

**Estudo de soluções de reabilitação e reforço de
pavimentos de madeira**

Madalena Barosa Vilela Pereira

Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador

Professor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Júri

Presidente: Professor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Professor Augusto Martins Gomes

Outubro de 2017

Resumo

Até ao início do séc. XX, a madeira era um material estrutural presente nos edifícios portugueses e grande parte desses sistemas estruturais ainda duram até hoje.

É fundamental incentivar a prática da reabilitação cuidada, associada à necessidade de preservar o património arquitetónico e contribuir para uma construção mais sustentável.

Nesta dissertação demonstrou-se a viabilidade de reabilitação dos elementos estruturais dos pavimentos antigos em madeira, desenvolvendo uma visão global das várias metodologias de reforço existentes para a resolução das anomalias identificadas.

Para que possa ser feita uma avaliação das soluções existentes e do respetivo dimensionamento, é facultado ao leitor as bases teóricas fundamentais necessárias para a interpretação de um caso de estudo real e verificação da sua segurança, de acordo com a regulamentação utilizada – Eurocódigo 5 – Parte 1.1.

Com a finalidade de ilustrar a metodologia apresentada, serão apresentados dois casos de estudo acompanhados ao longo da dissertação, onde os processos de reabilitação estrutural de pavimentos em madeira tiveram um papel de destaque, procurando dar a conhecer um pouco da sua morfologia e esclarecendo, em simultâneo, de que modo são avaliadas as várias alternativas de intervenções de reabilitação.

Em suma, o objetivo principal é de expor, num contexto real, de que forma deve ser abordada a reabilitação de uma estrutura de madeira e quais as fases deste processo que contribuem para a correta verificação da estabilidade das estruturas de madeira.

Palavras-chave: reabilitação, Eurocódigo 5, pavimentos estruturais, estruturas de madeira, ligações metálicas, anomalias

Abstract

Until the beginning of the 20th century, wood was “the” structural material present in Portuguese buildings and has proved to be a material with excellent mechanical characteristics and durability, when preserved correctly.

It is essential to encourage the practice of careful rehabilitation, associated with the need to preserve the architectural heritage and contribute to a more sustainable construction.

This study intends to demonstrate the viability of rehabilitation of the structural elements of old timber pavements, developing an overview of the various reinforcement methods available to solve several identified structural anomalies.

In order to make a careful evaluation of existing solutions and their design, the reader is provided with the basic theoretical bases necessary for the interpretation of a real case study and verification of its safety, in accordance with the regulations used: EN 1995-1-1 Design of timber structures – Part 1-1: General – Common Rules and Rules for Buildings.

To illustrate the presented methodology, two case studies, where the structural rehabilitation processes of timber pavements played a prominent role, are presented. A brief description of the morphology of these 2 cases is made and is also reported how the rehabilitation interventions alternatives were evaluated.

In short, the main objective is to set out, in a real context, how the rehabilitation of a timber structure should be approached and which phases of this process contribute to the correct verification of the stability of the final timber structures.

Key words: timber structures, rehabilitation, Eurocode 5, structural pavements, anomalies, metal connections

Agradecimentos

Começo por expressar o meu profundo agradecimento a todos os meus colegas que de uma forma ou de outra contribuíram para a execução desta obra através das suas opiniões e sugestões.

Ao meu orientador, o professor Luís Guerreiro, agradeço toda a disponibilidade e interesse que demonstrou durante a realização deste trabalho e a prontidão com que sempre me recebeu para resolver qualquer problema.

Ao Engenheiro Miguel Morais Sarmento da Alves Ribeiro, e à Engenheira Catarina Custódio, da Reabilita, por me possibilitarem o acompanhamento das Obras do Palacete Faria e do edifício da Rua da Esperança do Cardal, respetivamente, os dois casos de estudo fundamentais para o enriquecimento desta obra.

Novamente à Engenheira Catarina Custódio e ainda ao Engenheiro Paulo Oliveira (Alves Ribeiro), por me acompanharem regularmente nas visitas às obras, pela paciência e disponibilidade a qualquer dúvida que tivesse sobre as mesmas, que constituíram o ponto chave da minha dissertação.

Um agradecimento especial ao Eng.º João Vilela pelas sugestões preciosas de anos de experiência na profissão e pela paciência infindável de pai.

A paciência agradeço de resto a toda a minha família e amigos próximos, por me incentivarem nos momentos em que perdi o ritmo ou a motivação.

Índice

1.	Introdução.....	1
1.1	Objectivo da dissertação	1
1.2	Organização da dissertação.....	2
2.	Madeira como material estrutural.....	3
2.1	Aspectos gerais	3
2.2	Propriedades físicas da madeira.....	4
2.2.1	Massa volúmica aparente.....	4
2.2.2	Teor em água e higroscopicidade	4
2.2.3	Retractilidade.....	5
2.2.4	Resistência ao fogo	6
2.3	Propriedades mecânicas da madeira.....	6
2.3.1	Esforços axiais paralelos ao fio.....	6
2.3.2	Esforços axiais perpendiculares ao fio.....	7
2.3.3	Flexão	7
2.3.4	Corte.....	8
2.3.5	Fluência	8
2.4	Factores que influenciam as propriedades da madeira	8
3.	Regulamentação	9
3.1	Considerações básicas de projecto	9
3.1.1	Acções e combinações de acções.....	9
3.1.2	Classes de serviço e de duração das acções.....	9
3.2	Classes de qualidade e resistência da madeira.....	11
3.3	Verificações de segurança	12
3.3.1	Estados-Limite Últimos.....	12
3.3.2	Estados-Limite de Utilização	15
4.	Ligações	19
4.1	Introdução.....	19
4.2	Tipos de ligações.....	19
4.2.1	Ligações entalhadas.....	19
4.2.2	Ligadores tipo Cavilha	19
4.2.3	Ligadores planos	22
4.2.4	Critérios de seleção.....	22
4.3	Dimensionamento de ligações	23
4.3.1	Resistência ao esmagamento localizado	23
4.3.2	Momento plástico do ligador	25
4.3.3	Funcionamento ao arranque	25
4.3.4	Interação entre corte e arranque.....	26
4.3.5	Capacidade resistente dos ligadores e chapas metálicos	26

4.3.6	Espaçamentos mínimos	28
4.4	Teoria de Johansen.....	29
4.4.1	Corte Simples	30
4.4.2	Corte duplo	33
5.	Reabilitação de pavimentos de madeira	37
5.1	Enquadramento histórico	37
5.2	Reabilitar ou construir?.....	37
5.2.1	Características dos pavimentos em edifícios antigos	38
5.3	Principais anomalias nos pavimentos de madeira	39
5.3.1	Secção insuficiente.....	40
5.3.2	Deformação excessiva	40
5.3.3	Problemas nos apoios	40
5.3.4	Falha nas ligações.....	40
5.3.5	Encurvadura	41
5.3.6	Variações dimensionais - Fendas e Empenos	41
5.3.7	Deficiente conceção estrutural	41
5.3.8	Alterações introduzidas com intervenções anteriores.....	42
5.4	Principais soluções.....	42
5.4.1	Aumento de secção dos elementos	43
5.4.2	Reforço dos pavimentos – redução da deformabilidade	43
5.4.3	Reforço dos apoios.....	44
5.4.4	Substituição de troços de madeira danificados	45
5.4.5	Pavimentos mistos - Madeira-Betão	47
5.4.6	Pavimentos mistos - Madeira-Aço.....	48
6.	Casos de estudo.....	49
6.1	Edifício de Habitação – Rua da Esperança do Cardal, 11.....	49
6.1.1	Introdução e enquadramento geral	49
6.1.2	Verificações aos Estados-Limite de acordo com a regulamentação	50
6.1.3	Propostas de intervenção.....	56
6.1.4	Orçamentação das soluções propostas	66
6.2	Palacete Faria – Praça do Príncipe Real, 2,3 e 4	68
6.2.1	Introdução e enquadramento geral	68
6.2.2	Soluções Adotadas.....	70
7.	Conclusões finais	77
	Bibliografia.....	79

Índice de figuras

Figura 2.1 - Direcções da madeira: longitudinal (L), radial (R) e tangencial (T) (Pfeil & Pfeil, 2003)	4
Figura 2.2 - Diagramas de variação dimensional de três espécies de madeira diferentes, nas três direcções principais, em função do grau de humidade da madeira (%).	5
Figura 2.3 - Curva tensão-extensão da madeira carregada à tração (a) e à compressão (b) na direcção do fio	7
Figura 2.4 - Curva tensão-extensão da madeira carregada à tração (a) e à compressão (b) na direcção transversal ao fio	7
Figura 2.5 - Comportamento da madeira sob carga constante, comparando com um comportamento elástico (Pfeil & Pfeil, 2003)	8
Figura 3.1 - Esquema de viga sob apoios (Eurocódigo 5, 2004)	13
Figura 3.2 - Condições junto ao apoio, para qual as forças concentradas podem ser ignoradas (Adptado [Eurocódigo 5, 2004])	15
Figura 3.3 - Curva da fluência da madeira quando entra na fluência terciária (1) e quando a fluência secundária se prolonga por toda a vida da estrutura (2) [Adaptado (Pfeil & Pfeil, 2003)]	16
Figura 3.4 - Esquema com componentes da deformação [Adaptado (Eurocódigo 5, 2004)]	17
Figura 3.5 - Curva de Pares dos coeficientes a e b [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]	18
Figura 4.1 - a) Pregos; b) Cavilhas; c) Parafusos de porca; d) Parafusos de enroscar; e) Anéis abertos; f) Placas circulares dentadas; g) Chapas de Pregar [Adaptado (TEMTIS, 2008)]	20
Figura 4.2 - Variação da resistência ao esmagamento localizado em folhosas e resinosas, para diâmetros de 6 e 30 mm [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]	25
Figura 4.3 - Símbolos para as distâncias entre eixos dos furos das peças de ligação [Adaptado (Eurocódigo 3, 2010)]	27
Figura 4.4 - Espaçamentos mínimos entre ligadores (TEMTIS, 2008)	28
Figura 4.5 - Modos de rotura de ligações de madeira; (1) Corte Simples; (2) Corte Duplo [Adaptado (TEMTIS, 2008)]	30
Figura 4.6 - Esquema de ligações em corte simples - nomenclatura [Adaptado (Correia, 2009)]	31
Figura 4.7 - Esquema do modelo de ligação em corte duplo [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]	33
Figura 4.8 - Esquema da rotura por corte em bloco, superfícies laterais do prisma de rotura (b e c); Largura líquida da área traccionada ($l_{t,1}$ e $l_{t,2}$) e Perímetro da área de corte ($l_{v,1}$ a $l_{v,8}$) [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]	35
Figura 5.1 - Esquema da tipologia dos pavimentos de madeira [Adaptado (Jesus, 2009)]	38
Figura 5.2 - Esquema de pavimentos com e sem viga secundária (Jorge M.Branco, 2002)	39
Figura 5.3 - Reforço de elementos de madeira por aumento de secção de novas peças [Adaptado (Jesus, 2009)]	43
Figura 5.4 - Esquema do reforço com introdução de uma viga intermédia [Adaptado (Appleton J. , 2003)]	43
Figura 5.5 - Esquema do reforço com colocação de novas vigas de madeira (esquerda) e com chapas metálicas (direita) [Adaptado (Appleton J. , 2003)]	44

