estado limite último de instabilidade lateral, desde que se verifiquem as exigências apresentadas na subsecção 5.3.4, com:

$$\sigma_{c1,d} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\left(\frac{L_1}{b}\right) \beta_M} \quad (5.29)$$

#### 5.4 Diferenças/Semelhanças entre as Normas

No que diz respeito ao dimensionamento aos *ELU*, o *EC5-1-1* e a *NBR 7190* apresentam muitas semelhanças em termos de critérios de verificação da segurança. Em termos de simbologia estas normas diferem, como se pode constatar ao longo deste capítulo, no entanto, apresentam significado físico em tudo semelhante.

Como critério de verificação no caso de tracção e compressão nas direcções paralela e perpendicular às fibras da madeira, as duas normas exigem que as tensões actuates sejam inferiores às tensões resistentes, no entanto, existem algumas diferenças entre elas às quais se deve fazer referência.

Na verificação da segurança para tracção na direcção paralela às fibras da madeira, o *EC5-1-1* indica que o valor de cálculo da resistência pode sofrer um aumento devido ao coeficiente de majoração  $k_h$ , no caso de se tratar de uma secção transversal de pequenas dimensões. O mesmo já não acontece no caso da *NBR 7190*, uma vez que, não considera a possibilidade desta resistência sofrer qualquer aumento. Relativamente à verificação da segurança para a tracção perpendicular às fibras da madeira, ambas as normas não prevêem a solicitação directa da madeira e derivados nesta direcção, sendo mesmo uma situação a evitar. Na verificação da segurança para compressão perpendicular às fibras da madeira, tanto o *EC5-1-1* como a *NBR 7190* consideram o valor de cálculo da resistência dependente da geometria e extensão da zona carregada, no entanto, esta resistência é determinada de forma diferente. No caso do *EC5-1-1*, esta variação da resistência é introduzida por um coeficiente  $k_{c,90}$ , determinado consoante o exposto na subsecção 5.2.4. No caso da *NBR 7190*, esta variação da resistência é introduzida através do coeficiente  $\alpha_n$ , determinado consoante o exposto na subsecção 5.3.3. Note-se, que a majoração máxima para a resistência é diferente para as duas normas, no entanto, apresenta valores superiores no caso da *NBR 7190*. Importa ainda salientar, que no caso do *EC5-1-1* o valor de cálculo da tensão actuante é obtido com referência a uma área de contacto efectiva ( $A_{ef}$ ), ao contrário do que acontece para a *NBR 7190*, em que não é feita nenhuma referência em particular relativamente a este aspecto.

Ainda no que diz respeito à verificação da segurança para tracção e compressão, ambas as normas indicam que no caso de existir uma eventual inclinação das fibras da madeira em

relação ao eixo longitudinal da peça, é necessário considerar uma redução da resistência, adoptando-se a fórmula de Hankinson (Equação (5.14)), realizando-se posteriormente as respectivas verificações.

Como critério de verificação no caso de flexão simples, as duas normas exigem que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes, no entanto, a metodologia de verificação difere ligeiramente, embora apresente os mesmos efeitos práticos. No que diz respeito aos critérios de verificação da segurança para flexão desviada, flexão composta com tracção e flexão composta com compressão, ambas as normas apresentam a mesma metodologia de verificação, no entanto, o coeficiente  $k_m$ , no caso do *EC5-1-1* e  $k_M$  no caso da *NBR 7190*, embora tenham o mesmo significado físico, apresentam valores diferentes no caso de secções rectangulares. Note-se, que relativamente aos esforços resistentes para peças estruturais de madeira, ambas as normas consideram que estes devem ser determinados com a hipótese do comportamento elástico linear até à rotura (diagrama tensão – deformação linear até à ruptura tanto na compressão como na tracção paralela à direcção das fibras), no entanto, no caso de peças submetidas a flexão composta com compressão, os esforços resistentes podem ser determinados com a hipótese do comportamento elastoplástico da madeira na compressão paralela à direcção das fibras.

Tal como para os casos de tracção, compressão e flexão simples, também nos casos de corte e torção, o critério de verificação da segurança considerado em ambas as normas exigem que as tensões actuantes sejam inferiores às tensões resistentes. No entanto, existem algumas diferenças entre elas às quais se deve fazer referência.

Na verificação da segurança ao corte, o *EC5-1-1* indica que se deve ter em consideração a possível influência da fendilhação através do coeficiente  $k_{cr}$ . Este considera ainda que a presença de entalhes na face traccionada do elemento à flexão origina concentrações de tensões na zona do entalhe, que agrava o risco de rotura por corte a partir da raiz desta. Para evitar este risco, no caso de vigas de secção transversal, o *EC5-1-1* estabelece um coeficiente  $k_v$ , que tem por objectivo reduzir a resistência de cálculo. Ao contrário do exposto no caso do *EC5-1-1*, a *NBR 7190* não faz qualquer tipo de referência relativa a estes aspectos, o que leva a crer que em termos de verificação da segurança ao corte, estes não são considerados.

Relativamente à verificação da segurança à torção, o *EC5-1-1* indica que se deve ter em consideração a geometria da secção através do coeficiente de forma  $k_{shape}$ , que depende da forma da secção transversal. No que diz respeito à *NBR 7190*, este aspecto não é tido em consideração, o que leva a crer que em termos de verificação da segurança à torção, este não é considerado.

Relativamente ao critério de verificação da segurança relativo a elementos comprimidos, as

duas normas apresentam metodologias diferentes. O critério de verificação da segurança estabelecido no *EC5-1-1*, é baseado nas curvas de encurvadura, considerando uma metodologia semelhante à utilizada para a verificação da flexão composta com compressão, com a diferença, que neste caso, a tensão resistente de compressão é reduzida com base nas curvas de estabilidade, através dos coeficientes  $k_{c,y}$  e  $k_{c,z}$ . Note-se, que esta verificação, segundo o *EC5-1-1*, é dispensável quando as esbeltezas relativas ( $\lambda_{rel,y}$  e  $\lambda_{rel,z}$ ) apresentarem valores inferiores a 0,3, no entanto, quando uma ou ambas apresentarem valores superiores a este, tem de se proceder a esta verificação. No que diz respeito à *NBR 7190*, o critério de verificação é adoptado consoante o coeficiente de esbelteza da peça ( $\lambda$ ). Através deste, definem-se peças curtas, mediantemente esbeltas e esbeltas, e consoante o tipo de peça, é verificada a segurança através da metodologia apresentada na subsecção 5.3.10. Note-se, que no caso de peças mediantemente esbeltas e esbeltas, submetidas a flexão composta com compressão, para além da verificação da flexão composta com compressão, a *NBR 7190* indica que deve também ser verificada a segurança ao estado limite último de instabilidade, não especificando a teoria em que baseia, ao contrário do que acontece no *EC5-1-1*.

Para finalizar, no que diz respeito à estabilidade de vigas em flexão, o *EC5-1-1* indica que este tipo de instabilidade é tratado de uma forma semelhante à considerada para estabilidade de pilares, isto é, através de curvas de estabilidade. O critério de verificação da segurança em relação ao risco de bambeamento estabelecido pelo *EC5-1-1* consiste em limitar o valor de cálculo da tensão actuante de flexão a uma fracção  $k_{crit}$  do valor de cálculo da resistência à flexão. No caso de existir flexão composta com compressão, este indica ainda que deve ser verificada a interacção entre estes dois esforços. Segundo a *NBR 7190*, para a verificação da segurança em relação ao risco de bambeamento, além da verificação da segurança à flexão simples, deve também ser verificada a segurança em relação ao estado limite último de instabilidade lateral, tal como acontece no *EC5-1-1*, no entanto, no que diz respeito a esta verificação a *NBR 7190* indica que tal pode ser dispensada caso se verifiquem as condições indicadas na subsecção 5.3.11. Note-se, que na verificação da flexão simples o valor de cálculo da resistência à flexão não é afectado por nenhum coeficiente e, na verificação da instabilidade lateral não é especificada a teoria em que esta se baseia, ao contrário do que acontece no *EC5-1-1*.

## 6 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO (ELS)

### 6.1 Introdução

Relativamente ao nível de segurança aceitável para *ELS*, este depende apenas do custo associado a um aumento de segurança. Segundo o *EC5-1-1* e a *NBR 7190*, os *ELS* relevantes em termos de projecto de estruturas de madeira são o de deformação e o de vibração. Neste capítulo, apresenta-se a análise e respectiva comparação dos aspectos relativos ao dimensionamento aos *ELS*, considerados em cada uma das normas.

### 6.2 Dimensionamento aos ELS segundo o EC5-1-1

#### 6.2.1 Estado limite de deformação

A verificação do estado limite de deformação, segundo o *EC5-1-1*, compreende o controlo das deformações de curto prazo (instantâneas) e a longo prazo (finais). O seu cálculo, para além de incluir a deformabilidade dos elementos de madeira, deve também incluir a deformabilidade das ligações, aspecto que pode comprometer o funcionamento global da estrutura. A deformabilidade dos elementos de madeira pode ser avaliada com base num cálculo elástico linear da estrutura. Na deformabilidade das ligações, devem ser consideradas as deformações iniciais e as deformações elásticas. As deformações iniciais dependem do tipo de ligador, e em termos indicativos podem ser consideradas as folgas máximas permitidas para a pré – furação (Dias et al, 2009). As deformações elásticas podem ser determinadas a partir da rigidez elástica das ligações (módulo de escorregamento).

Um dos aspectos mais importantes na avaliação do estado limite de deformação é o comportamento da madeira ao longo do tempo. A estrutura responde instantaneamente com a deformação, perante a aplicação de uma carga, sendo que esta deformação irá aumentar ao longo do tempo. A aplicação do conceito de *ELS* a estruturas de madeira introduz o noção de factor de deformação ( $k_{def}$ ), que tal como se referiu no Capítulo 4, destina-se a ter em consideração aspectos relacionados com a duração das cargas, fluência e classes de serviço da madeira. É através da aplicação deste coeficiente que se obtêm a deformação final de uma estrutura, por incremento da deformação instantânea.

Segundo o *EC5-1-1*, a deformação correspondente a uma combinação de acções deve ser determinada através das contribuições individuais de cada uma das acções. A deformação instantânea ( $w_{inst}$ ) deve ser determinada para a combinação característica de acções utilizando valores médios dos módulos de elasticidade, de deslizamento e de distorção apropriados e, a deformação final ( $w_{fin}$ ) para a combinação de acções quase – permanentes

através das seguintes expressões:

$$w_{fin} = w_{fin,G} + w_{fin,Q_1} + \sum_{i>1} w_{fin,Q_i} \quad (6.1)$$

com:

$$w_{fin,G} = w_{inst,G}(1 + k_{def}) \quad (6.2)$$

$$w_{fin,Q_1} = w_{inst,Q_1}(1 + \Psi_{2,1}k_{def}) \quad (6.3)$$

$$w_{fin,Q_i} = w_{inst,Q_i}(\Psi_{0,i} + \Psi_{2,i}k_{def}) \quad (6.4)$$

Note-se que  $w_{fin,G}$ ,  $w_{fin,Q_1}$  e  $w_{fin,Q_i}$  representam as deformações instantâneas para uma acção permanente  $G$ , para uma acção variável de base de combinação  $Q_1$  e para acções variáveis secundárias  $Q_i$  ( $i > 1$ ), respectivamente. Os parâmetros  $\Psi_{2,1}$ ,  $\Psi_{0,i}$  e  $\Psi_{2,i}$  são os coeficientes para o valor de combinação das acções variáveis. Importa ainda salientar, que nas situações em que a estrutura é constituída por elementos com diferentes comportamentos e propriedades ao longo do tempo ( $k_{def}$  diferentes), os valores das propriedades de rigidez a adoptar são os valores finais. Nestes casos, os valores dos indicadores de deformação obtidos não devem ser de novo combinados para efeitos de verificação do desempenho.

Apresenta-se na Figura 6.1, as deformações de uma viga simplesmente apoiada, em que,  $w_{inst}$  e  $w_{fin}$  representam as deformações instantânea e final, respectivamente e,  $w_{creep}$  a deformação devido à fluência. A deformação  $w_{net,fin}$  obtém-se a partir da deformação instantânea retirando a eventual contraflecha,  $w_c$ , aplicada à viga.