Figura 5.6 - Esquema de apoio com empalme de chapas metálicas [Adaptado (Appleton J. , 2003)]	44
Figura 5.7 - Esquema do reforço do apoio com ferrolho metálico [Adaptado (Appleton J. , 2003)]	45
Figura 5.8 - Esquema e fotografia do vigamento apoiado em cantoneira metálica [Adaptado (Dias, 2008)]	45
Figura 5.9 - Fotografia de empalme com peças de madeira aparafusadas (Appleton J. , 2005)...	46
Figura 5.10 - Esquema de reforço com abraçadeiras metálicas aparafusadas [Adaptado (Appleton J. , 2003)].....	46
Figura 5.11 - Esquema da injeção de resinas epóxicas na reconstrução do troço degradado [Adaptado (Appleton J. , 2003)].....	47
Figura 5.12 -Pormenor da ligação madeira-betão com parafusos inclinados [Adaptado (Alfredo Días, 2006)] (esquerda); Esquema do pavimento misto madeira-betão [Adaptado (Branco, 2014)] (direita).....	47
Figura 5.13 - Esquema do pavimento misto madeira-betão [Adaptado (Branco, 2014)].....	47
Figura 6.1 - Fotografias da obra na fase inicial - fachada exterior; escadaria de acesso a todos os pisos (www.reabilita.pt, s.d.)	49
Figura 6.2 - Fotografias do estado de degradação dos pavimentos de madeira nos pisos elevados	50
Figura 6.3 - Dimensões da viga tipo do caso de estudo	50
Figura 6.4 - Esquema do modelo utilizado para a tábua de solho e da localização da carga concentrada [Ftool].....	52
Figura 6.5 - Diagrama de esforço transversal da viga-tipo [kN] [Adaptado(Ftool)]	53
Figura 6.6 - Diagrama de momento fletor da viga-tipo [kNm] [Adaptado(Ftool)]	53
Figura 6.7 - Diagrama de esforço transversal para a viga-tipo [kN] [Adaptado(Ftool)]	57
Figura 6.8 - Diagrama de momento fletor para a viga-tipo [kNm] [Adaptado(Ftool)].....	57
Figura 6.9 - Esquema da ligação aparafusada com chapa metálica [m]	58
Figura 6.10 - Equilíbrio estático na secção de corte	58
Figura 6.11 - Esquema de distribuição de forças na secção devido ao esforço transversal (esquerda) e ao momento fletor (direita).....	59
Figura 6.12 - Esquema de distribuição de forças atuantes em cada ligador	60
Figura 6.13 - Esquema da ligação aparafusada com corte em bisel.....	62
Figura 6.14 - Esquema das forças atuantes na peça e em cada ligador devido ao esforço transversal (V).....	62
Figura 6.15 - Esquema das forças atuantes na peça e em cada ligador devido ao momento fletor (M)	63
Figura 6.16 - Esquema da ligação de empalme com barrotes de madeira - vista em alçado e planta.....	64
Figura 6.17 - Esquema das forças atuantes	65
Figura 6.18 - Esquema das forças atuantes em cada ligador	66
Figura 6.19 - Fachada Principal e Fachada tardoz do Palacete Faria.....	68

Figura 6.20 - Identificação dos alinhamentos de paredes estruturais interiores (de frontal), a azul.	69
Figura 6.21 - Esquema do Reforço dos Pavimentos com vigamento novo de madeira	70
Figura 6.22 - Esquema do Tarugamento Utilizado em todos os pavimentos elevados - Vista em Planta	71
Figura 6.23 - Exemplo de ligação Tipo 1 e de tarugamento dos vigamentos já existentes.....	71
Figura 6.24 - Ligação Tipo 1 - Ligação de vigas de madeira aos perfis metálicos	72
Figura 6.25 - Ligação Tipo 2 - Ligação das Vigas de Madeira ao LNP 150x100x10.....	72
Figura 6.26 - Ligação Tipo 3 - Ligação das vigas de madeira aos perfis metálicos duplos	73
Figura 6.27 - Esquema de ligação emplame de chapas metálicas aparafusadas Vista Alçado (cima); Vista Planta (baixo)	73
Figura 6.28 - Esquema de distribuição de forças devido ao esforço transversal (esquerda) e momento fletor (direita)	74
Figura 6.29 - Esquema de forças atuantes em cada parafuso	75
Figura 6.30 - Fotografia da intervenção tratada no Palacete do Príncipe Real	76

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 - Quadro com Categorias do EC5 para a duração acumulada das acções [Adaptado (EC5-1-1)].....	10
Tabela 3.2 - Valores-limite para deformações de vigas [Adaptado (Eurocódigo 5, 2004)]	17
Tabela 4.1 - Propriedades dos parafusos de porca em função das classes resistentes.....	22
Tabela 4.2 - Classes resistentes de aço para chapas	22
Tabela 4.3 - Espaçamentos mínimos para parafusos de enroscar para espessuras mínimas de 12d	29
Tabela 4.4 - Espaçamentos mínimos para parafusos de porca	29
Tabela 4.5 - Rácio (efeito de biela/parcela de Johansen) x100 (%) [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]	32
Tabela 6.1 - Parâmetros da regulamentação necessários às verificações dos EL	51
Tabela 6.2 - Valores característicos para as vigas e tábuas de solho.....	51
Tabela 6.3 - Dimensões transversais das vigas e tábuas de solho	51
Tabela 6.4 - Quadro resumo da verificação de compressão nos apoios.....	54
Tabela 6.5 - Cargas para a combinação característica de acções e outras propriedades.....	55
Tabela 6.6 - Verificação dos Estados-Limite de Utilização para classe C18 - deformabilidade e vibração	55
Tabela 6.7 - Características dos conectores, chapa metálica e madeira utilizados nesta ligação. 60	
Tabela 6.8 - Características, propriedades e coeficientes a utilizar no caso de estudo do Palacete Faria	74
Tabela 6.9 - Cálculo da nova resistência com a contribuição da resistência ao arranque	75

Simbologia

A – Área efetiva da secção transversal

A_{ef} – Área efetiva da superfície total de contacto

$A_{net,t}$ – Área útil da secção perpendicular ao fio

$A_{net,v}$ – Área útil de corte paralela ao fio

A_s – Área da secção transversal do parafuso

$B_{p,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência ao punçoamento do ligador

C_ω – Coeficiente de retacção volumétrica parcial para o teor em água ω

d_m – Menor diâmetro médio

$E_{0,05}$ – Valor correspondente ao módulo de elasticidade

EI – Factor de rigidez à flexão

$(EI)_L$ – Factor de rigidez à flexão segundo a direcção L e por unidade de largura de pavimento

$(EI)_B$ – Factor de rigidez à flexão segundo a direcção transversal e por unidade de comprimento

$F_{ax,Ed}$ – 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 do ligador

$F_{ax,\alpha,Rk}$ – Valor característico da resistência ao arranque do ligador segundo um ângulo α

$f_{c,0,d}$ – Valor de cálculo da resistência da madeira à compressão paralela ao fio da madeira

$f_{c,90,d}$ – Valor de cálculo da resistência da madeira à compressão perpendicular ao fio da madeira

$F_{c,90,d}$ – Valor das cargas transmitidas ao apoio

$f_{m,d}$ – Valor de cálculo da resistência da madeira à flexão

$f_{m,k}$ – Valor característico da resistência da madeira à flexão

$f_{t,0,d}$ – Valor de cálculo da resistência da madeira à tração paralela ao fio da madeira

$F_{t,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência à tracção do ligador

$f_{v,d}$ – Valor de cálculo da resistência da madeira ao corte

$F_{v,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência ao corte do ligador

$F_{v,Rk}$ – Valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador

$F_{b,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência ao esmagamento do ligador

f_1 – Frequência fundamental

f_{ub} – Tensão de rotura do aço do parafuso

f_{yb} – Tensão de cedência

$f_{h,0,k}$ – Valor característico da resistência ao esmagamento localizado na direcção do fio

$f_{h,\alpha,k}$ – Valor característico da resistência ao esmagamento localizado com ângulo α

$f_{u,k}$ – Valor característico da resistência da tensão de cedência
 $f_{ax,k}$ – Valor característico da resistência ao arranque para um ângulo em relação ao fio
 $f_{h,i,k}$ – Valor característico da resistência ao esmagamento localizado da madeira da peça i
 I – Momento de inércia
 $k_{c,90}$ – Coeficiente de majoração no cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio
 k_{def} – Factor de deformação
 k_{mod} – Factor de modificação da resistência
 k_v – Coeficiente redutor da resistência ao corte na madeira
 k_h – Coeficiente do efeito de volume
 k_{90} – Coeficiente da resistência ao esmagamento
 $L_{net,t}$ – Largura útil da secção perpendicular ao fio
 $L_{net,v}$ – Comprimento útil da secção de rotura ao corte
 l_{ef} – Comprimento efectivo
 $M_{y,Rk}$ – Valor característico do momento plástica de um ligador
 n_{ef} – Número efectivo de parafusos
 P_ω – Peso do provete de madeira para o teor de água ω
 R_d – Resistência ou capacidade resistente
 R_k – Valor característico da capacidade resistente
 S – Momento estático
 t – Espessura da chapa metálica
 t_p – Espessura da chapa metálica sob a cabeça do parafuso ou da porca
 t_i – Espessura das peças de madeira i
 u_{fin} – Deformação final de determinada acção
 u_{inst} – Deformação instantânea de determinada acção
 v – Velocidade de resposta a um impulso unitário
 V_0 – Volume do provete de madeira no estado anidro
 V_ω – Volume do provete de madeira para o teor de água ω
 W – Módulo de flexão
 w_{inst} – Deformação instantânea devido à combinação de acções
 w_{creep} – Deformação diferida
 w_{fin} – Deformação final
 w_c – Contraflecha
 w – Deformação instantânea vertical máxima

γ – Coeficiente parcial de segurança para uma propriedade de um material

ε_l – Retracção da madeira na direcção longitudinal

ε_t – Retracção da madeira na direcção tangencial

ε_r – Retracção da madeira na direcção radial

ρ_ω – Massa volúmica aparente ou densidade

ρ_k – Valor característico da massa volúmica da madeira

$\sigma_{c,0,d}$ – Tensão atuante na madeira à compressão paralela ao fio da madeira

$\sigma_{c,90,d}$ – Tensão atuante na madeira à compressão perpendicular ao fio da madeira

$\sigma_{m,d}$ – Tensão atuante na madeira à flexão

$\sigma_{t,0,d}$ – Tensão atuante na madeira à tração paralela ao fio da madeira

τ_d – Tensão actuante na madeira ao corte

Ψ - Coeficiente representativo da probabilidade de ocorrência de uma ação

ω – Teor em água da madeira

Δl_{ext} – Prolongamento do comprimento carregado para o lado externo do apoio

Δl_{int} – Prolongamento do comprimento carregado para o lado interno do apoio

ξ – Coeficiente de amortceimento modal

1. Introdução

Nos últimos anos, a reabilitação de edifícios constituiu-se uma das áreas de atividades do sector da construção com maior desenvolvimento, assumindo uma particular relevância na atualidade. O sector tem apostado em medidas como: gestão e aproveitamento dos resíduos de construção e demolição resultantes da construção nova e sobretudo a reabilitação dos edifícios e centros urbanos desenvolvendo um esforço crescente por atingir o ideal de construção sustentável.

Contudo, os estudos desenvolvidos até à data ao nível de investigação e regulamentação das estruturas de madeira têm-se revelado insuficientes e muito atrasados quando comparados com outros materiais, como o betão armado e o aço, mais conhecidos do mercado. É perante este panorama que surge a necessidade de recuperar alguns dos temas da reabilitação de estruturas de madeira, nomeadamente, que resposta dar a certo tipo de anomalias decorrentes do passar do tempo.

O tema da reabilitação de estruturas de madeira é, de facto, muito vasto, sendo inúmeros os aspetos construtivos que giram em torno desta temática. Pretendeu-se, com este trabalho, fazer um estudo das formas de intervenção em estruturas de pavimentos antigos de madeira, encontrando formas expeditas de apoiar a decisão de reabilitação, em detrimento da substituição.