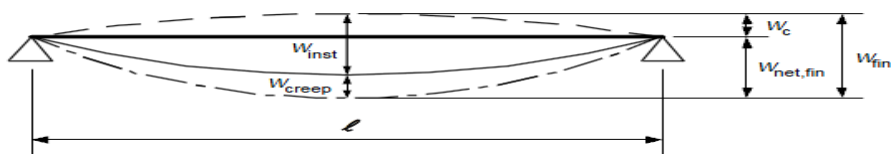


Figura 6.1 – Deformações de uma viga simplesmente apoiada (EC5-1-1, 2003)

Apresentam-se na Tabela 6.1, os valores limite para o estado limite de deformação, segundo o EC5-1-1.

Tabela 6.1 – Valores limite para a deformação de vigas (Negrão & Faria, 2009)

Condições de apoio	$w_{inst}$	$w_{net,fin}$	$w_{fin}$
<i>Simplemente apoiada</i>	$\frac{L}{300}$ a $\frac{L}{500}$	$\frac{L}{250}$ a $\frac{L}{350}$	$\frac{L}{150}$ a $\frac{L}{300}$
<i>Consola</i>	$\frac{L}{150}$ a $\frac{L}{250}$	$\frac{L}{125}$ a $\frac{L}{175}$	$\frac{L}{75}$ a $\frac{L}{150}$

### 6.2.2 Estado limite de vibração

A verificação do estado limite de vibração, segundo o *EC5-1-1*, tem como principal objectivo limitar as vibrações originadas por actividade humana normal em pavimentos, podendo causar um certo desconforto ou mesmo insegurança aos ocupantes. Relativamente a outro tipo de situações como por exemplo, equipamentos industriais e danças rítmicas, estes devem ser alvo de um estudo dinâmico específico.

Segundo o *EC5-1-1*, no caso de pavimentos residenciais em que a frequência própria de vibração é menor ou igual a 8 Hz ( $f_1 \leq 8\text{Hz}$ ), torna-se necessária uma análise específica. Nos casos em que a frequência própria de vibração for superior a 8 Hz ( $f_1 > 8\text{Hz}$ ), a verificação do estado limite de vibração fica satisfeita se forem verificadas as seguintes condições:

$$\frac{\omega}{F} \leq a \text{ mm/kN} \quad (6.5)$$

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \text{ m/(Ns}^2\text{)} \quad (6.6)$$

Em que,  $\omega$  é a deformação instantânea vertical máxima causada por uma força concentrada vertical  $F$  colocada em qualquer ponto do pavimento, levando em conta a distribuição de carga. Os parâmetros  $a$  e  $b$  estão relacionados com as exigências de desempenho do pavimento. Os parâmetros  $v$  e  $\zeta$  representam a resposta em termos de velocidade a um impulso unitário e o coeficiente de amortecimento modal, respectivamente.

## 6.3 Dimensionamento aos ELS segundo a NBR 7190

### 6.3.1 Estado limite de deformação

A verificação da segurança em relação ao estado limite de deformação, segundo a *NBR 7190*, deve ser feita através da consideração de três diferentes casos consoante se trate de: construções correntes, construções com materiais frágeis não estruturais ou de construções especiais. Esta norma indica ainda, que relativamente à determinação das deformações das estruturas, esta deve ser feita em função das classes de humidade mantidas durante a vida útil da construção e das classes duração das cargas, apresentadas respectivamente nas Tabelas 4.5 e 3.1. Esta consideração dos efeitos da humidade e da duração do carregamento é feita através do módulo de elasticidade efectivo da madeira ( $E_{c0,ef}$ ), determinado através da Equação (4.2).

Nas construções correntes, deve ser verificada a segurança em relação ao estado limite de deformação excessivo que possa afectar a utilização normal da construção ou do seu aspecto estético. Segundo a *NBR 7190*, neste tipo de verificação são admitidos apenas os

carregamentos usuais, correspondentes às combinações de longa duração. Apresenta-se na Tabela 6.2, os valores sugeridos pela *NBR 7190* como limites de deformação para este tipo de construções, associados ao valor da flecha máxima provocada pelas cargas permanentes ( $u_G$ ) e acidentais ( $u_Q$ ), obtendo-se através da soma destas duas parcelas a flecha efectiva ( $u_{ef}$ ), como ilustrado na Figura 6.2. Importa ainda salientar, que nos casos em que a flecha for gerada por acções correspondentes ao peso próprio, a *NBR 7190* indica que esta pode ser compensada por uma contra flecha ( $u_0$ ), desde que esta não apresente valores superiores à relação  $L/300$ , para vãos normais e,  $L/150$ , para o caso de zonas em consola. Para casos de flexão oblíqua, os limites anteriormente apresentados de flechas podem ser verificados isoladamente para cada um dos planos principais de flexão.

Para construções com materiais frágeis não estruturais ligados à estrutura, como revestimentos, pisos e divisórias, cuja fissuração não possa ser evitada por meio de disposições construtivas adequadas, a verificação da segurança em relação ao estado limite de deformação deve procurar evitar danos nesses materiais. Nestes casos, a *NBR 7190* indica que a verificação da segurança deve ser feita com as combinações de média ou curta duração. Apresentam-se na Tabela 6.2, os valores sugeridos pela *NBR 7190* como limites de deformação para este tipo de construções, relativamente às flechas totais devidas às combinações consideradas, incluindo o efeito da fluência. Importa ainda salientar, que a *NBR 7190* considera que as flechas devidas apenas às acções variáveis da combinação considerada não devem superar os valores de  $L/300$ , para vãos normais,  $L/150$ , para o caso de zonas em consola e o valor absoluto de  $15\text{ mm}$ .

Tabela 6.2 - Valores limite de deformação para construções correntes e com materiais frágeis

Tipo de vão livre	Flecha	
	Construções correntes	Construções com materiais frágeis
Vãos normais	$\frac{L}{200}$ ( $L = \text{vão livre}$ )	$\frac{L}{350}$ ( $L = \text{vão livre}$ )
Zonas em consola	$\frac{L}{100}$ ( $L = \text{comprimento da consola}$ )	$\frac{L}{175}$ ( $L = \text{comprimento da consola}$ )

Por fim, para construções especiais, as deformações limite segundo a *NBR 7190*, devem ser estabelecidas pelo proprietário da construção ou através de norma especiais referentes a este tipo de construções.

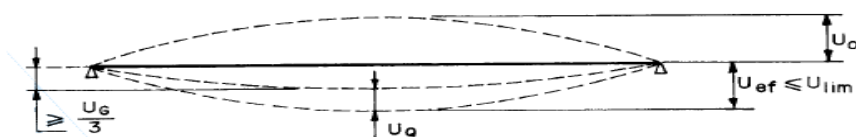


Figura 6.2 – Verificação das deformações limite (NBR 7190, 1997)



### 6.3.2 Estado limite de vibração

Em construções submetidas a fontes de vibração, devem ser adoptadas disposições construtivas que evitem a presença de vibrações excessivas da estrutura. Nas estruturas sobre as quais o público em geral pode caminhar, devem ser evitadas vibrações que tragam desconforto aos utilizadores (NBR 7190, 1997). No caso de estruturas regularmente utilizadas, tais como pisos de residências e de escritórios, a *NBR 7190* indica que deve ser obedecido o limite de frequência natural de vibração igual a  $8 \text{ Hz}$ . Para construções correntes, tal condição é satisfeita se da aplicação do carregamento correspondente à combinação de curta duração resultar uma flecha imediata que não exceda o valor de  $15 \text{ mm}$ .

### 6.4 Diferenças/Semelhanças entre as Normas

No que diz respeito ao dimensionamento aos *ELS*, o *EC5-1-1* e a *NBR 7190* apresentam algumas diferenças em termos de critérios de verificação da segurança que devem ser tidas em consideração.

Segundo o *EC5-1-1* a verificação do estado limite de deformação compreende o controlo das deformações instantâneas e das deformações finais, e para além de incluir a deformabilidade dos elementos de madeira, deve também incluir a deformabilidade das ligações. No que diz respeito à determinação das deformações, o *EC5-1-1* introduz um factor de deformação ( $k_{def}$ ), que se destina a levar em consideração aspectos relacionados com a duração das cargas, fluência e classes de serviço da madeira. É através da aplicação deste que se obtêm a deformação final de uma estrutura, por incremento da deformação instantânea.

Relativamente à metodologia estabelecida pela *NBR 7190*, no que diz respeito à verificação do estado limite de deformação, esta é feita consoante se tratem de construções correntes, construções com materiais frágeis ou construções especiais, o que é desde já uma diferença relativamente ao *EC5-1-1*, uma vez que este não considera qualquer tipo de divisão. No que diz respeito à determinação das deformações a *NBR 7190*, embora tenha em consideração aspectos relacionados com a duração das cargas, fluência e classes de humidade (classes de serviço segundo o *EC5-1-1*), não introduz um factor de deformação em específico, como no caso do *EC5-1-1*, admitido que estes aspectos são tidos em conta através do módulo de elasticidade efectivo ( $E_{c0,ef}$ ), determinado através da Equação (4.2). Importa ainda salientar que a *NBR 7190* não faz distinção entre controlo das deformações instantâneas e deformações finais, considerando apenas o controlo das deformações finais. No entanto, tanto para o *EC5-1-1* como para a *NBR 7190*, a deformação correspondente a uma determinada combinação de acções deve ser determinada através das contribuições individuais de cada uma das acções. Note-se, que relativamente à deformabilidade das ligações a *NBR 7190* não faz qualquer tipo de referência, ao contrário do que acontece no *EC5-1-1*, em que este aspecto é tido em

consideração.

Como se pode observar através das Tabelas 6.1 e 6.2, os valores limite para as deformações finais estabelecidos na *NBR 7190* e no *EC 5-1-1* são muito semelhantes, diferindo apenas no caso de construções com materiais frágeis, para elementos simplesmente apoiados.

Para finalizar, no que diz respeito à verificação do estado limite de vibração o *EC5-1-1* apresenta uma metodologia, embora não muito exaustiva, ao contrário do que acontece na *NBR 7190*, em que são apenas feitas algumas considerações, o que não permite estabelecer um termo de comparação entre elas. No entanto, ambas estabelecem um limite para a frequência natural de  $8 \text{ Hz}$ , que não deve ser ultrapassado no caso da *NBR 7190* e que no caso do *EC5-1-1* estabelece uma fronteira entre a verificação apresentada por este e uma análise mais específica com recurso a outro tipo de regulamentação.

## 7 LIGAÇÕES

### 7.1 Introdução

Em estruturas de madeira, as ligações são na maioria dos casos os elementos com maior capacidade de deformação plástica. Por este motivo, a capacidade de deformação plástica da estrutura depende muito da capacidade de deformação plástica das ligações, devendo estas ser sempre pensadas e concebidas de forma a garantir a máxima capacidade de deformação plástica possível. Existem diversos aspectos que contribuem para o aumento da capacidade de deformação plástica das ligações, no entanto, o mais importante é a selecção do tipo de ligadores metálicos. Para efeitos de verificação do comportamento estrutural pode-se separar as ligações em três tipos distintos: ligações tradicionais, ligações com ligadores tipo cavilha e ligações com ligadores planos. As ligações com ligador tipo cavilha são o tipo de ligações mais usuais em estruturas de madeira e, por este motivo, aquelas que constituirão tema integral deste capítulo. Estas asseguram a transmissão de forças, essencialmente, através de corte e flexão em ligadores metálicos.

### 7.2 Dimensionamento de ligações segundo o EC5-1-1

#### 7.2.1 Generalidades

A capacidade de carga global de uma ligação com  $n$  filas de ligadores corresponde à soma algébrica da capacidade de carga das  $n$  filas. Segundo o *EC5-1-1*, a capacidade de carga característica de uma fila de ligadores ( $F_{v,ef,Rk}$ ) obtêm-se a partir da capacidade de carga característica de um ligador ( $F_{v,Rk}$ ) e do número efectivo de ligadores ( $n_{ef}$ ), através da seguinte expressão:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} \cdot F_{v,Rk} \quad (7.1)$$

Nos casos em que as ligações transmitem uma força oblíqua em relação à direcção das fibras da madeira, como se pode observar através da Figura 7.1, pode ocorrer uma fractura longitudinal, originada pela componente de tracção transversal ( $F_{ed,sen\alpha}$ ). Neste caso, o *EC5-1-1* estabelece, como critério de verificação da segurança, a seguinte condição:

$$F_{v,ed} \leq F_{90,Rd} \quad (7.2)$$

Onde,  $F_{v,ed}$  é o maior dos esforços transversos de cálculo ( $F_{v,ed,1}$  ou  $F_{v,ed,2}$ ), de um lado ou de outro da ligação e,  $F_{90,Rd}$  é o valor de cálculo da resistência à fractura na zona da ligação.

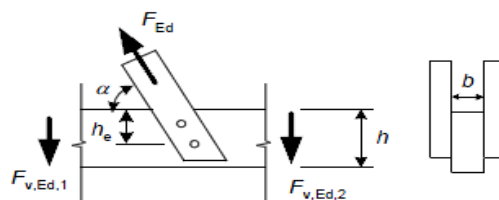


Figura 7.1 – Força actuando numa ligação com um ângulo em relação às fibras da madeira (EC5-1-1, 2003)

Numa ligação podem ser utilizados em simultâneo vários tipos de ligadores. No entanto, o *EC5-1-1* indica que é necessário garantir que a rigidez destes é compatível, de forma que a capacidade resistente de todos os ligadores seja mobilizada para o mesmo nível de deformação.

### 7.2.2 Ligações com ligadores tipo cavilha

A filosofia base para a verificação da segurança nas ligações é a mesma da apresentada para os restantes elementos estruturais, nomeadamente no que respeita à determinação dos esforços/tensões actuantes. No entanto, a determinação da capacidade resistente destes elementos é bastante diferente, sendo este um dos aspectos de mais difícil análise, em estruturas de madeira (Dias et al, 2009). Os ligadores tipo cavilha mais frequentes no projecto de estruturas de madeira são: pregos, cavilhas, parafusos de enroscar, agrafos e parafusos de porca. A verificação da segurança deste tipo de ligadores é realizada com base num modelo global comum, teoria de cedência Europeia também conhecida por modelo de Johansen, que constitui o modelo formal no qual se baseiam as regras de dimensionamento, preconizadas no *EC5-1-1*, para ligadores tipo cavilha sujeitos ao corte. Com base neste método, determina-se a resistência ao corte de um ligador e, verifica-se que a resistência de vários ligadores é inferior à soma das resistências individuais de cada um. Por este motivo determina-se a resistência global do conjunto de ligadores que compõem a ligação.

A teoria de Johansen baseia-se no pressuposto do comportamento rígido plástico do aço dos ligadores e da madeira sujeita a esmagamento por estes. Como tal, são admitidos modos de rotura, e com base nestes, determinada a carga última correspondente, sendo que a carga última do ligador será o menor dos valores obtidos ( $F_{v,Rk}$ ). O *EC5-1-1* indica os modos de rotura possíveis para os diferentes tipos de ligação: ligação madeira – madeira e derivados em corte simples e duplo e ligação madeira – aço com chapas finas e espessas igualmente em corte simples e duplo. A cada um destes modos de rotura é associada a equação que permite determinar a carga última correspondente. A esta carga pode ainda ser somada uma parcela devida à contribuição para a transmissão da carga por corte da capacidade resistente axial ( $F_{ax,Rk}/4$ ), que depende do tipo de ligador utilizado. Os modos de rotura e as correspondentes cargas últimas para ligações madeira – madeira e derivados e madeira - aço ao corte simples e

duplo, podem ser consultados no *EC5-1-1*. Existem ainda dois parâmetros que assumem importância central na determinação das cargas últimas, devendo ser definidos para cada tipo de ligador: a resistência ao esmagamento localizado ( $f_h$ ), e o momento plástico do ligador ( $M_y$ ). A sua determinação pode ser feita para cada um dos tipos de ligadores, através das indicações apresentadas no *EC5-1-1*.

Um dos aspectos de maior relevância em termos do correcto comportamento das ligações é o afastamento entre ligadores e entre estes e as extremidades dos elementos de madeira. O *EC5-1-1* estabelece mínimos para estes afastamentos que têm como objectivo evitar modos de rotura associados com fendilhação, tipicamente frágeis. Estes afastamentos, para além de dependerem do tipo de ligador utilizado, dependem também do tipo de esforço em causa. Os afastamentos a verificar, segundo o *EC5-1-1*, encontram-se apresentados na Figura 7.2. Os valores mínimos que estes afastamentos podem tomar, para cada tipo de ligador, pode ser consultados no *EC5-1-1*.

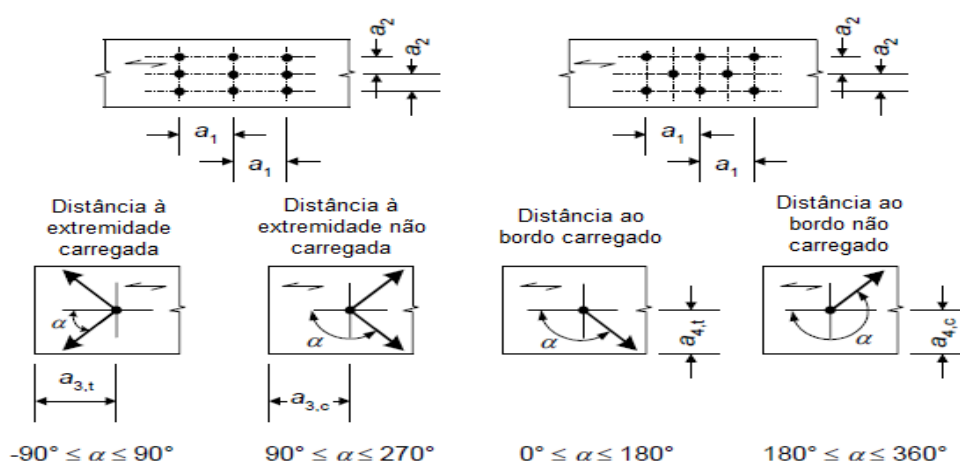


Figura 7.2 – Afastamento dos ligadores (EC5-1-1, 2003)

Relativamente à nomenclatura utilizada pelo *EC5-1-1*, para representação dos afastamentos mínimos, importa referir que os subscritos “t” e “c”, nas distâncias  $a_3$  e  $a_4$ , destinam-se a distinguir os casos de topo ou lado solicitado (t) ou não solicitado (c), dependendo da força exercida pelo ligador sobre a zona em questão.

Por fim, outro dos aspectos de extrema importância para garantir um adequado comportamento da ligação é a existência de uma correcta pré – furação. A pré – furação para além de aumentar a capacidade de carga das ligações, pode também diminuir a sua deformabilidade, melhorando o desempenho das mesmas. Em muitas situações, a pré – furação não é utilizada devido ao tempo e aos custos adicionais a ela associados, no entanto, numa grande parte das situações esta é obrigatória. Segundo o *EC5-1-1*, as situações em que é

obrigatória pré – furação são os indicados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Situações em que é obrigatória pré – furação

Ligador	Pré – furação obrigatória	
Pregos e parafusos de enroscar ( $d > 6mm$ )	$\rho_k > 500 \text{ kg/m}^3$ *	$t < \max \left\{ \begin{array}{l} 14d \\ (13d - 30) \frac{\rho_k}{200} \end{array} \right.$ **
	$t < \max \left\{ \begin{array}{l} 7d \\ (13d - 30) \frac{\rho_k}{400} \end{array} \right.$	
Cavilhas e parafusos de porca	Pré – furação sempre obrigatória	
* em parafusos são necessários ensaios para determinação do diâmetro da pré – furação		
** para espécies especialmente sensíveis à fendilhação em que $a_4 \geq 10d$ e $\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$ ou $a_4 \geq 14d$ e $\rho_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$		

### 7.3 Dimensionamento de ligações segundo a NBR 7190

#### 7.3.1 Generalidades

Segundo a *NBR 7190*, no dimensionamento dos elementos de uma ligação o valor das solicitações actuantes na ligação ( $S_d$ ) tem de ser inferior ao valor de cálculo da resistência dos elementos da ligação ( $R_d$ ). O estado limite último de uma ligação, segundo a *NBR 7190* pode ser atingido por deficiência de resistência da madeira que constitui a peça estrutural ou do elemento da ligação. As ligações de diferentes elementos estruturais podem ser feitas pelos meios usuais das ligações de peças de madeira ou através do emprego de elementos intermediários de aço. A *NBR 7190* considera, para o dimensionamento das ligações, a resistência da madeira à tracção, compressão e ao esmagamento localizado e, no caso dos elementos metálicos, a tenção de cedência do aço, sendo a verificação destes elementos feita de acordo com a *NBR 8800* – “*Projecto e execução de estruturas de aço de edificios*”. Importa ainda salientar, que a *NBR 7190* indica que a resistência ao esmagamento localizado da madeira deve ser determinada através de ensaios experimentais, no entanto, na falta destes, considera  $f_{e0,d} = f_{c0,d}$  e  $f_{e90,d} = 0,25f_{c0,d} \times \alpha_e$ . O coeficiente  $\alpha_e$  toma os valores, apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Valores de  $\alpha_e$

Diâmetro do ligador (cm)	$\leq 0,62$	0,95	1,25	1,6	1,9	2,2	2,5	3,1	3,8	4,4	5,0	$\geq 7,5$
Coefficiente $\alpha_e$	2,5	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33	1,27	1,19	1,14	1,1	1,07	1,0

Para evitar a ruptura por tracção normal às fibras em regiões de ligações localizadas, a *NBR 7190* estabelece, como critério de verificação de segurança, a seguinte condição:

$$V_d \leq \frac{2 \cdot f_{vd} \cdot b_e \cdot t}{3} \quad (7.3)$$

Em que,  $V_d$  representa a força de corte fictícia determinada por  $V_1 + V_2 = F \operatorname{sen} \alpha$ ,  $b_e$  a distância do eixo do ligador mais afastado à borda do lado da solicitação,  $f_{vd}$  a resistência de cálculo ao corte na direcção das fibras,  $\alpha$  o ângulo de inclinação da força em relação às fibras e, por fim,  $h$  a altura total da secção transversal da peça principal.

### 7.3.2 Ligações com ligadores tipo cavilha

A filosofia base para a verificação da segurança nas ligações é a mesma da apresentada para os restantes elementos estruturais, nomeadamente no que respeita à determinação dos esforços/tensões actuantes. No entanto, à semelhança do que acontece no *EC5-1-1*, a determinação da capacidade resistente destes elementos é bastante diferente, sendo este um dos aspectos de mais difícil análise, em estruturas de madeira. Segundo a *NBR 7190*, os ligadores tipo cavilha mais frequentes no projecto de estruturas de madeira são: pinos metálicos (pregos e parafusos) e cavilhas. Importa desde já salientar o facto de no *EC5-1-1* as cavilhas serem consideradas como sendo de aço, ao contrário do que acontece no caso da *NBR 7190*, em que estas são consideradas como sendo de madeira. Relativamente a este tipo de ligadores, a *NBR 7190* recomenda que não seja utilizado apenas um ligador numa ligação, de forma a garantir uma melhor distribuição de esforços e segurança. Apresenta-se na Tabela 7.3, as especificações mínimas relativas à resistência característica do material e aos diâmetros mínimos dos ligadores tipo cavilha, considerados na *NBR 7190*.

A *NBR 7190* apresenta considerações diferenciadas em relação à rigidez, consoante a quantidade de ligadores presentes numa ligação. Desta forma, as ligações com dois ou três ligadores do tipo cavilha são consideradas como deformáveis, e portanto, a sua aplicação poderá apenas acontecer em estruturas isostáticas. No cálculo dos esforços considera-se que estas ligações são rígidas, no entanto, admite-se uma contra - flecha compensatória igual a no mínimo 1/100 do vão teórico da estrutura analisada. As ligações com quatro ou mais ligadores do tipo cavilha são consideradas rígidas desde que sejam respeitados os diâmetros de pré - furação especificados na Tabela 7.5. Caso contrário, considera-se a ligação como deformável.