Abordou-se algumas das aplicações estruturais de pavimentos de madeira, feita sob o enquadramento da nova versão do Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2004).

Os Eurocódigos são documentos que visam a unificação de critérios e normas de cálculo e dimensionamento de estruturas de engenharia civil em toda a União Europeia. O Eurocódigo 5: *Design of timber structures* rege a utilização da madeira como elemento estrutural e é composto por três partes:

- *EN 1995-1-1 Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings*
- *EN 1995-1-2 Design of timber structures – Part 1-2: General – Structural fire design*
- *EN 1995-2 Design of timber structures – Part 2: Bridges.*

Este trabalho foi feito com base na Parte 1-1: *Common rules and rules for buildings* que inclui os requisitos de resistência mecânica e de ligações de peças de madeira.

1.1 Objectivo da dissertação

No âmbito da reabilitação urbana, este texto tem como finalidade analisar a reabilitação de estruturas de pavimentos em madeira (seja esta por necessidade ou opção), quais os problemas mais comuns e soluções para essas mesmas questões, numa versão não exaustiva e consolidada com o acompanhamento de obras em dois edifícios que abrangiam esta temática.

Aposta-se numa análise mais generalista e simplista, que faz sentido no caso de aplicações práticas, com o objetivo de recolher o tipo de soluções estruturais mais comuns em pavimentos de madeira, assim como a avaliação e análise da regulamentação atual para o dimensionamento de estruturas de madeira.

A compreensão dos modelos estruturais é complementada pela execução de exemplos de aplicação na parte final do trabalho.

1.2 Organização da dissertação

Ao longo do texto procurou-se uma sequência lógica do modo como se organizaram os vários Capítulos apresentados. A apresentação do material - madeira e das suas propriedades físicas e mecânicas, e seguidamente, toda a regulamentação necessária para o dimensionamento de pavimentos de madeira e sua reabilitação, nomeadamente ligações entre peças, foram os objetivos dos Capítulos 2, 3 e 4, respetivamente.

Os Capítulos 3 e 4 prendem-se exclusivamente com a regulamentação utilizada nesta dissertação: *EN 1995-1-1 Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for building*.

Fechou-se, nestes três Capítulos iniciais, toda a revisão bibliográfica, análise teórica e empírica. A principal meta proposta nesta obra, foi desenvolvida nos últimos Capítulos da mesma, com um estudo, de caráter nitidamente prático, das várias soluções existentes para a reabilitação de pavimentos de madeira e todos os fatores, mecânicos e económicos, que estão subjacentes à escolha da solução a adotar.

O levantamento do estado de arte da reabilitação das estruturas de pavimentos de madeira foi a temática abordada no Capítulo 5. Analisaram-se ainda quais os principais problemas que surgem, como o passar do tempo, nas estruturas de madeira, as causas que lhes estão associadas e finalmente, a apresentação de diversas soluções, desde as mais tradicionais às mais inovadoras, que podem ser aplicadas em cada caso específico.

Por fim, no Capítulo 6 foram postos em prática os temas falados nos Capítulos anteriores, com o estudo do material e suas propriedades, a identificação dos vários problemas de degradação existentes, a proposta de uma solução ou soluções de intervenção e o respetivo dimensionamento, segundo a regulamentação apresentada, para dois casos de estudo específicos.

2. Madeira como material estrutural

2.1 Aspectos gerais

A madeira é um dos materiais mais antigos utilizados na construção civil, começando nas civilizações primitivas até aos dias de hoje.

Como elemento estrutural, a madeira tem vindo a ser substituída por outros materiais, como o aço ou o betão, com melhores capacidades resistentes. No entanto, apresenta vantagens comparativamente aos outros materiais referidos, nomeadamente:

- Existem, por todo o mundo, edifícios centenários com estrutura em madeira em que as propriedades desta se mantêm até hoje, ou seja, pode-se afirmar que a madeira é um material com elevada durabilidade;
- A sua elevada capacidade resistente quando comparada ao seu peso, faz com que sejam possíveis elementos estruturais leves;
- Ao nível da segurança, no diz respeito à resistência ao fogo, a madeira oferece uma boa resistência ao fogo, mesmo sendo um material combustível;
- Numa sociedade cada vez mais preocupada com responsabilidades ambientais, a escolha da madeira como elemento estrutural, traz ainda a possibilidade de utilização de um material reciclável e sustentável.

Para além da madeira maciça, e para responder às restrições que esta apresentava, desenvolveram-se, com diferentes propriedades e qualidades, os derivados da madeira. Neste texto será apenas feito um estudo ao nível da madeira maciça.

Dada a sua natureza orgânica, a madeira é um material complexo, estrutural e morfologicamente, com grande variabilidade das suas propriedades, físicas e mecânicas. Pode definir-se como um material heterogéneo e anisotrópico.

De acordo com a sua estrutura anatómica, as madeiras podem ser distinguidas entre: Resinosas e Folhosas.

As madeiras do tipo Resinosas são caracterizadas por terem um crescimento mais rápido, que resulta numa baixa densidade e capacidades resistentes reduzidas. Contudo, este elevado ritmo de crescimento e disponibilidade no mercado, torna-as numa madeira mais barata. Exemplos de resinosas são: o Pinheiro, o Abeto, o Cedro e o Cipreste.

As Folhosas têm uma estrutura celular mais complexa e uma maior densidade do que as Resinosas, que vem do seu reduzido ritmo de crescimento. O facto de serem mais densas, faz com que normalmente ofereçam melhores propriedades mecânicas. São espécies de madeiras folhosas o Carvalho, o Eucalipto e a Nogueira.

A sua estrutura macroscópica é constituída essencialmente por raiz, tronco e copa, sendo que é do tronco que vem a madeira para utilização na construção.

No tronco, elemento estudado, podem realizar-se 3 tipos de corte (Figura 2.1): longitudinal, radial e tangencial.

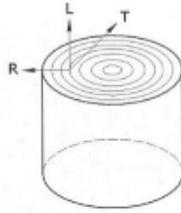


Figura 2.1 - Direções da madeira: longitudinal (L), radial (R) e tangencial (T) (Pfeil & Pfeil, 2003)

A anisotropia da madeira, para além de causar problemas devidos a diferentes variações dimensionais, também dá origem a diferentes comportamentos mecânicos em cada uma das três direções do elemento. As direções radial e tangencial apresentam propriedades de resistência e rigidez semelhantes, sendo a distinção na utilização estrutural do material feita apenas entre as direções longitudinal (paralela ao fio) e transversal (perpendicular ao fio).

No que toca à estrutura macroscópica de um tronco de árvore, das diversas camadas constituintes, apenas o borne (madeira exterior) e o cerne (madeira interior), são usados em elementos estruturais de madeira maciça.

2.2 Propriedades físicas da madeira

2.2.1 Massa volúmica aparente

Na madeira, a densidade é dada, normalmente, em massa volúmica aparente, medida do peso da madeira por unidade de volume aparente. Esta unidade de volume aparente, depende do teor em água existente na madeira, que influencia tanto o peso, como o volume do material.

Este parâmetro caracterizador da madeira é dado por:

$$\rho_{\omega} = \frac{P_{\omega}}{V_{\omega}} \text{ (g/cm}^3\text{)} \quad (1)$$

Em que:

P_{ω} é o peso do provete de madeira para o teor em água ω e V_{ω} é o volume do provete de madeira ao teor em água ω .

A densidade da madeira, sendo uma medida de concentração de material por unidade de volume, influencia a resistência mecânica da mesma, que é tanto maior, quanto maior a densidade. No entanto, não é possível uma correlação perfeita entre os dois parâmetros, densidade e a resistência mecânica, devido, mais uma vez, à grande heterogeneidade das espécies existentes.

2.2.2 Teor em água e higroscopicidade

O teor em água é um dos fatores que mais impacto tem nas propriedades da madeira e varia consoante as condições de humidade a que a madeira está sujeita.

Nas árvores, a água pode existir de três formas distintas. Antes de serem abatidas, circula nas árvores, transportando os nutrientes, a água livre, que preenche os espaços intercelulares. Após o abate, a água livre é eliminada e o teor em água diminui rapidamente, até ao chamado, ponto de saturação das fibras ao ar, cerca de 30% (Pfeil & Pfeil, 2003). Até aqui, a madeira pode alterar a sua massa volúmica, mas não há alterações significativas nas suas propriedades físicas e mecânicas.

No entanto, depois da eliminação da água livre, pode ocorrer um fenómeno, chamado de higroscopicidade¹, em que há uma alteração no teor em água da madeira, consoante as condições do ambiente envolvente, ao nível da água de impregnação, presente nas paredes celulares e responsável pelas variações volumétricas do elemento. Por fim, a água de constituição faz parte dos constituintes da madeira e não pode ser eliminada.

Para evitar variações volumétricas após a implementação das estruturas de madeira, o teor em água deve ser o mais próximo possível da humidade correspondente às condições higrotérmicas de serviço.

2.2.3 Retractilidade

A retractsilidade pode ser definida pela redução das dimensões de um elemento de madeira, causada pela perda de água de impregnação.

O comportamento anisotrópico da madeira, faz com que a retracção seja diferente em cada direcção, sendo praticamente inexistente na direcção longitudinal e muito elevada na direcção tangencial, como mostra a Figura 2.2 (a).

Existem então dois tipos de retractsilidade importantes de distinguir: a retractsilidade volumétrica, ou seja, a variação em termos de volume do elemento, e a retractsilidade linear, que existe ao nível de cada direcção da madeira.

Como já referido, as alterações dimensionais dão-se quando o nível de humidade da peça é inferior ao ponto de saturação ao ar (30%) – Figura 2.2 (b).

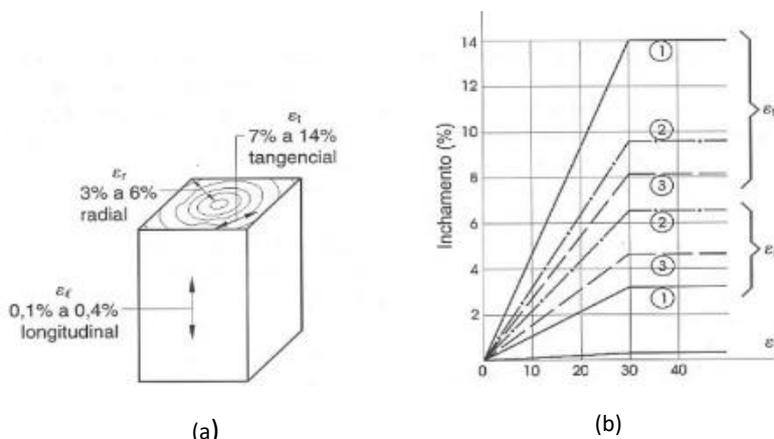


Figura 2.2 - Diagramas de variação dimensional de três espécies de madeira diferentes, nas três direcções principais, em função do grau de humidade da madeira (%) [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]

ϵ_t é a retracção da madeira na direcção tangencial, que verifica ser a direcção com maior retractsilidade. A retractsilidade na direcção longitudinal, ϵ_l , é praticamente nula (0,1% a 0,4%), verificando-se que a soma da retracção radial, ϵ_r , e tangencial, ϵ_t , é aproximadamente igual ao valor da retracção volumétrica total.