Tabela 7.3 – Características mínimas para materiais usados nas ligações

Tipo de ligação	Resistência mínima	Diâmetro mínimo
<i>Prego</i>	$f_{yk} \geq 600 \text{ MPa}$	$\geq 3 \text{ mm}$
<i>Parafuso</i>	$f_{yk} \geq 240 \text{ MPa}$	$\geq 10 \text{ mm}$
<i>Cavilha</i>	Classe 60 ou madeira moles de $\rho_{ap} \leq 600 \text{ kg/m}^3$ impregnadas com resinas para aumentar a sua resistência	<b>Diâmetros permitidos</b>
		16mm
		18mm
		20mm

O cálculo da resistência de um pino metálico, segundo a *NBR 7190*, é fornecido em função de uma secção de corte. Assim, a resistência total de cada um destes ligadores corresponde à

soma da capacidade das várias secções de corte. Em ligações com oito pinos, no máximo, dispostos paralelamente ao esforço transmitido, a resistência total da ligação é dada através da soma da resistência de cada pino. No caso de ligações com mais de oito pinos, a *NBR 7190* considera uma redução da capacidade dos pinos, isto é, considera apenas oito pinos a trabalhar com a sua resistência plena e os restantes apenas com  $2/3$  da sua eficiência. Assim, nestes casos, a resistência da ligação é dada pela multiplicação do número efectivo de pinos ( $n_0$ ) pela resistência de um pino. Sendo  $n$  o número de pinos,  $n_0$  é dado através da seguinte expressão:

$$n_0 = 8 + \frac{2}{3}(n - 8) \quad (7.4)$$

A resistência de um pino, correspondente a uma dada secção de corte entre duas peças de madeira, é determinada, segundo a *NBR 7190*, em função das resistências ao esmagamento localizado ( $f_{ed}$ ) das duas peças de madeira interligadas, da resistência à rotura do pino metálico ( $f_{yd}$ ), do diâmetro do pino ( $d$ ) e de uma espessura convencional ( $t$ ). Em ligações constituídas por pinos em corte simples, Figura 7.3, considera-se  $t$  como sendo o menor valor entre as espessuras  $t_1$  e  $t_2$  de penetração do pino em cada um dos elementos ligados. No caso de ligações constituídas por pinos em corte duplo, Figura 7.4, o valor de  $t$  é obtido em função das espessuras das peças laterais ( $t_1$  e  $t_3$ ) e da peça central ( $t_2$ ), isto é,  $t$  é igual ao menor dos valores entre  $t_1$ ,  $t_2/2$  e  $t_3$ . No caso de parafusos deve ser observada a condição que relaciona o diâmetro do parafuso como o valor da espessura de cálculo, isto é,  $t \geq 2d$ . No caso de ligações pregadas esta relação corresponde a  $t \geq 5d$ , embora se possa admitir  $t \geq 4d$ , desde que  $d_0 = d_{ef}$ . Para o caso de ligações pregadas deve ainda ser garantido que o comprimento de penetração na peça que recebe a ponta do prego seja maior que  $12d$ , isto é,  $t_4 \geq 12d$  e ainda, que este comprimento apresente também valores superiores à espessura ( $t$ ) da peça mais delgada envolvida na ligação, isto é,  $t_4 \geq t$ .

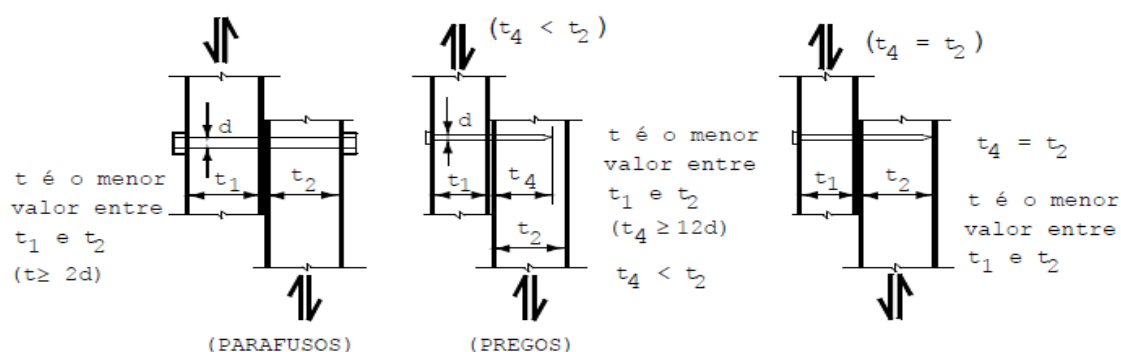


Figura 7.3 – Pinos em corte simples (NBR 7190, 1997)



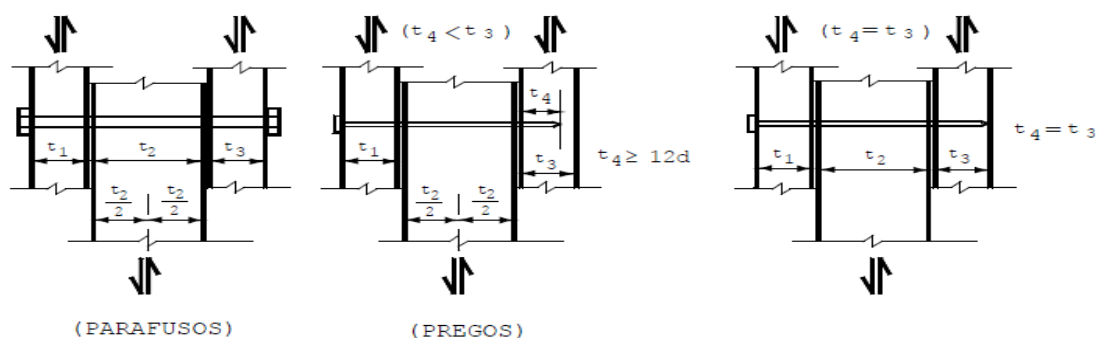


Figura 7.4 – Pinos em corte duplo (NBR 7190, 1997)

A *NBR 7190* determina que o valor de cálculo da resistência de um pino metálico correspondente a uma única secção de corte seja determinado em função do valor do parâmetro  $\beta$ , cujo valor é dado através da seguinte expressão:

$$\beta = \frac{t}{d} \quad (7.5)$$

Em que,  $t$  é a espessura convencional da madeira e  $d$  o diâmetro do pino, estabelecendo-se como valor limite e indicador do modo de rotura da ligação o valor  $\beta_{lim}$ , dado através da seguinte expressão:

$$\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ed}}} \quad (7.6)$$

O valor de cálculo  $R_{vd,1}$  da resistência de um pino, correspondente a uma única secção de corte, segundo a *NBR 7190* é dado em função da forma de ruptura esperada, isto é, consoante se trate de uma ruptura por esmagamento da madeira ou por flexão do pino, como se pode observar através da Tabela 7.4. No caso de ligações constituídas por pinos em corte duplo aplicam-se os mesmos critérios anteriores para a determinação da resistência correspondente a cada uma das secções de corte. Quando existirem ligações envolvendo peças de madeira e chapas de aço, a *NBR 7190* indica que a resistência de um pino, correspondente a uma dada secção de corte entre uma peça de madeira e uma peça de aço (Figura 7.5), é determinada pela menor das duas resistências, uma referente à ligação do pino com a madeira e outra à ligação do pino com a peça metálica. A determinação da resistência referente à ligação do pino com a madeira é feita com os mesmos critérios estabelecidos para a ligação de duas peças de madeira. A determinação da resistência do pino considerando o efeito pino – peça metálica é feita de acordo com as recomendações da *NBR 8800*.

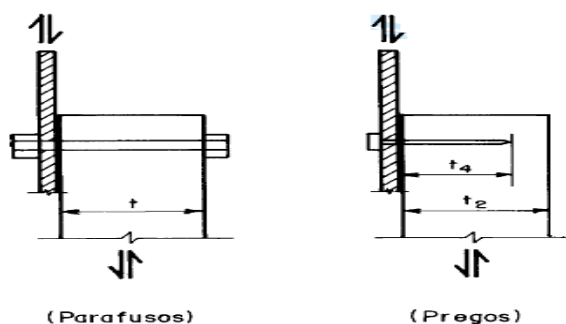


Figura 7.5 – Ligação entre peças de madeira e metálicas (NBR 7190, 1997)

À semelhança do que acontece no caso dos pinos, a resistência total de uma cavilha é dada pela soma das resistências correspondentes às suas diferentes secções de corte. No entanto, a *NBR 7190* indica que o valor de cálculo da resistência de uma cavilha, correspondente a uma dada secção de corte entre duas peças de madeira é determinado em função da resistência à compressão paralela da cavilha ( $f_{c0,d}$ ), considerada na flexão, da resistência à compressão normal da cavilha ( $f_{c90,d}$ ), considerada na segurança relativa ao seu esmagamento, do diâmetro da cavilha ( $d$ ) e de uma espessura convencional ( $t$ ). As espessuras consideradas tanto em ligações constituídas por cavilhas em corte simples como em corte duplo (Figura 7.6), são semelhantes às apresentadas anteriormente, no caso de ligações constituídas por pinos.

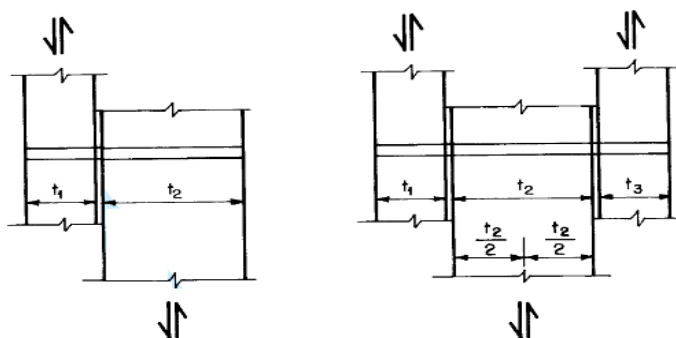


Figura 7.6 – Ligação com cavilhas corte simples e duplo (NBR 7190, 1997)

A *NBR 7190* determina que o valor de cálculo da resistência de uma cavilha correspondente a uma única secção de corte seja determinado, à semelhança do que acontece para o caso de pinos metálicos, em função do valor do parâmetro  $\beta$ . No entanto, o valor limite e indicador do modo de rotura da ligação ( $\beta_{lim}$ ), é neste caso, determinado através da seguinte expressão:

$$\beta_{lim} = \sqrt{\frac{f_{c0,d,cav}}{f_{c90,d,cav}}} \quad (7.7)$$

Em que,  $f_{c0,d,cav}$  representa o valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras da cavilha e  $f_{c90d,cav}$  o valor de cálculo da resistência à compressão normal da cavilha.

O valor de cálculo  $R_{vd,1}$  da resistência de cálculo da cavilha, correspondente a uma única secção de corte, segundo a *NBR 7190* é determinado consoante se trate de uma ruptura por esmagamento ou por flexão da cavilha, como se pode observar através da Tabela 7.4. No caso ligações constituídas por cavilhas em corte duplo, aplicam-se os mesmos critérios para a determinação da resistência correspondente a cada uma das secções de corte.

Tabela 7.4 - Resistência de um pino/cavilha correspondente a uma única secção de corte

	Esmagamento da madeira ( $\beta \leq \beta_{lim}$ )	Flexão do pino/cavilha ( $\beta > \beta_{lim}$ )
Resistência de um pino	$R_{vd,1} = 0,4 \frac{t^2}{\beta} f_{ed}$	$R_{vd,1} = 0,625 \frac{d^2}{\beta_{lim}} f_{yd}$
Resistência de uma cavilha	$R_{vd,1} = 0,4 \frac{t^2}{\beta} f_{c90d,cav}$	$R_{vd,1} = 0,4 \frac{d^2}{\beta_{lim}} f_{c0d,cav}$

Relativamente aos espaçamentos entre os elementos de uma ligação constituída por ligadores tipo cavilha, a *NBR 7190* recomenda os espaçamentos mínimos ilustrados na Figura 7.7.