Um dos parâmetros que quantifica a retractsilidade volumétrica, e que varia consoante a espécie de madeira, é o coeficiente de retracção volumétrica que depende de C_ω (coeficiente de

¹ Higroscopicidade – parâmetro que caracteriza a capacidade de determinado material para fixar água por absorção e de a restituir ao ambiente em que se encontra, em função das variações de temperatura e pressão parcial de vapor de água do ambiente que o envolve (Negrão & Faria, 2009).

retracção volumétrica parcial para o teor em água ω) e ω (que corresponde ao valor do teor em água para a madeira seca ao ar). Como ω varia com o ambiente em que se encontram as madeiras, utiliza-se como valor de referência os 12% (Negrão & Faria, 2009).

C_ω pode ser calculado:

$$C_\omega = \frac{V_\omega - V_0}{V_0} \times 100 (\%) \quad (2)$$

Em que V_ω é o volume do provete para o teor em água de 12 % e V_0 no estado anidro.

2.2.4 Resistência ao fogo

O comportamento da madeira relativamente ao fogo não será mais abordado nesta obra, no entanto é importante referir que a madeira, apesar de ser um material combustível tem, em secções de grandes dimensões, uma elevada resistência ao fogo.

Isto porque, o fogo, ao consumir a madeira, carboniza-a, mas deixa uma camada de carvão a envolver uma parte da secção intacta do elemento estrutural.

De referir que a densidade afeta a resistência da madeira ao fogo, que será tanto maior, quanto maior a densidade, pois menor será a velocidade de combustão. O mesmo acontece com o teor em água, que, se for elevado, pode atrasar significativamente o processo.

2.3 Propriedades mecânicas da madeira

2.3.1 Esforços axiais paralelos ao fio

Em condições naturais a madeira está constantemente sujeita a tensões de compressão (paralela ao fio), resultantes do peso próprio da árvore, e de flexão. Não surpreende, portanto, que seja na flexão pura e no esforço axial paralelo ao fio que o material apresenta a melhor resistência.

Nos elementos de madeira, os valores de resistências mecânicas estão fortemente associados aos defeitos provenientes do processo natural de crescimento da árvore, como nós, variações de espessura ao longo do tronco, inclinação do fio, entre outros.

Isto significa que, é de esperar que haja uma diminuição dos valores em elementos de dimensão real, face aos obtidos em provetes (valores experimentais). Esta redução é significativa na resistência à tração, em que os defeitos, como nós, dificultam a transmissão dos esforços, o que não acontece no caso de compressão, em que há tendência do fecho das fendas.

O comportamento em tração paralela ao fio é praticamente linear até à rotura, que é de tipo frágil, sendo que não exhibe plastificação, ao contrário do que acontece no comportamento à compressão. Neste último caso, o comportamento é linear, mas apresenta, junto à zona de rotura, um patamar de deformação (devido ao esmagamento das fibras) (Negrão & Faria, 2009).

O comportamento da madeira à tração e compressão paralela ao fio, descrito no parágrafo anterior, pode ser visto na Figura 2.3:

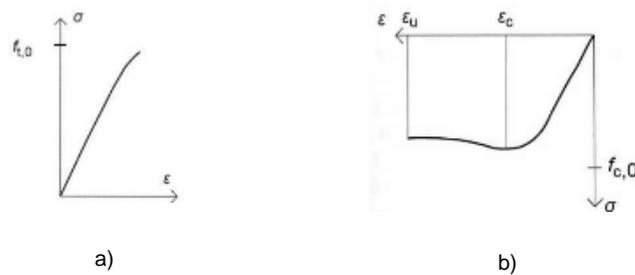


Figura 2.3 - Curva tensão-extensão da madeira carregada à tração (a) e à compressão (b) na direcção do fio

2.3.2 Esforços axiais perpendiculares ao fio

A curva de tensão-extensão para esforços axiais perpendiculares ao fio da madeira, é semelhante à curva para tensões paralelas ao fio, e é apresentada na Figura 2.4, para tração (a) e compressão (b).

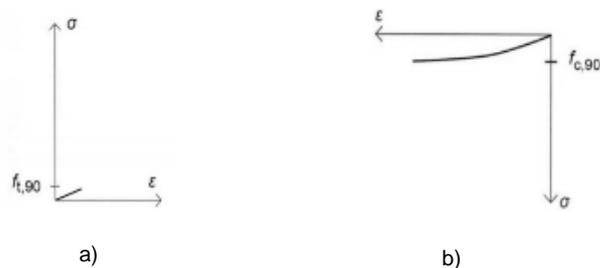


Figura 2.4 - Curva tensão-extensão da madeira carregada à tração (a) e à compressão (b) na direcção transversal ao fio

A rotura por tração é também do tipo frágil, tendo um comportamento aproximadamente linear até à rotura, que se dá a um valor muito reduzido. Esta redução deve-se a defeitos que possam existir no elemento, como fendas ou nós.

No que diz respeito ao comportamento do elemento à compressão transversal, a curva apresenta, depois de um andamento inicial linear, extensas deformações irreversíveis até à rotura.

Na compressão, junto ao apoio, existe a possibilidade de degradação da carga para zonas adjacentes e que, dependendo da situação considerada, o valor da resistência pode variar até um fator de 1,50 para madeira maciça. Este tópico é abordado, segundo a regulamentação em 3.3.1.4.

2.3.3 Flexão

Apesar de boa capacidade resistente à compressão e tração, é à flexão que a madeira alcança o seu potencial máximo. Esta característica, faz com que seja utilizada em situações estruturais como pavimentos, coberturas e pontes.

Na análise dos elementos sujeitos à flexão, utiliza-se um modelo constitutivo linear elástico como aproximação ao comportamento dos elementos.

Os elementos podem ainda ficar sujeitos a esforços combinados de flexão e axiais (compressão ou tração), a chamada flexão composta. Neste caso, que não será abordado nesta obra por não ter interesse no caso prático estudado, existem relações de interação específicas.

Para além dos fatores já tratados, o módulo de elasticidade à flexão na direcção do fio é uma propriedade muito importante na análise estrutural. Pode-se definir como a capacidade dos materiais se deformarem, dentro de certos limites, e recuperarem a sua forma (dimensão) inicial,

quando descarregados. A madeira, como material anisotrópico, apresenta três diferentes módulos de elasticidade, um para cada direção principal.

2.3.4 Corte

As tensões de corte podem surgir de três formas: normais, paralelas ou oblíquas ao fio da madeira. A direção que apresenta uma menor resistência às tensões tangenciais de corte é a direção paralela às fibras, que pode levar ao seu deslizamento.

2.3.5 Fluência

A fluência pode ser definida como a “deformação ou perda de resistência de um elemento estrutural, quando sujeito a cargas superiores ao limite de elasticidade do material com algum grau de permanência” (Negrão & Faria, 2009).

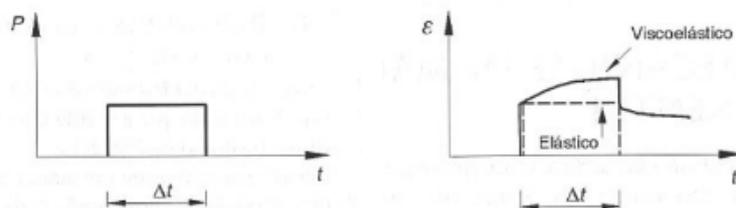


Figura 2.5 - Comportamento da madeira sob carga constante, comparando com um comportamento elástico (Pfeil & Pfeil, 2003)

A madeira é um material visco-elástico, pelo que a sua deformação varia ao longo do tempo, para a mesma ação. Isto é, para além da deformação elástica existe na madeira um acréscimo de deformação com o tempo – Figura 2.5. A madeira sofre, portanto, uma deformação lenta, quando solicitada a ações de longa duração. Quando estas ações são retiradas, verifica-se a recuperação de parte dessa deformação, mas nunca atingido a forma inicial. Ou seja, esta deformação permanente deve ser tida em consideração no dimensionamento do elemento de madeira.

2.4 Factores que influenciam as propriedades da madeira

O tipo de madeira, ou seja, a espécie botânica da qual faz parte, é o fator que mais influencia as propriedades do elemento, pois dita a sua morfologia e constituição orgânica.

A variação do teor em água influencia a sua resistência mecânica, máxima quando a madeira se encontra seca ou anidra. O aumento do teor em água diminui a capacidade resistente do elemento até ao ponto de saturação (30%) (Pfeil & Pfeil, 2003), a partir do qual a resistência se mantém em valores praticamente constantes, até ao valor mínimo, quando a madeira está saturada.

A humidade influencia ainda a deformação que o material sofre quando sujeito a uma carga. Ciclos frequentes de absorção e libertação de água aumentam o valor de fluência das peças, aumentando a sua deformação e podendo levar o material à rotura antes de atingir a carga máxima.

A capacidade resistente da madeira está ligada à existência de defeitos nas fibras, nomeadamente nós, fendas e inclinação do fio. A probabilidade de existência desses defeitos é tanto menor quanto menor for o volume em estudo.

No que diz respeito à duração das ações, a madeira tem a propriedade de suportar cargas de curta duração bastante superiores às que determinam a sua rotura por períodos de longa duração (Branco, 2003). Esta propriedade faz da madeira um material estrutural com grande eficácia sob cargas dinâmicas, como o vento e o sismo, dada a curta duração das mesmas.

3. Regulamentação

O dimensionamento e verificação de estabilidade das estruturas de madeira seguem um modelo em tudo semelhante ao estudo de estruturas de betão armado ou metálicas.

A orientação do fio da madeira influencia, perante certas condições termo-higrométricas a que a peça está exposta, as deformações decorrentes da retração por secagem.

O Eurocódigo 5 (EC5), constituído por 3 partes, vem responder às questões diretamente ligadas às especificidades da madeira e da sua constituição. Neste capítulo, é feita uma síntese das disposições regulamentares das estruturas de madeira, com base no Eurocódigo 5 – Parte 1.1., a regulamentação utilizada neste trabalho.

Serão apenas feitas referências a conceitos e normas, impostas pelo EC5, que sejam necessárias nos casos de estudo abordados mais à frente.

3.1 Considerações básicas de projecto

3.1.1 Acções e combinações de acções

Os projetos de estruturas devem obedecer às bases de dimensionamento estrutural que são abordadas no Eurocódigo 0 (EN 1990: 2002). É neste regulamento que são apresentadas as regras que articulam com os restantes Eurocódigos, nomeadamente o Eurocódigo 5, no caso de estruturas de madeira.

Como em qualquer outro projeto, a quantificação dos esforços atuantes exige a definição prévia das acções e das combinações de acções de acordo com o Eurocódigo 1 (NP EN 1991-1 e NP EN 1991-2), a regulamentação europeia concebida para tal.

Para os casos de estudo, foram realizadas as combinações de acções, por forma a determinar as mais desfavoráveis do ponto de vista do dimensionamento dos elementos estruturais, de acordo com os critérios estabelecidos na regulamentação para os estados limites últimos e de utilização.

$$F_{d,\acute{u}ltimo} = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q F_{Q1,k} + \gamma_q \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \quad (3)$$

Na combinação de acções para o estado-limite último, a primeira parcela diz respeito às cargas permanentes (peso próprio e restantes cargas permanentes), na segunda parcela está a contribuição da acção variável principal (sobrecarga) e a última parcela diz respeito à acção variável secundária, que não foi considerada neste estudo.

$$F_{d,utilização} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (4)$$

Na análise efetuada no capítulo 6 apenas será utilizada a combinação de longa duração para os estados limite de utilização.

A análise estrutural para efeitos de avaliação do comportamento em serviço e verificação da segurança aos estados limites últimos foi feita com base em modelos elásticos lineares.

3.1.2 Classes de serviço e de duração das acções

Nas verificações de segurança aos Estados-limite Últimos e de utilização segundo o Eurocódigo 5, a quantificação de acções não apresenta grandes diferenças, quando comparada com os outros projetos.

No entanto, como foi já referido, os efeitos da duração das ações e do teor em água da madeira em serviço, influenciam as propriedades da madeira e o próprio comportamento global da estrutura.

Ou seja, as estruturas de madeira devem ser calculadas de forma diferente, consoante o ambiente em que se encontram e a duração das ações a que estão sujeitas. Para responder a esta questão o EC5 quantifica a influência destes fatores, através de coeficientes adequados (k_{mod} e k_{def}), que serão introduzidos em maior detalhe mais à frente, neste Capítulo.

k_{mod} é o factor de modificação que tem em conta o efeito da duração das acções e do teor em água e k_{def} o factor de deformação.

Estes dois coeficientes a usar na verificação da estabilidade são tabelados, e escolhidos para cada situação concreta, em função da classe de serviço e da duração da ação.

O conceito de classe de serviço é introduzido pelo EC5, para responder ao problema da durabilidade natural da madeira face às condições ambientais a que as peças estão sujeitas. As classes de serviço previstas pelo EC5 são 3.

- Classe de serviço 1 –correspondente a uma temperatura de 20 °C e uma humidade relativa do ar ambiente que excede 65% apenas durante algumas semanas por ano;
- Classe de serviço 2 –correspondente a uma temperatura de 20 °C e uma humidade relativa do ar ambiente que excede 85% apenas durante algumas semanas por ano;
- Classe de serviço 3 – caracterizada por condições climáticas que conduzem a valores do teor de água dos materiais superiores aos que se verificam na classe de serviço 2.

Quanto à duração das ações, o EC5 prevê 5 categorias, de acordo com a duração acumulada dos valores das ações:

Tabela 3.1 - Quadro com Categorias do EC5 para a duração acumulada das acções [Adaptado (EC5-1-1)]

Classe de duração	Duração da carga característica	Exemplos de cargas
Permanentes	mais de 10 anos	peso próprio
Longa duração	entre 6 meses a 10 anos	sobrecargas de carácter permanente
Média duração	entre 1 semana e 6 meses	neve em alguns casos
Curta duração	menos de uma semana	vento, neve
Instantâneas	-	sismos, vento, ações de acidente

O coeficiente k_{mod} , como já foi referido é tabelado, e pode ser obtido a partir da tabela no Anexo A.

Para atender à influência da duração das ações nas propriedades mecânicas (devido à ocorrência de fenómenos diferidos no tempo), o fator de modificação da resistência, k_{mod} , que, como referido, tem em conta o tempo de actuação das acções e o ambiente de serviço, é usado como coeficiente modificador (normalmente redutor) das propriedades mecânicas instantâneas referidas a um teor em água de 12% (Negrão & Faria, 2009).

Tendo em conta esse fator, o valor de cálculo de qualquer resistência (capacidade resistente), R_d , pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (5)$$

R_k é o valor característico da capacidade resistente, γ_M é o coeficiente parcial de segurança para uma propriedade de um material, e que para a madeira maciça é de 1,3 e k_{mod} o fator de modificação da resistência.

No caso dos Estados-Limite de Utilização, o fator de deformação k_{def} vem resolver aspectos relacionados com a quantificação, na verificação à deformação, de factores como: fluência, duração de acções e classes de serviço.

Este coeficiente k_{def} corresponde, segundo o EC5-1-1, à fracção da deformação instantânea que representa a parcela diferida da deformação. Desta forma, a deformação final de qualquer acção pode ser calculada segundo a expressão:

$$u_{fin} = u_{inst}(1 + k_{def}) \quad (6)$$

u_{fin} representa a deformação final de determinada acção, u_{inst} a deformação instantânea e k_{def} é o fator de deformação definido no EC5-1-1 – ver Anexo A.

3.2 Classes de qualidade e resistência da madeira

A classificação de madeiras para elementos estruturais destina-se a limitar a gama de variação das propriedades físicas e mecânicas apresentadas para uma determinada madeira, proporcionando lotes de material com comportamento mais fiável e seguro.

A classe da madeira é diferente de acordo com o tipo, quantidade e distribuição de defeitos que apresenta. Esta variabilidade é medida através de dois tipos de classificação da madeira: classes de qualidade e classes de resistência. A correspondência entre os dois tipos de classificação é feita, na Europa, na norma EN1912:2003.

A madeira de uma dada espécie ou de determinado grupo de espécies consideradas equivalentes em termos de comportamento mecânico, é então classificada numa dada qualidade segundo regras de classificação visual (EN 518) ou segundo a classificação mecânica (EN 519).

As propriedades da madeira e os defeitos que esta apresenta são dos factores que mais afetam a qualidade da madeira. Defeitos como numero e localização de nós, desvio do fio em relação ao eixo da peça, fendas e empenos têm de ser limitados e tidos em conta na classificação visual, a olho nu.

A classificação mecânica é feita através de processos não destrutivos, onde, com a utilização de um sensor ou de uma máquina, são determinadas uma ou mais propriedades (como o módulo de elasticidade), sendo necessária a inspeção visual.

A única espécie de madeira com norma de classificação em classes de qualidade existentes em Portugal é o Pinho bravo (Negrão & Faria, 2009). A norma NP 4305:2003 – “Madeira serrada de pinheiro bravo para estruturas – classificação visual”.

O princípio subjacente às Classes de Resistência é o da atribuição das principais propriedades mecânicas a uma dada população de madeiras para estruturas, facilitando a sua aplicação em trabalhos e projetos. O valor característico da capacidade resistente da madeira maciça à flexão atribui o nome à classe de resistência.

O sistema de Classes de Resistência estabelecido na EN 338:2003 compreende doze classes para as Resinosas e seis para as Folhosas. A separação das madeiras nestes dois grupos reside no facto de as Folhosas, comparativamente às Resinosas, poderem apresentar valores

superiores de massa volúmica, sem que tal facto corresponda sempre a valores superiores de resistência ou de elasticidade (Coutinho, 1999). Estas classes de resistência quer das espécies resinosas, quer folhosas são apresentadas no Anexo A.

3.3 Verificações de segurança

Os estados limite correspondem a situações estabelecidas como críticas, para o comportamento da estrutura, e onde esta deixa de satisfazer as exigências iniciais de projeto. A probabilidade e os limites de rotura em cada situação de solitação do elemento são definidos no Eurocódigo 5-1-1 no Capítulo 6. O dimensionamento de modelos para os diferentes estados limite deve ter em linha de conta os seguintes aspetos:

- Diferenças nas propriedades dos materiais (rigidez e fluência);
- O comportamento dos materiais relativamente à duração da carga, ou à fluência;
- A influência das condições ambientais (temperatura e humidade);
- Situações de projecto diferentes, tendo em conta as várias fases de construção que implicam distintas condições de apoio ou de ligações.

3.3.1 Estados-Limite Últimos

Os estados-limite últimos correspondem à situação de colapso da estrutura, ou a outras formas de rotura estrutural que comprometa a segurança do utilizador e da estrutura.

3.3.1.1 Tracção paralela ao fio

Para a tracção paralela ao fio, o EC5 define, na cláusula 6.1.2 (1), o seguinte critério de verificação de segurança:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (7)$$

$\sigma_{t,0,d}$ é a tensão actuante de tracção e $f_{t,0,d}$ o valor de cálculo da resistência à tracção paralela ao fio. O cálculo de $f_{t,0,d}$ em secções transversais de pequenas dimensões deve ter em conta o coeficiente de majoração k_h , que depende da maior dimensão (h) da secção transversal. Este coeficiente tem em conta o efeito do volume da madeira, descrito no comportamento à flexão, juntamente com as expressões propostas pelo EC5 para o cálculo de k_h .

3.3.1.2 Compressão paralela ao fio

Tal como na tracção paralela ao fio, o valor de cálculo da tensão atuante é limitado pelo valor de cálculo da resistência à compressão definido no EC5 em 6.1.4 (1):

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (8)$$

A compressão paralela ao fio, de maior importância no caso de elementos esbeltos, como pilares, não é tão relevante nos elementos tratados nesta obra, os pavimentos.

3.3.1.3 Tracção perpendicular ao fio

Como descrito anteriormente, são de evitar solitações diretas dos elementos de madeira e derivados à tracção perpendicular ao fio e esta situação não é prevista pelo EC5.

De qualquer forma, em situações em que não é possível evitar a presença deste esforço, como acontece nas zonas do cume de vigas curvas ou de extradorso em cume, o EC5 refere a necessidade de ter em consideração o efeito de volume (descrito mais à frente).

3.3.1.4 Compressão perpendicular ao fio

Tal como nos casos anteriores, o valor de cálculo da tensão atuante tem de ser inferior a um dado limite. No entanto, enquanto que em 3.2.1.2 este limite era fixo (igual a $f_{c,0,d}$), neste caso varia com a geometria da peça e com a extensão da zona carregada.

Esta variação é introduzida pelo coeficiente $k_{c,90}$, presente no EC5 – 6.1.5 (1) na verificação:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (9)$$

Na secção 6.1.5 (2) do EC5 é feita uma chamada de atenção para o facto de que, para valores elevados de $k_{c,90}$, mesmo dentro dos limites de segurança da resistência, podemos ter deformações perpendiculares ao fio até aos 10 % (Eurocódigo 5, 2004). Estas deformações excessivas podem conduzir a problemas nas ligações utilizadas e do ponto de vista da utilização.

O Eurocódigo 5 prevê, para vigas sobre apoios, $k_{c,90}$ de valor unitário, a não ser em casos particulares, em que é calculado segundo as expressões:

- Quando a distância (a) desde o topo da viga até ao apoio é $a \leq h/3$:

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250}\right) \left(1 + \frac{h}{12l}\right), l \text{ em mm} \quad (10)$$

- Para apoios internos:

$$k_{c,90} = \left(2,38 - \frac{l}{250}\right) \left(1 + \frac{h}{6l}\right), l \text{ em mm} \quad (11)$$

Em que h é a altura da secção da viga em mm e l o comprimento de contacto dos apoios em mm, tal como indicado esquematicamente na Figura 3.1.

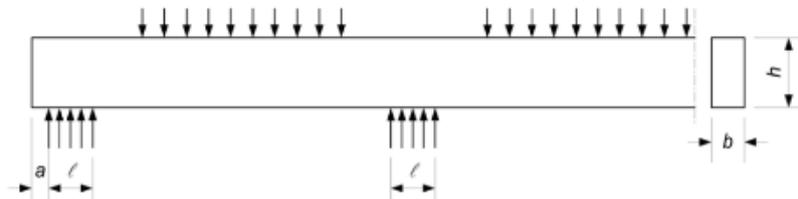


Figura 3.1 - Esquema de viga sob apoios (Eurocódigo 5, 2004)

Para o cálculo da tensão atuante de compressão perpendicular ao fio, $\sigma_{c,90,d}$, utiliza-se a área de contacto efetiva, A_{ef} , obtida prolongando-se o comprimento carregado real até 30 mm para cada lado, não excedendo (por lado) a , l ou $l_1/2$. (l_1 é a distância entre apoios e l o comprimento de entrega do apoio). Ou seja, o comprimento efetivo (l_{ef}) é dado por:

$$l_{ef} = l + \Delta l_{ext} + \Delta l_{int} \text{ [mm]} \quad (12)$$

Sendo Δl_{ext} e Δl_{int} os prolongamentos para os lados externo e interno do apoio, respetivamente.

Finalmente, o valor de cálculo da tensão de compressão transversal ao fio é dado por:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (13)$$

Em que $F_{c,90,d}$ é o valor das cargas transmitidas ao apoio.