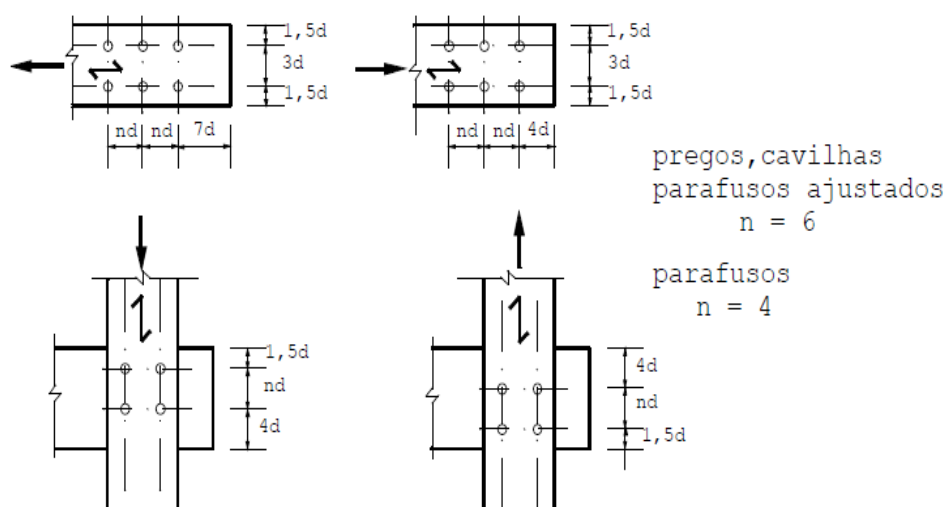


Figura 7.7 – Espaçamentos em ligações com pinos e cavilhas (NBR 7190, 1997)

Relativamente à pré – furação a *NBR 7190*, indica que no caso de ligações constituídas por ligadores tipo cavilha, deve obedecer-se às indicações apresentadas na Tabela 7.5, em que  $d_0$  corresponde ao diâmetro de pré – furação e  $d_{ef}$  ao diâmetro efectivo do elemento da ligação.

Tabela 7.5 – Pré – furação para ligações com pinos e cavilhas

Tipo de ligador	$d_0$	
<i>Pregos</i>	<i>Resinosas</i>	$d_0 = 0,85d_{ef}$
	<i>Folhosas</i>	$d_0 = 0,98d_{ef}$
<i>Parafusos</i>	$d_0 \leq d_{ef} + 0,5mm$	
<i>Cavilhas</i>	$d_0 = d_{ef}$	

#### 7.4 Diferenças/Semelhanças entre as Normas

No que diz respeito ao dimensionamento de ligações em estruturas de madeira, o *EC5-1-1* e a *NBR 7190* apresentam muitas diferenças. Embora utilizem o conceito de comportamento plástico para a formulação da resistência das ligações com ligadores do tipo cavilha, que dependem da resistência ao esmagamento da madeira e da resistência do ligador metálico, estabelecem metodologias muito distintas no que diz respeito à determinação da capacidade resistente das ligações. Toda a formulação apresentada no *EC5-1-1*, no que diz respeito ao dimensionamento de ligações em estruturas de madeira, é baseada no modelo de Johansen. Desta forma, toda a metodologia fornecida pelo *EC5-1-1* apresenta uma extensa fundamentação teórica, podendo ser aplicada a diversas situações. Esta é a grande diferença entre as duas normas, pois a *NBR 7190* não se baseia em modelos teóricos para a concepção da sua formulação de dimensionamento para ligações.

Segundo o *EC5-1-1*, com base no modelo de Johansen, são admitidos modos de rotura, e com base nestes, determinada a carga última correspondente, sendo que a carga última do ligador metálico será a menor dos valores obtidos. Este indica os modos de rotura possíveis para os diferentes tipos de ligação, e a cada um destes é associada uma equação que permite determinar a carga última correspondente, podendo a esta carga ser somada uma parcela devida à contribuição para a transmissão da carga por corte da capacidade resistente axial, que depende do tipo de ligador utilizado.

No que diz respeito à *NBR 7190*, o valor de cálculo da resistência de um ligador metálico, correspondente a uma única secção de corte, é determinado em função do valor do parâmetro  $\beta$ , expresso na Equação (7.5), e do parâmetro  $\beta_{lim}$ , expresso na Equação (7.6). Estabelecendo-se uma comparação entre estes dois parâmetros, identifica-se o tipo de cedência mais provável de ocorrer na ligação, isto é, rotura por esmagamento da madeira ou por flexão do ligador, determinando-se assim o valor de cálculo da resistência de um ligador. No caso de existirem ligações envolvendo peças de madeira com chapas de aço, a *NBR 7190* indica que a resistência de um ligador metálico, correspondente a uma dada secção de corte entre uma peça de madeira e uma peça de aço, é determinada pela menor das duas resistências, uma referente à ligação do ligador metálico com a madeira e outra à ligação do ligador metálico com a peça metálica. A determinação da resistência referente à ligação do

ligador com a peça de madeira é feita seguindo os mesmos critérios estabelecidos para a ligação de duas peças de madeira, no entanto, a determinação da resistência do ligador metálico com a chapa metálica é feita de acordo com as recomendações da *NBR 8800*. Note-se, que tal como referido na subsecção 7.3.2, o EC5-1-1 considera cavilhas de aço, ao contrário do que acontece na *NBR 7190*, que considera cavilhas de madeira, o que faz com que o valor da resistência de uma cavilha, segundo a *NBR 7190*, seja determinada em função da resistência à compressão paralela e normal da cavilha, seguindo os mesmos critérios considerados no caso de ligadores metálicos. Importa ainda salientar, que a *NBR 7190* apresenta a mesma formulação para ligações em corte simples e duplo, o que não acontece no caso do *EC5-1-1*, uma vez que este apresenta formulações diferentes para estes dois casos.

Outro dos aspectos de grande importância em termos de dimensionamento de ligações é a sua capacidade de carga global. Segundo o *EC5-1-1*, a capacidade de carga global de uma ligação com  $n$  filas de ligadores corresponde à soma algébrica da capacidade de carga das  $n$  filas, sendo que a capacidade de carga característica de uma fila obtêm-se a partir da capacidade de carga característica de um ligador e do número efectivo de ligadores. No que diz respeito a este aspecto, a *NBR 7190* indica que em ligações com 8 ligadores, no máximo, dispostos paralelamente ao esforço transmitido, a resistência total da ligação é dada pela soma da resistência de cada ligador. Em ligações com mais de 8 ligadores, já é considerada uma redução da capacidade dos ligadores, isto é, considera apenas 8 ligadores a trabalhar com a sua resistência plena e os restantes apenas com  $2/3$  da sua eficiência, sendo que nestes casos, a resistência da ligação é dada pela multiplicação do número efectivo de ligadores pela resistência de um ligador, tal como acontece no *EC5-1-1*. Note-se, que o *EC5-1-1* indica que o número efectivo de ligadores é determinado consoante o tipo de ligador, ao contrário do que da *NBR 7190*, que estabelece uma equação geral (Equação (7.4)), não dependente do tipo de ligador.

Para finalizar, nos casos em que as ligações transmitem uma força oblíqua em relação à direcção das fibras da madeira, as duas normas estabelecem um critério de verificação da segurança, no entanto, as metodologias adoptadas diferem. Em termos espaçamentos mínimos e pré – furação as duas normas estabelecem critérios muito diferentes. No que diz respeito aos espaçamentos mínimos estas diferenças podem ser observadas através da Figura 7.2, relativa ao *EC5-1-1*, e da Figura 7.7, relativa à *NBR 7190*. Relativamente à pré – furação, as diferenças podem ser observadas através da Tabela 7.1, relativa ao *EC5-1-1*, e da Tabela 7.5, relativa à *NBR 7190*.

## 8 ESTUDOS DE CASO

### 8.1 Pavimento

Nesta secção descreve-se o estudo e comparação de um caso de aplicação prática, que se refere à avaliação de um pavimento de madeira aos *ELU* e aos *ELS*, consoante os critérios estabelecidos pelo *EC5-1-1* e pela *NBR 7190*. Este estudo é feito obedecendo aos critérios de verificação dos estados limite. Optou-se por analisar um pavimento com 4 m de comprimento e 3 m de largura, em que as tábuas de solho assentam directamente nas vigas principais. Este tipo de pavimento é normalmente designado de soalho à portuguesa e encontra-se ilustrado na Figura 8.1.

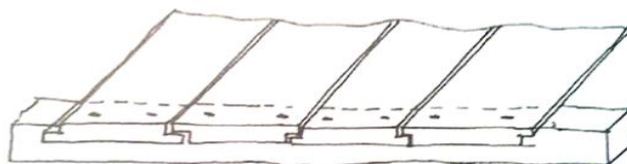


Figura 8.1 – Esquema de soalho à portuguesa (Martins, 2010)

Embora não se tenha especificado o tipo de madeira para a execução tanto dos vigamentos, como das tábuas de solho, adoptou-se uma madeira de espécie resinosa com uma classe de resistência *C18* de acordo com a norma *EN 338*, no caso do *EC5-1-1*. Relativamente à *NBR 7190*, adoptou-se uma madeira de espécie resinosa com uma classe de resistência *C20*. Os valores característicos correspondentes a estas classes de resistência são especificados na *EN 338:2003* – “*Structural timber – Strength classes*” e na *NBR 7190*. Importa ainda salientar que as resistências foram devidamente minoradas pelos coeficientes parciais de segurança ( $\gamma_m$ ) e pelo factor de modificação ( $k_{mod}$ ), como sugere o *EC5-1-1* e a *NBR 7190*. No caso do *EC5-1-1* adoptou-se uma classe de duração das cargas de média duração e a classe de serviço 2. No que diz respeito à *NBR 7190*, adoptou-se uma classe de duração das cargas de média duração e a classe de humidade 3, pois é que a que apresenta condições ambientais semelhantes em comparação com a classe de serviço 2 definida no *EC5-1-1*.

Relativamente ao cálculo das acções, considerou-se uma parcela das cargas permanentes relativa ao isolamento de  $0,1 \text{ KN/m}^2$  e relativa ao revestimento de  $0,08 \text{ KN/m}^2$ . Uma vez que o revestimento é composto pelo próprio soalho, foi necessário definir as características das tábuas de solho, adoptando-se para estas um comprimento ( $L$ ) de 40 cm e uma secção transversal de  $22 \times 2,2 \text{ cm}^2$ . Apresentam-se na Tabela 8.1, todas as acções consideradas para o cálculo do pavimento de madeira.

Tabela 8.1 – Acções consideradas no cálculo do pavimento de madeira

Acções		
Peso Próprio	<i>EC5</i>	3,8 [KN/m <sup>3</sup> ] (Vigas C18)
	<i>NBR 7190</i>	3,5 [KN/m <sup>3</sup> ] (Vigas C20)
Restantes Cargas Permanentes	<i>Isolamento</i>	0,1 [KN/m <sup>2</sup> ]
	<i>Revestimento inferior</i>	0,08 [KN/m <sup>2</sup> ]
Acções variáveis	<i>Sobrecarga</i>	2,0 [KN/m <sup>2</sup> ]

Relativamente à secção transversal das vigas principais adoptou-se inicialmente uma secção de  $6 \times 16 \text{ cm}$ , no entanto, esta secção sofreu uma alteração com o objectivo de verificar os estados limites exigidos, adoptando-se então uma secção transversal de  $10 \times 20 \text{ cm}$ .

No que diz respeito às combinações de acções, relativamente ao *EC5-1-1*, considerou-se para a verificação dos *ELU* a combinação fundamental e, para a verificação dos *ELS* a longo prazo a combinação quase – permanente. No caso da *NBR 7190*, considerou-se para a verificação dos *ELU* a combinação última normal e, para a verificação dos *ELS* a combinação de média duração. Note-se que na determinação da carga actuante no pavimento foram tidas em consideração todas as acções indicadas anteriormente. No caso do solho, a carga actuante foi determinada para uma tábua. No caso das vigas principais, a carga actuante determinou-se através do critério da faixa de influência. Apresentam-se na Tabela 8.2, os valores das cargas de dimensionamento obtidos para as tábuas de solho e para as vigas principais, consoante os critérios do *EC5-1-1* e da *NBR 7190*.