3.3.1.5 Flexão

Mais uma vez, o critério de segurança consiste na limitação do valor máximo da tensão de cálculo atuante de flexão ($\sigma_{m,d}$) ao valor da resistência à flexão ($f_{m,d}$), de onde resulta a seguinte inequação:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad (14)$$

O valor característico da resistência à flexão $f_{m,k}$ é afetado pelo respetivo coeficiente parcial de segurança, pelo coeficiente de modificação da resistência k_{mod} e pelo coeficiente de efeito de volume, k_h .

Para uma secção transversal retangular, a tensão atuante é calcula segundo a expressão:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{sd}}{W} = \frac{6M_{sd}}{bh^2} [N/mm^2] \quad (15)$$

$f_{m,k}$ tal como para os casos já apresentados é afectado pelos coeficientes parcial e de modificação da resistência e ainda pelo coeficiente de efeito de volume, k_h .

$$f_{m,d} = k_h \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{Y_M} [N/mm^2] \quad (16)$$

A dimensão dos elementos de madeira influencia os valores das suas propriedades de resistência, particularmente em tração e flexão, chamado de efeito de volume. Sendo assim, nestes casos, o valor de cálculo das resistências tem de ser majorado por um coeficiente k_h .

Só beneficiam do efeito de volume secções de madeira maciça, em que a maior dimensão transversal seja inferior a 150 mm e o valor máximo de acréscimos seja de 30 %. Isto significa que, para secções com $h \geq 150 \text{ mm}$, $k_h = 1$.

O EC5 propõe, para secções retangulares as seguintes expressões para madeira maciça:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \quad (h \leq 150 \text{ mm}) \right. \\ \left. 1,3 \right. \quad (17)$$

3.3.1.1 Corte

O critério de segurança ao corte limita o valor de cálculo da tensão atuante deste esforço, ao valor de cálculo da resistência do elemento ao corte. Ou seja:

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (18)$$

Esta expressão é válida para τ_{zx} , τ_{yz} e τ_{xy} .

O valor da tensão atuante é dado pela expressão seguinte, já adaptada para as secções transversais retangulares, o caso abordado nesta obra.

$$\tau_d = \frac{VS}{Ib} = \frac{1,5Vsd}{bh} [N/mm^2] \quad (19)$$

O valor de cálculo da resistência da madeira ao corte é mais uma vez calculado a partir do valor característico e pelo método dos coeficientes parciais.

No caso de forças concentradas nas proximidades dos apoios, estas são transmitidas aos apoios por esforço transversal, e por bielas de compressão (ou tração). Neste sentido, a regulamentação estabelece que, tais forças podem ser ignoradas se a distância à face interna do apoio for inferior a h (maior dimensão da secção transversal), como representado na Figura 3.2 (a).

No caso particular de existir uma redução da secção da viga junto ao apoio, a distância limite passa a ser h_{ef} , Figura 3.2 (b).

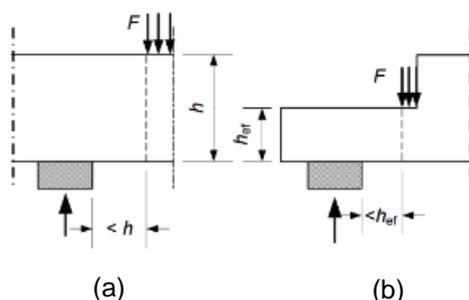


Figura 3.2 - Condições junto ao apoio, para qual as forças concentradas podem ser ignoradas (Adptado [Eurocódigo 5, 2004])

Outra situação possível, e que o Eurocódigo 5 detalha, é o caso de presença de entalhes na face tracionada do elemento, o que origina uma concentração de tensões na zona de entalhe e pode levar à rotura do mesmo. Para levar em conta este risco, e no caso de vigas de secção retangular, o EC5 introduz um coeficiente redutor de resistência, k_v , da seguinte forma:

$$\tau_{d,m\acute{a}x} \leq k_v f_{v,d} \quad (20)$$

Este coeficiente é igual a 1 nos seguintes casos (EC5-1-1- 6.5.1 (2)):

- Tracção ou compressão paralelas ao fio da madeira;
- Entalhe na face comprimida do elemento;
- Entalhe na face traccionada do elemento mas com $i \geq 10$;

O caso de entalhes na face tracionada e com $i \leq 10$ não é explorado neste estudo.

3.3.2 Estados-Limite de Utilização

Frequentemente o fator condicionante do dimensionamento de estruturas em madeira é o estado limite de utilização, em grande parte porque a madeira tem um módulo de elasticidade relativamente baixo, sendo que o valor médio se encontra, para a maioria das espécies de madeira utilizadas em estruturas, entre os 7 e os 15 MPa (Negrão & Faria, 2009).

Os estados-limite de utilização relevantes em projeto de estruturas de pavimentos em madeira são o de deformação e o de vibração, tendo em conta:

- Deformações ou deslocamentos que possam prejudicar o aspecto ou o uso da estrutura (incluindo o mau funcionamento de máquinas ou de instalações), assim como afectar os revestimentos ou elementos não estruturais (Martins, 2010);
- Vibrações desconfortáveis para o utilizador, ou que afectem ou limitem a eficiência da construção (Martins, 2010).

Na verificação do elemento à deformação, o comportamento diferido da madeira, que pode agravar substancialmente os deslocamentos instantâneos, faz com que este seja muitas vezes o estado-limite crítico ao dimensionamento.

O comportamento à vibração é igualmente importante, devido essencialmente ao baixo coeficiente de amortecimento que a madeira apresenta. Esta propriedade leva a que a dissipação da energia vibratória não seja tão rápida, o que pode conduzir a problemas relacionados com o desconforto ao utilizador.

3.3.2.1 Deformabilidade

O estado limite de deformação inclui a deformação dos elementos, mas também o escorregamento nas ligações, que pode comprometer o funcionamento global da estrutura. No entanto, este último caso é importante nos tipos de estruturas de pórticos, que não serão objeto de estudo no presente trabalho.

A estrutura responde instantaneamente com a deformação, u_{inst} , perante a aplicação de uma carga e esta deformação irá aumentar ao longo do tempo. Numa primeira fase a velocidade de deformação é elevada ainda que decrescente (fluência primária), depois a velocidade abranda e mantém-se aproximadamente constante (fluência secundária).

Se o nível de tensão ultrapassar um determinado limite (35% da resistência instantânea da madeira), atinge-se uma fase de fluência terciária caracterizada pelo aumento da deformação (Figura 3.3– (1)) (Negrão & Faria, 2009). Caso contrário, a fluência secundária prolonga-se por toda a vida da estrutura sem consequências estruturais graves (Figura 3.3 – 2). O fator de deformação, k_{def} , tem em conta a fluência no cálculo da flecha de uma viga, que difere entre derivados da madeira e está diretamente ligado às condições a que o elemento estrutural está exposto, nomeadamente a duração das ações, como já referido em 3.1.

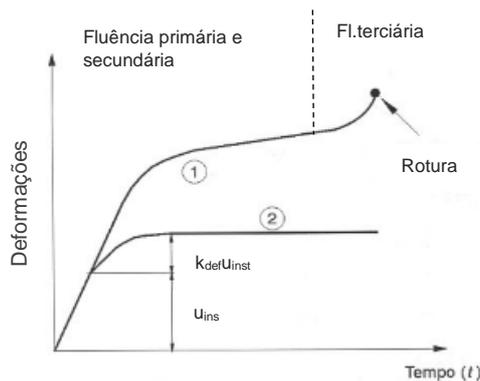


Figura 3.3 - Curva da fluência da madeira quando entra na fluência terciária (1) e quando a fluência secundária se prolonga por toda a vida da estrutura (2) [Adaptado (Pfeil & Pfeil, 2003)]

O EC5 propões, na cláusula 2.2.3 (5), um procedimento simplificado para o cálculo da deformação final, que consiste em adicionar as deformações finais devidas a cada ação a que o elemento está sujeito, calculadas separadamente, como mostra a equação (21). Ou seja, neste caso, as deformações instantâneas devem ser calculadas para o valor característico de cada ação.

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + \sum_{i>1} u_{fin,Qi} \quad (21)$$

com

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + k_{def}) \quad (22)$$

$$u_{fin,Q1} = u_{inst,Q1}(1 + \Psi_{2,1}k_{def}) \quad (23)$$

$$u_{fin,Qi} = u_{inst,Qi}(\Psi_{0,i} + \Psi_{2,i}k_{def}) \quad (24)$$

$\Psi_{0,i}$ e $\Psi_{2,i}$ são os valores de combinação quase-permanente relativos à ação variável i.

O EC5 determina, na cláusula 2.2.2 (2), que u_{inst} deve ser calculada para a combinação característica de acções, mas que u_{fin} , a deformação final, deve ser calculada para a combinação quase-permanente de ações (2.2.3(3)).

Contempla-se também o caso em que os membros da estrutura, ou a própria, têm diferentes comportamentos à fluência (2.2.3(4)). Nestes casos, a deformação final deve ser calculada com os valores médios finais dos módulos de elasticidade, de deslizamento e de distorção apropriados.

Na Figura 3.4 estão esquematizados os diferentes tipos de deformações que são referidos ao longo do texto. w_{inst} , é a deformação instantânea devida à combinação de acções, w_{creep} a deformação diferida e da soma destas resulta a deformação final, w_{fin} .

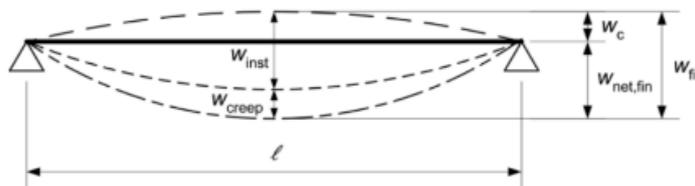


Figura 3.4 - Esquema com componentes da deformação [Adaptado (Eurocódigo 5, 2004)]

De acordo com Negrão & Faria (2009) é frequente a adoção de uma contraflecha, w_c , na execução de estruturas de madeira lamelada colada, tornando menos restritivo o critério de verificação.

Os valores que condicionam o Estado-limite de deformação estão na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Valores-limite para deformações de vigas [Adaptado (Eurocódigo 5, 2004)]

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

3.3.2.2 Vibração

Na Secção 7.3, para o estado-limite de vibração, o Eurocódigo 5 procura limitar as vibrações originadas pela atividade humana normal (passada) em pavimentos, que possam causar desconforto aos ocupantes da estrutura.

As regras que seguem aplicam-se a pavimentos com frequência fundamental superior a 8 Hz. Para valores inferiores a este, existe o risco de ressonância, situação que não é abordada neste texto, pois obriga a um estudo mais aprofundado (Negrão & Faria, 2009).

Pela regulamentação existem duas condições para a verificação do estado-limite de vibração (25) e (26), e que se relacionam através dos coeficientes a e b , no ábaco da Figura 3.7.

$$\frac{w}{F} \leq a \text{ (mm/kN)} \quad (25)$$

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \text{ (m/Ns}^2\text{)} \quad (26)$$

w é a deformação instantânea vertical máxima causada por uma força concentrada F vertical aplicada em qualquer ponto do pavimento (normalmente no centro do painel).

O parâmetro v é a velocidade de resposta a um impulso unitário, ou seja, o valor inicial máximo da velocidade de vibração do pavimento em (mm/s), devido ao impulso (1 Ns) aplicado no ponto central do painel do painel, onde geralmente a resposta é máxima.

Por fim, ζ corresponde ao coeficiente de amortecimento modal, definido em 7.3.1 (3) da regulamentação como 1%, ou seja, 0,01.

Os coeficientes a e b presentes em (25) e (26), respetivamente, podem ser obtidos a partir da Figura 3.5, e é através deste gráfico que se verifica o comportamento do pavimento e o seu desempenho às vibrações.