Tabela 8.2 – Cargas de dimensionamento

Cargas uniformemente distribuídas [KN/m]	
<i>Tábuas de solho</i>	
<b>EC5</b>	<b>NBR 7190</b>
1,34	1,4
<i>Viga principal</i>	
<b>EC5</b>	<b>NBR 7190</b>
1,3	1,32

Os esforços obtidos para acção conjunta das cargas permanentes e da acção da sobrecarga de utilização obtiveram-se a partir do programa de cálculo estrutural *Robot Structural Analysis*. Apresentam-se na Tabela 8.3, os esforços de dimensionamento obtidos para as tábuas de solho e para a viga principal. Note-se, que como se pode observar na Tabela 8.2, a carga de dimensionamento obtida para cada caso é muito semelhante e, por este motivo os esforços de dimensionamento determinaram-se a partir das cargas obtidas através dos critérios do *EC5-1-1*, pois apresentam valores superiores aos obtidos através dos critérios da *NBR 7190*.

Tabela 8.3 – Esforços de dimensionamento

Esforços de dimensionamento	
<i>Tábua de solho</i>	
$F_z$	$\pm 0,27 \text{ KN}$
$M_y$	$0,03 \text{ KNm}$
<i>Viga principal</i>	
$F_z$	$\pm 2,92 \text{ KN}$
$M_y$	$2,92 \text{ KNm}$

Por fim, é fundamental a definição de um sistema de eixos orientados das várias direcções a utilizar, principalmente devido à natureza anisotrópica da madeira sólida. Apresenta-se na Figura 8.2, o sistema de eixos adoptado.

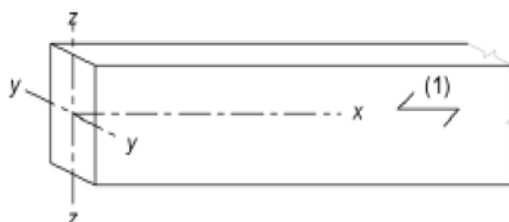


Figura 8.2 – Sistema de eixos: (1) – direcção das fibras (Martins, 2010)

### 8.1.1 Verificação dos ELU

A verificação dos *ELU* apresenta nesta subsecção segue os critérios estabelecidos pelo *EC5-1-1* e pela *NBR 7190*, apresentados no Capítulo 5 deste documento. Apresenta-se nas Tabelas 8.4 e 8.5, a percentagem de segurança (% *segurança*), determinada através da Equação (8.1), obtida consoante os critérios de verificação estabelecidos pelas duas normas, para as tábuas de solho e para as vigas principais, respectivamente.

$$\%segurança = \left(1 - \frac{\sigma_d}{f_d}\right) \times 100\% \quad (8.1)$$

Tabela 8.4 – Verificação dos *ELU* para as tábuas de solho

ELU	Tábuas de solho			
	EC5-1-1		NBR 7190	
	Verificação	Nível de segurança	Verificação	Nível de segurança
<i>Flexão</i>	Verifica	84,5%	Verifica	73,4%
<i>Corte</i>	Verifica	93,3%	Verifica	91,6%



Tabela 8.5 – Verificação dos *ELU* para as vigas principais

ELU	Viga principal			
	EC5-1-1		NBR 7190	
	Verificação	Nível de segurança	Verificação	Nível de segurança
<i>Compressão na direcção perpendicular às fibras</i>	Verifica	92,6%	Verifica	90,6%
<i>Flexão</i>	Verifica	60,4%	Verifica	31,9%
<i>Corte</i>	Verifica	73,2%	Verifica	67,0%
<i>Instabilidade por flexão torção</i>	Verifica	60,4%	Verifica	31,9%

### 8.1.2 Verificação dos ELS

A verificação dos ELS apresenta nesta subsecção segue os critérios estabelecidos pelo *EC5-1-1* e pela *NBR 7190*, apresentados no Capítulo 6 deste documento. Relativamente à determinação das deformações, por se tratar de vigas simplesmente apoiadas, utilizou-se a seguinte expressão:

$$w = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI} \quad (8.2)$$

Em que,  $q$  representa o carregamento que provoca a respectiva deformação. Apresentam-se na Tabelas 8.6, os valores das deformações a meio vão das vigas principais e a respectiva verificação da segurança consoante os critérios estabelecidos nas duas normas.

Tabela 8.6 – Deformações na viga principal

Viga principal					
Deformação [m]					
EC5			NBR 7190		
$w_{inst}$	Verificação	$w_{ftn}$	Verificação	$u_{ef}$	Verificação
0,008	Verifica	0,010	Verifica	0,002	Verifica

## 8.2 Viga de Cobertura

Nesta secção descreve-se o estudo e comparação de um caso de aplicação prática, que se refere à avaliação do comportamento de uma viga de cobertura de madeira aos *ELU* e aos *ELS*, consoante os critérios estabelecidos pelo *EC5-1-1* e pela *NBR 7190*. É ainda proposto um possível dimensionamento para uma ligação entre esta viga e outra viga dessa mesma cobertura, designada de viga secundária. Este estudo é feito obedecendo aos critérios de verificação dos estados limite. A Figura 8.3 ilustra o esquema genérico da cobertura.

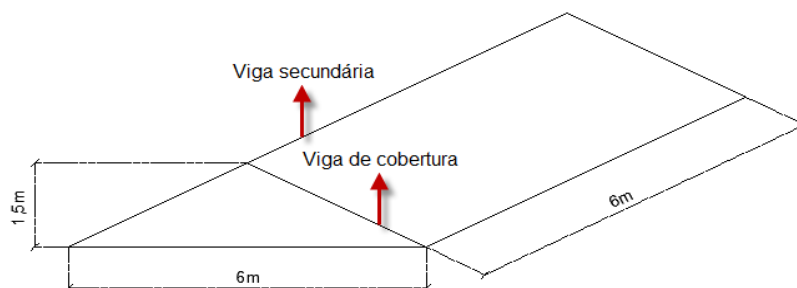


Figura 8.3 – Esquema genérico da cobertura

Tal como para o caso do pavimento, não se especificou o tipo de madeira para a execução da viga, no entanto, adoptou-se uma madeira de espécie resinosa com uma classe de resistência *C24* de acordo com a norma *EN 338*, no caso do *EC5-1-1*. Relativamente à *NBR 7190*, adoptou-se uma madeira de espécie resinosa com uma classe de resistência *C20*. Os valores característicos correspondentes a estas classes de resistência adoptadas são especificados na *EN 338* e na *NBR 7190*. Importa ainda salientar, que tal como para o caso do pavimento, as resistências foram devidamente minoradas pelos coeficientes parciais de segurança ( $\gamma_m$ ) e pelo factor de modificação ( $k_{mod}$ ), como sugere o *EC5-1-1* e a *NBR 7190*. No caso do *EC5-1-1* adoptou-se uma classe de duração das cargas de curta duração e a classe de serviço 2. No que diz respeito à *NBR 7190* adoptou-se uma classe de duração das cargas de curta duração e a classe de humidade 3, pois apresenta condições ambientais semelhantes comparando com a classe de serviço 2, definida no *EC5-1-1*.

Relativamente ao cálculo das acções, considerou-se uma parcela das cargas permanentes relativa aos elementos que constituem a cobertura (telhas, ripas, isolamentos e varas), de  $1 \text{ KN/m}^2$ . Apresentam-se nas Tabelas 8.7, todas as acções consideradas no cálculo da viga de cobertura.

Tabela 8.7 – Acções consideradas no cálculo da viga de cobertura

Acções		
Peso Próprio	<i>EC5</i>	4,2 [ $\text{KN/m}^3$ ] (Vigas C24)
	<i>NBR 7190</i>	3,5 [ $\text{KN/m}^3$ ] (Vigas C20)
Restantes Cargas Permanentes	<i>Elementos que constituem a cobertura (telhas, ripas, varas, isolamentos)</i>	1,0 [ $\text{KN/m}^2$ ]
Acções variáveis	<i>Sobrecarga</i>	0,4 [ $\text{KN/m}^2$ ]
	<i>Vento (na vertical)</i>	0,6 [ $\text{KN/m}^2$ ]

Relativamente à secção transversal da viga adoptou-se inicialmente uma secção de  $10 \times 20 \text{ cm}$ , no entanto, esta secção sofreu uma alteração com o objectivo de verificar os estados limites exigidos, adoptando-se então uma secção transversal de  $15 \times 30 \text{ cm}$ .

No que diz respeito às combinações de acções, relativamente ao *EC5-1-1*, considerou-se para a verificação dos *ELU* a combinação fundamental e, para a verificação dos *ELS* a longo prazo a combinação quase – permanente. No caso da *NBR 7190*, considerou-se para a verificação dos *ELU* a combinação última normal e, para a verificação dos *ELS* a combinação de longa duração. Note-se que na determinação da carga actuante na viga foram tidas em consideração todas as acções indicadas anteriormente através do critério da área de influência. Apresentam-se na Tabela 8.8, o valor da carga de dimensionamento obtido para a viga de cobertura, consoante os critérios do *EC5-1-1* e da *NBR 7190*.

Tabela 8.8 – Cargas de dimensionamento

Carga uniformemente distribuída [KN/m]	
<i>Viga de cobertura</i>	
EC5	NBR 7190
7,58	7.28

Apresentam-se na Tabela 8.9, os esforços de dimensionamento obtidos para a viga de cobertura, para a combinação de acções fundamental acção de variável de base sobrecarga, uma vez que é mais condicionante que a combinação de acções fundamental acção variável de base vento. Note-se, que como se pode observar na Tabela 8.8, a carga de dimensionamento obtida para cada caso é muito semelhante e, por este motivo os esforços de dimensionamento determinaram-se a partir da carga obtida através dos critérios do *EC5-1-1*, pois apresentam valor superior à obtida através dos critérios da *NBR 7190*.

Tabela 8.9 – Esforços de dimensionamento

Esforços de dimensionamento	
<i>Viga de cobertura</i>	
$F_x$	$\pm 5,18 \text{ KN}$
$F_z$	$\pm 10,36 \text{ KN}$
$M_y$	$8,69 \text{ KNm}$
$R_z$	$11,58 \text{ KN}$

### 8.2.1 Verificação dos ELU

A verificação dos *ELU* apresenta nesta subsecção segue os critérios estabelecidos pelo *EC5-1-1* e pela *NBR 7190*, apresentados no Capítulo 5 deste documento. Apresenta-se na Tabela 8.10, a percentagem de segurança (% *segurança*), obtida consoante os critérios de verificação estabelecidos pelas duas normas, para a viga de cobertura estudada.

Tabela 8.10 – Verificação dos *ELU* para a viga de cobertura

ELU	Viga de cobertura			
	EC5-1-1		NBR 7190	
	Verificação	Nível de segurança	Verificação	Nível de segurança
<i>Tracção paralela às fibras</i>	Verifica	98,7%	Verifica	98,0%
<i>Compressão paralela às fibras</i>	Verifica	99,9%	Verifica	98,0%
<i>Compressão com ângulo com as fibras</i>	Verifica	75,6%	Verifica	72,9%
<i>Flexão</i>	Verifica	77,0%	Verifica	40,0%
<i>Corte</i>	Verifica	70,2%	Verifica	48,5%
<i>Flexão composta com tracção</i>	Verifica	75,4%	Verifica	38,0%
<i>Flexão composta com compressão</i>	Verifica	76,7%	Verifica	40,0%
<i>Instabilidade por flexão torção</i>	Verifica	76,7%	Dispensa verificação	

### 8.2.2 Verificação dos ELS

A verificação dos *ELS* apresenta nesta subsecção segue os critérios estabelecidos pelo *EC5-1-1* e pela *NBR 7190*, apresentados no Capítulo 6 deste documento. Relativamente à determinação das deformações, por se tratar de vigas simplesmente apoiadas, utilizou-se a Equação (8.2), tal como no caso do pavimento. Apresentam-se na Tabelas 8.11, os valores das deformações a meio vão da viga de cobertura e a respectiva verificação da segurança consoante os critérios estabelecidos nas duas normas.

Tabela 8.11 – Deformações na viga de cobertura

Viga de cobertura					
Deformação [m]					
EC5			NBR 7190		
$w_{inst}$	Verificação	$w_{ftn}$	Verificação	$u_{ef}$	Verificação
0,0027	Verifica	0,006	Verifica	0,004	Verifica

### 8.2.3 Dimensionamento da ligação

Para a ligação entre a viga de cobertura estudada e a viga secundária, adoptou-se uma ligação com ligadores tipo cavilha, especificamente, parafusos de enroscar, através de uma ligação madeira - aço. Este tipo de ligadores apresentam muitas semelhanças com os pregos, no entanto, dispõem de rosca em todo ou parte do seu comprimento, o que faz com que a capacidade resistente axial melhore significativamente. Relativamente à sua aplicação, estes podem ser aplicados manualmente ou mecanicamente, com ou sem pré – furação.

Relativamente às propriedades mecânicas mais relevantes para o dimensionamento desta

ligação, adoptaram-se, no caso do *EC5-1-1*, parafusos *M6* da classe 6.8. A *NBR 7190* não permite adoptar para este tipo de ligadores diâmetros inferiores a *10 mm*, por este motivo, para o dimensionamento da ligação através dos critérios estabelecidos pela *NBR 7190*, adoptaram-se inicialmente parafusos com este diâmetro. No que diz respeito ao comprimento dos parafusos adoptou-se um comprimento de *50 mm*. Apresentam-se na Tabela 8.12, o número de ligadores necessários aplicar na ligação, obtidos consoante os critérios de dimensionamento estabelecidos pelo *EC5-1-1* e pela *NBR 7190*. Importa ainda salientar, que esta ligação foi dimensionada para resistir a uma força  $R_z = 11,58 \text{ KN}$ .

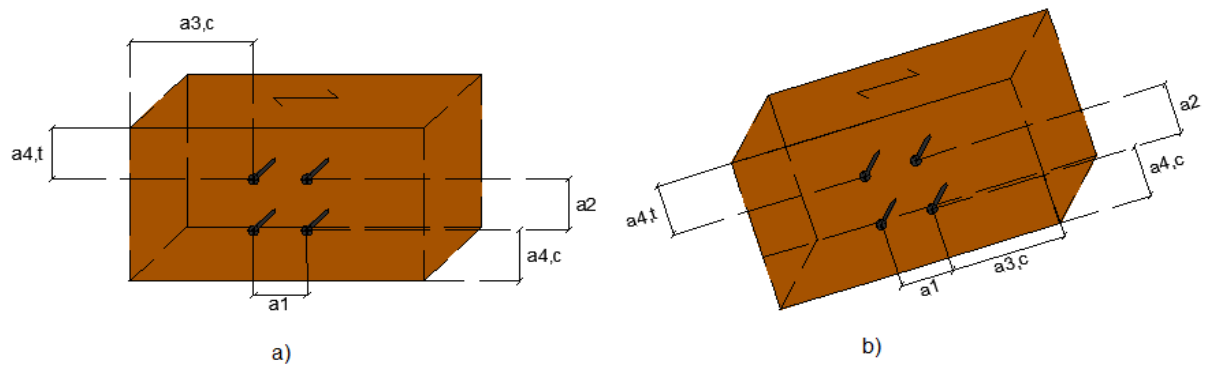
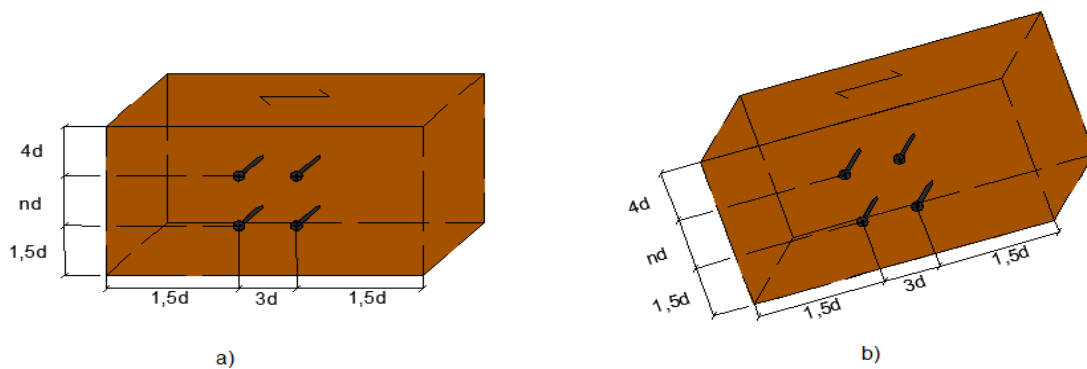
Tabela 8.12 – Número de ligadores (*n*)

Número de Ligadores ( <i>n</i> )			
EC5		NBR7190	
Viga de cobertura	Viga Secundária	Viga de cobertura	Viga Secundária
<i>n</i> = 2,6	<i>n</i> = 2,6	<i>n</i> = 8,3	<i>n</i> = 4,5

Como se pode observar através da Tabela 8.12, no caso do *EC5-1-1* são necessários 3 parafusos de enroscar, na ligação da chapa com a viga de cobertura e com a viga secundária. No entanto, para o dimensionamento desta ligação, adoptaram-se 4 parafusos de enroscar, dispostos em 2 filas com 2 parafusos cada, de forma a tornar esta disposição mais uniforme. Note-se, que a principal diferença entre a viga de cobertura e a viga secundária, encontra-se na verificação dos espaçamentos mínimos entre os parafusos e entre os parafusos e o topo e bordas do elemento de madeira, uma vez que o ângulo que força faz com as fibras da madeira difere para as duas vigas. Relativamente ao número de parafusos de enroscar necessários no caso da *NBR 7190*, estes diferem nos casos da ligação da chapa com a viga de cobertura e com a viga secundária. No entanto, com o objectivo de adoptar o mesmo número de ligadores que no caso do *EC5-1-1*, procedeu-se ao aumento do diâmetro dos parafusos de enroscar de *10 mm* para *12 mm*. Apresentam-se na Tabelas 8.13 e nas Figura 8.4 e 8.5, os espaçamentos mínimos determinados consoante os critérios de dimensionamentos das duas normas.

Tabela 8.13 – Espaçamentos mínimos determinados pelo *EC5-1-1* e pela *NBR 7190*

Espaçamentos mínimos [mm]							
EC5				NBR 7190			
Viga de cobertura		Viga secundária		Viga de cobertura		Viga secundária	
$a_1$	21	$a_1$	24	$Viga de cobertura$		$Viga secundária$	
$a_2$	24	$a_2$	24	<b>4d</b>	48	<b>4d</b>	48
$a_{3,c}$	6	$a_{3,c}$	7	<b>nd</b>	48	<b>nd</b>	48
$a_{4,t}$	22	$a_{4,t}$	24	<b>1,5d</b>	18	<b>1,5d</b>	18
$a_{4,c}$	18	$a_{4,c}$	18	<b>3d</b>	36	<b>3d</b>	36

Figura 8.4 – Esquema dos espaçamentos segundo o *EC5-1-1*Figura 8.5 – Esquema dos espaçamentos segundo a *NBR 7190*

Relativamente aos espaçamentos finais adoptou-se a disposição ilustrada na Figura 8.6. Note-se que esta disposição cumpre com os espaçamentos mínimos determinados consoante cada uma das normas.

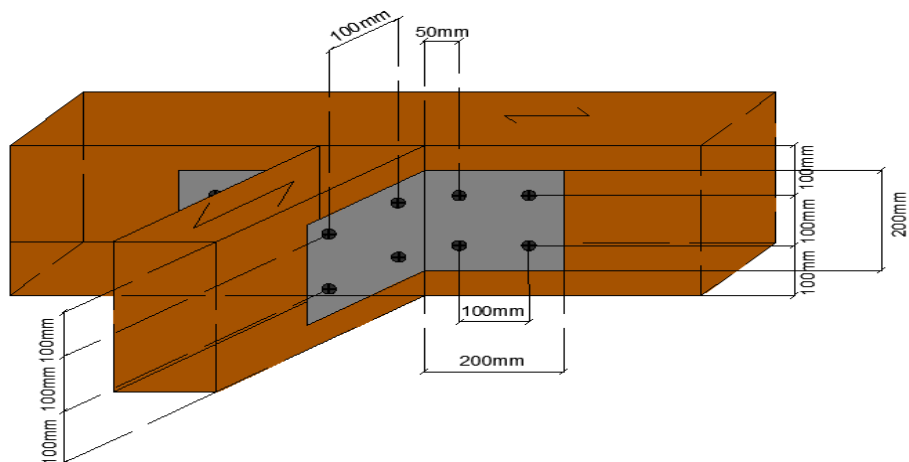


Figura 8.6 – Espaçamentos finais adoptados

### 8.3 Análise de Resultados

Relativamente ao dimensionamento aos *ELU* e aos *ELS*, no que diz respeito aos dois exemplos de aplicação considerados neste capítulo, conclui-se que em ambos casos existe segurança. No entanto, comparando os resultados obtidos verificam-se algumas diferenças entre as normas que devem ser tidas em consideração.

Antes de avançar para a análise dos resultados propriamente dita, importa fazer referência a algumas simplificações assumidas. Relativamente às acções consideradas no dimensionamento tanto do pavimento como da viga de cobertura, assumiu-se os mesmos valores para o *EC5-1-1* e para *NBR 7190*. Num dimensionamento mais rigoroso, as acções a considerar no caso da *NBR 7190*, deveriam ser obtidas através do exposto na *NBR 8681*. No entanto, assumiu-se esta simplificação com o objectivo de tornar a comparação entre as normas, em termos de critérios de segurança, a mais próxima possível. No que diz respeito às cargas obtidas, foram tidas em consideração as combinações de acções consideradas em cada uma das normas, no entanto, como se obtiveram valores semelhantes, consideraram-se apenas os valores superiores para a determinação dos esforços de dimensionamento.

No que diz respeito ao dimensionamento aos *ELU*, o nível de segurança obtido através dos critérios estabelecidos no *EC5-1-1*, apresenta em todos os casos, valores superiores aos obtidos através dos critérios estabelecidos na *NBR 7190*. Um dos aspectos que está na origem destes resultados é a classe de resistência adoptada, uma vez que não foi possível adoptar uma classe que apresentasse valores iguais das propriedades físicas e mecânicas para ambas as normas. Tal deve-se ao facto das normas apresentarem diferenças significativas no que diz respeito a este aspecto. Com o objectivo de tornar análise e comparação dos resultados o mais exacta possível, adoptaram-se classes de resistência o mais semelhantes possíveis, no entanto, com valores característicos das propriedades físicas e mecânicas inferiores no caso da *NBR 7190*, o que contribuiu para níveis de segurança inferiores. Outro dos aspectos que contribuiu de forma significativa para estes resultados tem a ver com os coeficientes parciais de segurança e com o factor de modificação. Relativamente aos coeficientes parciais de segurança o *EC5-1-1* apresenta valores inferiores comparativamente com a *NBR 7190*. No que diz respeito ao factor de modificação, o *EC5-1-1* apresenta valores superiores aos obtidos pela *NBR 7190*, tanto para o dimensionamento do pavimento como para o dimensionamento da viga de cobertura. A conjugação destes dois factores provoca uma diminuição das propriedades resistentes da madeira, no entanto, esta diminuição é maior no caso da *NBR 7190*, provocando níveis de segurança inferiores.

Relativamente ao dimensionamento aos *ELS*, obtiveram-se deformações finais diferentes para as duas normas. Estas diferenças resultam principalmente do facto da fluência do material ser considerada de uma forma diferente nas duas normas, isto é, através do coeficiente de

deformação no caso do *EC5-1-1* e, através do módulo de elasticidade efectivo no caso da *NBR 7190*. Segundo o *EC5-1-1*, as deformações finais são obtidas a partir das deformações instantâneas através do coeficiente de deformação. No caso da *NBR 7190*, não se faz distinção entre deformações instantâneas e finais, determinando-se as deformações finais tendo em consideração o efeito da fluência, através do módulo de elasticidade efectivo.