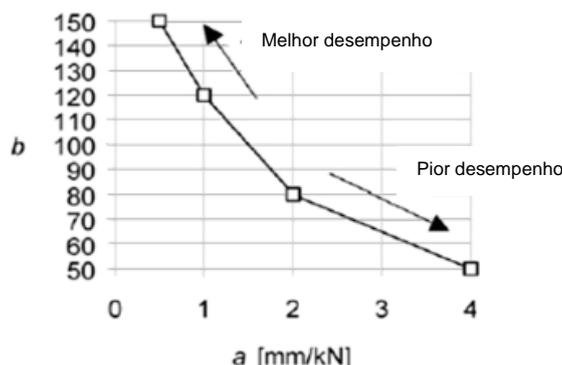


Figura 3.5 - Curva de Pares dos coeficientes a e b [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]

Como representado na Figura 3.5, o lado esquerdo do gráfico (menor valor de a e maior de b) corresponde a um melhor desempenho, e o lado direito (maior valor de a e menor de b) a um pior.

O cálculo da frequência fundamental, f_1 , e da velocidade de resposta ao impulso unitário, v , é feito segundo as expressões (27) e (28):

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \text{ (Hz)} \quad (27)$$

Sendo m a massa por unidade de área do pavimento. $(EI)_L$ corresponde ao factor de rigidez para flexão segundo o vão principal (L) e por unidade de largura de pavimento. Por sua vez, $(EI)_B$ é o factor de rigidez de flexão para a direcção transversal (B) por unidade de comprimento (L).

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mBL + 200} \quad (28)$$

$$n_{40} = \left\{ \left[\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right] \left(\frac{B}{L} \right)^4 \frac{(EI)_L}{(EI)_B} \right\}^{0,25} \quad (29)$$

Em que n_{40} é o número de modos de vibração com frequência inferior a 40 Hz, cujos contributos são considerados relevantes. mBL é a massa total do pavimento e o quociente $4/200$ corresponde a uma massa adicional de 50kg, não contabilizada para o cálculo dos modos de vibração, mas sim no da velocidade, correspondendo à massa parcial do corpo do utente perturbado pela oscilação.

De referir, por último que, na cláusula 7.3.3(5), o EC5 estabelece que: $(EI)_B < (EI)_L$.

4. Ligações

4.1 Introdução

Depois de estudada a regulamentação em vigor para os estados limite e as respetivas condições de segurança estrutural, este capítulo é dedicado ao dimensionamento das ligações nas peças de madeira. Tal como para o dimensionamento dos estados-limite, a regulamentação europeia para as ligações em peças de madeira é o Eurocódigo 5 – Parte 1.1.

As ligações são geralmente os pontos mais fracos numa estrutura de madeira. Por estarem sujeitas a esforços e tensões localizadas, constituem zonas críticas que exigem uma atenção cuidada, para que não seja posta em causa a segurança global da estrutura. Uma ligação serve para transferir esforços de um elemento estrutural para outro e por isso o “seu cálculo constitui o passo mais complexo do projeto de estruturas de madeira” (Negrão & Faria, 2009).

Com Eurocódigo 5- Parte 1.1 é possível calcular o valor, da resistência da ligação.

Tal como no Capítulo 3, em que só foram abordadas as condições de segurança relevantes para a análise dos dois casos de estudo dispostos no Capítulo 6, também neste capítulo só serão referidas as expressões para o dimensionamento das ligações propostas mais à frente. Assim, no que toca ao dimensionamento, só serão feitas referências ao dimensionamento dos seguintes tipos de conectores: parafusos de enroscar e parafusos de porca.

4.2 Tipos de ligações

Existem vários critérios de classificação de ligações. Neste trabalho, dar-se-á ênfase ao critério de distinção quanto ao princípio mecânico. Assim, segundo (Negrão & Faria, 2009) existem duas distinções claras: ligações entalhadas e ligações mecânicas, com recurso a elementos de ligação.

Dentro das ligações mecânicas existe ainda a distinção entre ligadores tipo cavilha, com uma forma cilíndrica e ligadores planos.

4.2.1 Ligações entalhadas

As ligações entalhadas, são chamadas de ligações tradicionais, executadas com recurso a elementos naturais que fazem um nó ou entalhe a ligar os elementos. Com o desenvolvimento de novas ferramentas, também estas ligações evoluíram no sentido de moldar a madeira para criar uma ligação mais resistente.

As ligações tradicionais assentam essencialmente na marcenaria. A moldagem da secção é muito importante e o desenho deste tipo de ligação apresenta um papel preponderante no seu dimensionamento.

As peças entalhadas são feitas por cortes no elemento estrutural, muitas vezes nem paralelos nem perpendiculares ao fio da madeira. É por isso importante ter em atenção a direção em que as forças atuam sendo necessário saber a capacidade resistente da madeira nas várias direções.

4.2.2 Ligadores tipo Cavilha

Os ligadores metálicos são geralmente de aço. Os ligadores tipo cavilha agrupam os pregos, parafusos de enroscar, parafusos de porca, as cavilhas propriamente ditas e os agrafos.

Todos eles podem ser inseridos na madeira paralela, oblíqua ou transversalmente ao fio da peça. A transmissão das forças é feita pela pressão entre o ligador e a madeira e, a resistência da ligação, é normalmente, condicionada pelo esmagamento da madeira na zona de contacto, ou, por vezes, pela plastificação do ligador.

Os vários tipos de ligadores tipo cavilha, são apresentados na Figura 4.1.

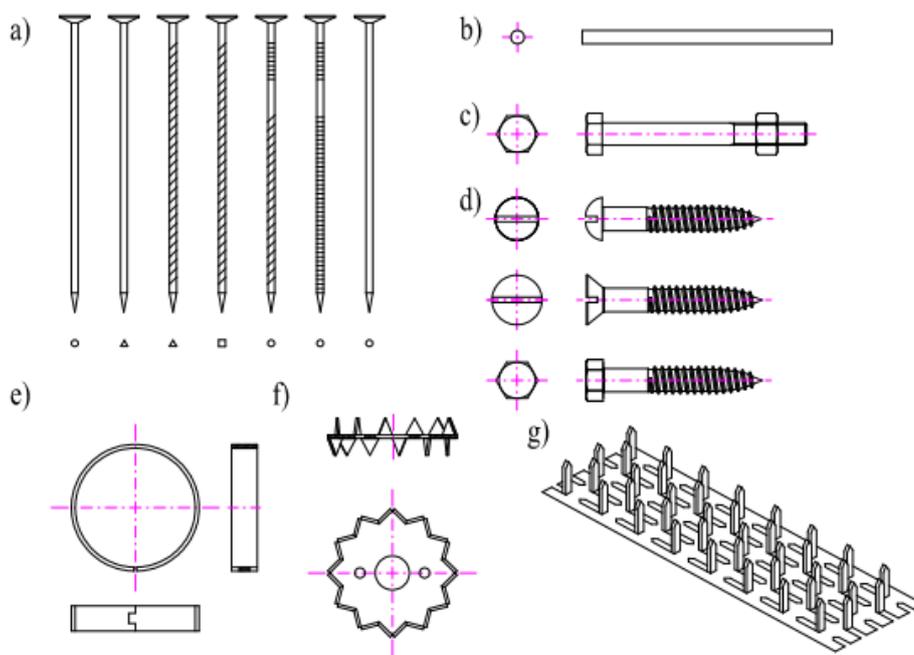


Figura 4.1 - a) Pregos; b) Cavilhas; c) Parafusos de porca; d) Parafusos de enroscar; e) Anéis abertos; f) Placas circulares dentadas; g) Chapas de Pregar [Adaptado (TEMTIS, 2008)]

4.2.2.1 Pregos

Os pregos são os ligadores metálicos mais comuns na construção em Portugal e podem ter diferentes diâmetros, comprimentos e acabamentos. O tipo de prego mais frequente é o prego redondo liso. Na Figura 4.1 – a) são apresentados vários tipos de pregos.

Os pregos são produzidos numa grande variedade de dimensões, sendo que para pregos redondos comuns, o diâmetro varia de 1 a 9 mm e o comprimento pode ir até 300 mm. Para evitar a corrosão, os pregos podem ser de aço galvanizado.

Na aplicação dos pregos nos elementos de madeira pode-se recorrer, ou não, à pré-furação da peça. Quando não é feita qualquer preparação prévia, a penetração do prego provoca a separação das fibras da madeira e pode levar à rotura da mesma. Assim, como medida preventiva, e em especial para diâmetros do ligador elevados, procede-se à pré-furação da peça, com furos de diâmetro ligeiramente inferior ao do prego a inserir, de forma a assegurar o atrito lateral entre a madeira envolvente.

O Eurocódigo 5- Parte 1.1 impõe, na cláusula 8.3.1.1 (2), que deve ser feita a pré-furação da madeira quando o diâmetro do prego for superior a 6 mm e a massa volúmica ultrapassar os 500 kg/m³.

4.2.2.2 Parafusos de enroscar

Os parafusos são soluções bastante competitivas nas ligações entre elementos em estruturas de madeira e são produzidos, tal como os pregos, numa vasta gama de tipos e dimensões. Na Figura 4.1 – d) são apresentados os três tipos de parafusos de enroscar mais comuns: cabeça redonda, cabeça de embeber e cabeça sextavada.

Os parafusos sextavados são utilizados na aplicação estrutural e são, geralmente, os de maior diâmetro, enquanto que os outros dois tipos são mais utilizados na fixação de elementos secundários, e aqui os diâmetros não vão além dos 8 mm.

Existem outras características específicas dos parafusos de enroscar relacionadas com a sua constituição e importantes para a compreensão dos elementos apresentados mais à frente no texto:

- Requerem geralmente o uso de anilha sob a cabeça;
- Podem ser produzidos em aço inoxidável ou em aço comum com zincagem anti-corrosão;
- A parte lisa da espiga corresponde a cerca de 40% do seu comprimento total (Negrão & Faria, 2009);
- São introduzidos na madeira por rotação, com o auxílio de uma chave de parafusos;
- Não deve ser utilizada a percussão;
- A aplicação deve ser feita com pré-furação, com exceção de diâmetros inferiores a 6 mm em resinosas;

A utilização de parafusos em conjunto com chapas perfuradas costuma ser uma solução frequentemente adotada. É preciso ter especial atenção com estes ligadores na sua aplicação na madeira, em especial em relação ao esmagamento da secção que estes podem provocar se forem muito apertados.

Ao contrário do que acontece nos pregos, nos parafusos existe a vantagem da reversibilidade da ligação sem grandes reduções na capacidade resistente.

4.2.2.3 Cavilhas e parafusos de porca

As cavilhas têm uma superfície lateral lisa, e são inseridas na madeira por percussão, num furo ligeiramente inferior ao seu diâmetro, para que continue a ser mobilizado o atrito lateral que mantém a cavilha em posição. Na Figura 4.1 – b) e c) são apresentados exemplos de cavilhas e parafusos de porca, respetivamente.

Os parafusos são inseridos por rotação num furo de diâmetro 1mm superior ao do parafuso, para facilitar a sua colocação. Esta folga permite alguma flexibilidade inicial na ligação pelo que, depois de aplicada a carga, é necessário que o parafuso encoste primeiro à madeira circundante, passando depois a comportar-se como cavilha.

Tal como acontece em estruturas metálicas, os parafusos de porca requerem a aplicação de anilhas sob a cabeça e sob a porca, para evitar o esmagamento da madeira causada pela pressão de aperto.

Pelo EC5-1-1, e segundo o disposto na cláusula 10.4.3(2) do mesmo, as anilhas, quadradas ou circulares, devem ter um lado ou um diâmetro mínimo de 3d, respetivamente, e uma

espessura mínima de $0,3d$, onde d é o diâmetro nominal do ligador. Devem, além disso, ser resistentes às cargas em toda a área de contacto.