Por fim, no que diz respeito ao dimensionamento da ligação, observaram-se grandes diferenças entre as normas. Relativamente ao número de ligadores necessários para garantir a segurança da ligação, a *NBR 7190* apresentou um número de parafusos superior ao *EC5-1-1*. Em termos de metodologia de determinação da capacidade resistente de ligações, tal como referido no Capítulo 7, as duas normas apresentam muitas diferenças, o que pode desde já justificar tal discrepância de resultados. No entanto, existe um aspecto que condiciona significativamente os resultados obtidos em termos de *NBR 7190*, que deve ser tido em consideração. Na determinação da resistência de um ligador a *NBR 7190* considera um “coeficiente de minoração” de 0,4 que se aplica na força resistente da ligação depois de efectuado todo o processo de ponderação da resistência ao esmagamento localizado. Este coeficiente provoca uma diminuição significativa da resistência do ligador, aumentando o número de ligadores necessários na ligação. Caso a *NBR 7190* permitisse a não utilização deste coeficiente o número de parafusos necessários reduziria significativamente, aproximando-se mais dos valores obtidos através do *EC5-1-1*.

Outro dos aspectos que condiciona directamente o número de ligadores necessários numa ligação é o seu respectivo diâmetro. No dimensionamento segundo o *EC5-1-1* adoptaram-se diâmetros de 8 mm, optando-se por uma disposição composta por 2 filas com 2 ligadores cada. No dimensionamento segundo a *NBR 7190* adoptaram-se inicialmente diâmetros de 10 mm, não sendo possível com este diâmetro, adoptar a mesma disposição adoptada no caso do *EC5-1-1*. Por este motivo, aumentou-se o diâmetro de 10 mm para 12 mm e assumiu-se a mesma disposição nos dois casos. Note-se, que em termos de espaçamentos mínimos as duas normas também apresentam muitas diferenças em termos de critérios de determinação dos mesmos, daí a diferença de resultados obtidos. No entanto, adoptou-se uma disposição final que garantisse os espaçamentos mínimos exigidos por cada norma.



## 9 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Da análise realizada neste trabalho pode claramente afirmar-se que em termos de estruturação as duas normas são muito semelhantes, no entanto existem algumas diferenças no que diz respeito ao conteúdo apresentado por cada uma das suas secções e anexos, sendo que aparentemente a *NBR 7190* trata alguns aspectos de uma forma menos detalhada que o *EC5-1-1*, o que faz com que se possam ter algumas dúvidas aquando da sua análise. Ambas as normas associam os estados limite (*ELU* e *ELS*) a situações de projecto, no entanto, em termos de definição das situações de projecto estas diferem consideravelmente. Relativamente à classificação das acções e combinação das mesmas, as normas são em tudo semelhantes, encontrando-se diferenças essencialmente em termos de terminologia e formulação. A principal semelhança entre as normas, no que diz respeito às bases para a análise estrutural, é referente ao cálculo da estabilidade, uma vez que ambas consideram que este cálculo se realiza aos estados limite em conjunto com o método dos coeficientes parciais, o que permite corrigir as acções actuantes e as propriedades de resistência e de rigidez dos materiais de forma a ter em consideração o seu carácter probabilístico.

Relativamente aos critérios de dimensionamento aos *ELU* e aos *ELS*, ambas as normas apresentam maioritariamente semelhanças, no entanto existem algumas diferenças que devem ser realçadas. Em termos de *ELU* as principais diferenças têm a ver com a metodologia adoptada para a verificação da estabilidade de elementos comprimidos e de vigas em flexão. Segundo o *EC5-1-1* os critérios de verificação da estabilidade destes tipos de elementos são baseados nas curvas de encurvadura, ao contrário do que acontece para a *NBR 7190*, que no caso de elementos comprimidos, apresenta uma metodologia que depende do coeficiente de esbelteza, sendo através deste que se definem peças curtas, mediamente esbeltas e esbeltas e, consoante o tipo de peça, é verificada a segurança através da metodologia apresentada na subsecção 5.3.10. Importa ainda salientar, que relativamente à verificação da segurança de vigas em flexão, a *NBR 7190* indica que esta pode ser dispensada caso se verifiquem as condições indicadas na subsecção 5.3.11. No que diz respeito aos *ELS* as principais diferenças são relativas à verificação do estado limite de deformação, uma vez que, apesar de ambas terem em consideração aspectos relacionados com a duração das cargas, fluência e classes de serviço, estes são considerados no cálculo das deformações de forma diferente, isto é, através de um coeficiente de deformação no caso do *EC5-1-1* e, através do módulo de elasticidade efectivo no caso da *NBR 7190*.

No que toca à determinação das propriedades dos materiais e ao esquema de controlo de qualidade que garanta que as peças estruturais possuam características físicas e mecânicas

totalmente compatíveis com as disposições de projecto as duas normas apresentam muitas semelhantes, no entanto, em termos de definição das classes de resistência existem muitas diferenças entre elas, não só em termos de propriedades físicas e mecânicas, mas também em termos de terminologia. Outra das diferenças considerável entre as normas, no que diz respeito às propriedades dos materiais, tem a ver com a forma como a influência do teor de água, do tempo de duração das acções e do comportamento da madeira à fluência são considerados no dimensionamento de estruturas de madeira. Segundo o *EC5-1-1* estes aspectos são considerados através dos factores  $k_{mod}$  e  $k_{def}$ , designados de factor de modificação (definido com base na duração da carga, na classe de serviço e no tipo de material) e de deformação (definido com base na classe de serviço e no tipo de material), respectivamente. Segundo a *NBR 7190* estes aspectos são considerados através do factor de modificação ( $k_{mod}$ ), tal como no *EC5-1-1*, e pelo módulo de elasticidade efectivo ( $E_{c0,ef}$ ), no entanto, o coeficiente de modificação neste caso é definido através do produto de 3 coeficientes ( $k_{mod,1}$ ,  $k_{mod,2}$  e  $k_{mod,3}$ ), em que  $k_{mod,1}$  tem em conta a duração do carregamento e o tipo de material,  $k_{mod,2}$  a classe de humidade e o tipo de material e, por fim,  $k_{mod,3}$  tem em consideração o tipo de madeira (1ª ou 2ª categoria), sendo esta a principal diferença entre as normas.

É em termos de critérios de dimensionamento de ligações que se encontram as principais diferenças entre estas normas. Relativamente a este aspecto, embora as duas normas utilizem o conceito de comportamento plástico para a formulação da resistência ao esmagamento da madeira e da resistência à flexão do ligador metálico, estabelecem metodologias muito distintas no que diz respeito à determinação da capacidade resistente das ligações. Ao contrário do que acontece no *EC5-1-1*, em que a metodologia fornecida por este é baseada no modelo de Johansen, formulação baseada numa análise plástica limite, no caso da *NBR 7190*, esta não se baseia em modelos semelhantes. É adoptada uma abordagem bastante mais simplificada, e que provoca uma sub – utilização das propriedades dos materiais, como se pode observar através da ligação dimensionada neste trabalho. Também no que diz respeito à capacidade de carga global de uma ligação, as duas normas diferem, uma vez que a capacidade de carga característica de uma fila de ligadores é determinada de uma forma diferente consoante cada uma das normas.

De forma a dar continuidade a este estudo, com o objectivo de o melhorar, seria importante, realizar uma análise mais profunda dos Capítulos 4 e 7, uma vez que, é nestes que se encontram as principais diferenças entre o *EC5-1-1* e a *NBR 7190* e, realizar o dimensionamento de uma estrutura de madeira globalmente consoante os critérios estabelecidos pelas duas normas, uma vez que neste documento fez-se apenas uma análise de dois exemplos de aplicações muito simples, que apesar de apresentarem resultados que permitem tecer já algumas considerações importantes em termos de dimensionamento, devem ser completados por um estudo mais elaborado e criterioso.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2011). “História da Normalização Brasileira”. ABNT, São Paulo, Brasil.
- ABNT@ (2011). <http://www.abnt.org.br/>. Associação Brasileira de Normas Técnicas (página internet oficial), São Paulo, Brasil.
- Almeida, Pedro A. de Oliveira, Fusco, Péricles B., Júnior, Carlito C. (1996). “Norma de Projectos de Estrutura de Madeira”. Boletim Técnico da Escola Politécnico da USP, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, Brasil.
- Coutinho, Joana de Sousa (1996). “Madeiras”. Materiais de Construção 1, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Cruz, Helena (2007). “Estruturas de madeira lamelada colada em Portugal. Instrumentos para a garantia da qualidade”. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Série II, nº1.
- Dias, Alfredo M. P. G. (2009). “Estruturas de Madeira e Alvenaria”. Apontamentos de apoio 2009/2010, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Dias, Tiago I. de Moura P. (2008). “Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural”. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Dias, Alfredo, Cruz, Helena, Machado, José S., Custódio, João E. P., Palma, Pedro M. C. (2009). “Avaliação, Conservação e Reforço de Estruturas de Madeira”. VERLAG DASHOFER EDIÇÕES PROFISSIONAIS, UNIP., LDA., 1ª edição, Lisboa, Portugal.
- Domone, P. J. L. e Illston, J. M. (2002). “Construction Materials. Their nature and behaviour”. SPON PRESS, Tayloe & Francis Group, third edition, London and New York.
- Eurocódigo 0, NP - EN 1990 (2009). “Bases para o Projecto de Estruturas”. CEN.
- Eurocódigo 1, NP - EN 1991 (2009). “Acções em Estruturas – Parte1-1: Acções Gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”. CEN.
- Eurocódigo 5, NP - ENV 1995 (1998). “Projecto de Estruturas de Madeira – Parte1-1: Regras gerais e regras para edifícios”. CEN.
- Eurocode 5, prEN 1995 (2003). “Design of timber structures – Part1-1: General – Common rules and rules of buildings”. CEN.
- EN 338 (2009). “Structural timber – Strength classes”. CEN.
- Gesualdo, Francisco A. R. (2003). “Estruturas de Madeira. Notas de Aula”. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia.
- Green, David. W. (1999). “Wood Handbook – Wood as na engenieering material”. Forest Products Laboratory, USDA Forest Service, Madison, Wisconsin.
- IPQ@ (2011). [http://www.ipq.pt/backhtmlfiles/ipq\\_mei.htm](http://www.ipq.pt/backhtmlfiles/ipq_mei.htm). Instituto Português da Qualidade (página internet oficial), Caparica, Portugal.
- Júnior, Carlito C. & Logsdon, Norman B. (2002). “Influência da Humidade nas Propriedades

- de Resistência e Rigidez da Madeira”. Caderno de Engenharia de Estruturas, n.18, p. 77-107, São Carlos, Brasil.
- Júnior, Carlito C. & Molina, Julio C. (2010). “Coberturas em estruturas de madeira: exemplos de cálculo.”. Editora Pini Ltda, 1ª edição/1ª tiragem, São Paulo, Brasil.
- LNEC@ (2011). <http://www.lnec.pt/>. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (página internet oficial), Lisboa, Portugal.
- Martins, Tomás F. R. M. (2010). “Dimensionamento de Estruturas de Madeira. Coberturas e Pavimentos”. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Mendes, Paulo M. F. de Castro (1994). “Ligações em Estruturas de Madeira. Tecnologia e Dimensionamento de Acordo com o Eurocódigo 5”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Moraes, Poliana D., Szucs, Carlos A., Terezo, Rodrigo F., Valle, Ângela (2008). “Estruturas de Madeira”. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil.
- Muzardo, Cassiane D., Pinheiro, Libânio M., Santos, Sandro P. (2003). “Bases para cálculo – Capítulo 6”. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Brasil.
- NBR 7190 (1997). “Projecto de Estruturas de Madeira”. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil.
- Negrão, João & Faria, Amorim (2009). “Projecto de Estruturas de Madeira”. Publindústria, Produção de Comunicação, Lda, Porto, Portugal.
- Oliveira, Elbio S. (2008). “Comparação entre três referências normativas para o dimensionamento de ligações aparafusadas em madeira”. Tese para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil.
- Vilarinho, Tiago C. (2009). “Análise de Robustez de Estruturas de Madeira Tradicionais”. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Zenid, Geraldo J. “Madeira na Construção Civil”. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, Brasil.