As classes de resistência dos parafusos metálicos são apresentadas na Tabela 4.1.

f_{ub} – tensão de rotura do aço do parafuso

f_{yb} – tensão de cedência

Tabela 4.1 - Propriedades dos parafusos de porca em função das classes resistentes

Classe	4.6	4.8	5.6
f_{yb} (MPa)	240	320	300
f_{ub} (MPa)	400	400	500

Qualquer destas classes pode ser utilizada em estruturas de madeira, no entanto não é geralmente justificável o uso de parafusos das resistências mais elevadas, que poderão apresentar um desempenho excessivo para aplicação conjunta com a madeira.

As características das porcas são definidas na (EN 20898-2:1993 – Mechanical properties of fasteners – Part 2: Nuts with specified proof load value – Coarse thread.)

4.2.3 Ligadores planos

As placas metálicas são normalmente combinadas com pregos ou parafusos. As chapas de ligação são também geralmente produzidas com aços macios correntes. A Tabela 4.2 é uma réplica do quadro disposto no Eurocódigo 3 – Estruturas metálicas, no qual se discriminam as qualidades de aço e as respetivas normas de classificação. Neste caso só é apresentada a classe S235, pois será a utilizada nos casos de estudo mais à frente.

Tabela 4.2 - Classes resistentes de aço para chapas

Classes de aço	Normas de Classificação	Espessura nominal do elemento, t (mm)			
		$t \leq 40\text{mm}$		$t > 40\text{mm}$	
		f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S235	EN 10025-2[7]	235	360	215	360

Existem placas metálicas que não necessitam da utilização de pregos, uma vez que têm segmentos de chapa cortados e colocados perpendicularmente ao plano da placa – chapas metálicas dentadas – Figura 4.1 – g).

As placas circulares são dos conectores mais antigos e ainda são utilizados na construção. Esta ligação fica essencialmente entre elementos estruturais, havendo a necessidade de fazer cortes nos mesmos para alojar a placa – Figura 4.1 – e). As placas circulares podem apresentar-se dentadas para uma ligação mais resistente – os dentes da placa ficam cravados na madeira – Figura 4.1 – f).

Existem mais tipos de ligadores planos mas que não serão abordados neste texto.

4.2.4 Critérios de seleção

Como critérios para a seleção do tipo de ligador a utilizar na estrutura há que ter em conta, não só os aspetos mecânicos e técnicos, mas também outros ligados à logística da situação e aos aspetos económicos. Alguns dos aspetos preponderantes à escolha do tipo de ligador são a

capacidade de carga e rigidez, estética, durabilidade, custo de material e montagem e exequibilidade.

As cavilhas e parafusos de porca, conseguindo atingir grandes resistências, são a opção habitual para elementos de grandes dimensões nos quais está em jogo a transmissão de esforços elevados.

Por sua vez, os parafusos de enroscar e os pregos são utilizados, em geral, em elementos não estruturais ou elementos estruturais secundários.

As chapas dentadas podem ter protruções para um ou dois lados, consoante se destinam a ligar peças alinhadas ou sobrepostas, e têm a sua utilização mais comum na transmissão de forças nos nós de asnas pré-fabricadas, que não entra no domínio desta obra.

No contexto das ligações poder-se-á dizer que existem, para a mesma situação, diversas formas de ligar dois elementos, ou seja, várias ligações possíveis, dependendo do objetivo, dos esforços e das cargas atuantes.

4.3 Dimensionamento de ligações

No dimensionamento de uma ligação existem alguns fatores a ter em conta: as forças atuantes, as repercussões que a ligação vai ter no material, facilidade de concretização e os fatores ambientais (humidade e resistência ao fogo).

As diferentes características dos materiais de aço e madeira, em relação a variações de volume devido à temperatura e humidade, trazem um problema adicional ao dimensionamento das ligações entre estes materiais, onde forças adicionais atuam no sistema.

A simplicidade da solução é também um fator importante, uma vez que se traduz num modelo de cálculo mais realista e numa melhor perceção por parte do projetista daquilo que vai acontecer à ligação.

Como referido, para elementos estruturais pequenos e lineares, os parafusos e os pregos costumam ser uma boa opção. Em elementos maiores, as forças atuantes também são maiores, pelo que se adequam melhor outros tipos de ligações, como os parafusos de porca.

O primeiro passo do dimensionamento de uma ligação passa por perceber como estão distribuídas as cargas e as forças atuantes e como são transmitidas a todos os elementos da ligação. É necessário saber a que tipo de solicitações cada componente está sujeito.

No caso dos ligadores metálicos, é o ligador/ligadores mais condicionante/ condicionantes que determinam a resistência da ligação.

A resistência da ligação depende da resistência de cada componente, nomeadamente da capacidade resistente da madeira nas várias direções solicitadas, da capacidade resistente do ligador metálico, caso se aplique, e dos modos de rotura que podem surgir na madeira. Os modos de rotura possíveis, dependem se lidamos com interações madeira-madeira ou madeira-aço e baseiam-se na Teoria de Johansen, apresentada na Secção 4.4 deste Capítulo.

4.3.1 Resistência ao esmagamento localizado

A resistência ao esmagamento localizado numa ligação é caracterizada pela máxima tensão transmitida pelo conector à madeira, sem levar as fibras da madeira à cedência, ou seja, sem o esmagamento das mesmas.

Para calcular esta resistência característica da madeira o Eurocódigo 5 tem em conta 3 fatores: o valor característico do peso volúmico da madeira (ρ_k), o diâmetro do conector (d) e se a madeira foi pré-furada ou não.

Por exemplo, uma madeira mais densa resulta numa maior capacidade resistente. Enquanto que, um diâmetro mais pequeno do ligador afeta menos material, aumentando a capacidade resistente da madeira.

O Eurocódigo 5 não permite ligações sem pré-furação para conectores cujo diâmetro seja superior a 8mm ou para madeiras cujo valor característico do peso volúmico seja superior a 500Kg/m³.

Outro fator que influencia a resistência ao esmagamento da madeira é ângulo que a força faz com a direção do fio. Esta variação entre a capacidade resistente e a direção força-fio é diferente para os vários tipos de ligadores.

No caso dos pregos, a diferença entre capacidades resistentes da madeira com forças aplicadas em diferentes ângulos com a direção do fio não varia muito, podendo mesmo ser desprezada. O mesmo já não acontece com parafusos. Neste caso, uma redução deve ser considerada onde a nova resistência ao esmagamento localizado da madeira ($f_{h,\alpha,k}$) é calculada de acordo com a equação (Equação 30):

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (30)$$

Para as mesmas ligações com pré-furação, o Eurocódigo 5 considera como capacidade resistente da madeira a Equação 31.

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad (31)$$

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{para resinosas} \\ 1,30 + 0,015d & \text{para LVL} \\ 0,90 + 0,015d & \text{para folhosas} \end{cases} \quad (32)$$

$f_{h,0,k}$ e $f_{h,\alpha,k}$ são as resistências ao esmagamento localizado em N/mm², na direção do fio e a um ângulo α com este, respetivamente, d é o diâmetro do ligador, em mm , e ρ_k é a massa volúmica do material, expressa em kg/m³.

No caso específico dos parafusos de enroscar, o EC5-1-1 determina, nas cláusulas 8.7.1 (4) e 8.7.1 (5) que a verificação da segurança se faça:

- De acordo com as regras dos parafusos de porca para parafusos de enroscar de diâmetro superior a 6 mm;
- De acordo as regras referentes aos pregos em caso contrário.

Esta variação nas regras a adotar deve-se à grande variação da resistência ao esmagamento diametral com o ângulo força-fio consoante o diâmetro do parafuso – Figura 4.2. Esta variação é reduzida para diâmetros pequenos – comparados aos pregos – e elevada para diâmetros maiores – comparados aos parafusos de porca.

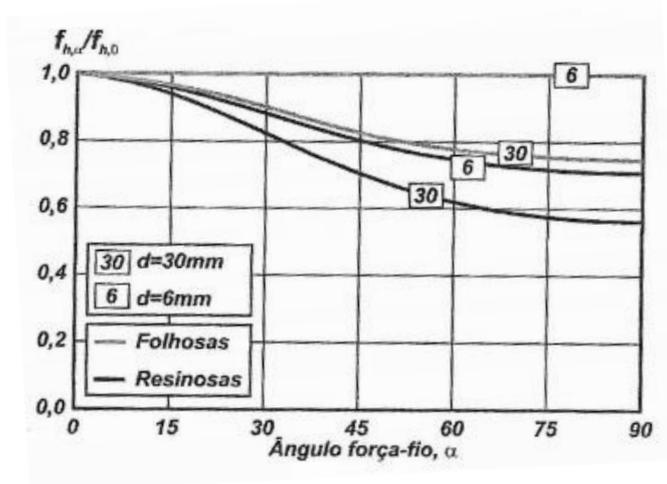


Figura 4.2 - Variação da resistência ao esmagamento localizado em folhosas e resinosas, para diâmetros de 6 e 30 mm [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]

4.3.2 Momento plástico do ligador

Tal como em estruturas metálicas, o conceito de momento plástico corresponde ao momento instalado no ligador no instante de formação da primeira rótula plástica, ou seja, quando se dá o esgotamento da capacidade resistente da secção à flexão.

Para parafusos de porca e pregos redondos, o valor característico do seu momento plástico, é definido, na cláusula 8.5.1.1(1), como:

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k}d^{2,6} \quad (33)$$

onde d é o diâmetro do ligador e $f_{u,k}$ é o valor característico da sua tensão de cedência –Tabela 4.1.

4.3.3 Funcionamento ao arranque

Enquanto que o funcionamento dos ligadores ao corte depende da conjugação da resistência ao esmagamento localizado e do momento plástico do ligador, e o modelo da Teoria de Johansen (Secção 4.4) é comum a todos os ligadores, o mesmo não acontece na resistência ao arranque, que varia consoante o tipo de ligador (Negrão & Faria, 2009).

Os parafusos de enroscar possuem uma resistência ao arranque superior à de um prego de diâmetro equivalente, dada a interação da face roscada na madeira.

No entanto, segundo o disposto no EC5-1-1 na cláusula 8.7.2(3), esta resistência só poderá ser tida em consideração, se o comprimento de penetração da parte roscada na peça que receba o parafuso não for inferior a $6d$ (d – diâmetro do ligador).

O EC5-1-1 propõe ainda, para o valor característico da resistência ao arranque de parafusos de diâmetro nominal entre 6 e 12mm e relação d_1/d (onde d_1 é o diâmetro do fundo da rosca) entre 0,60 e 0,75, a expressão²

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef}f_{ax,k}d_{ef}k_d}{1,2\cos^2\alpha + \sin^2\alpha} \quad (34)$$

² Introduzida pela Emenda EN 1995-1-1:2004-A1, de 2007 (Negrão & Faria, 2009)

sendo n_{ef} ³ o número efectivo de parafusos, l_{ef} o comprimento de penetração da rosca na peça que recebe a ponta e d o diâmetro, medido pelo exterior da rosca. $f_{ax,\alpha,k}$ é o valor característico da resistência ao arranque para um ângulo α entre o eixo do parafuso e o fio, e é dada por:

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} l_{ef}^{-0,1} \rho_k^{0,8} \quad (35)$$

$$k_d = \min(d/8; 1) \quad (36)$$

k_d é um coeficiente e ρ_k é o valor característico da massa volúmica da madeira. Para um grupo de parafusos com uma componente de carga axial, n_{ef} , é dado em função do número de parafusos n da ligação:

$$n_{ef} = n^{0,9} \quad (37)$$

4.3.4 Interação entre corte e arranque

Segundo a cláusula 8.7.3(1), no caso de o ligador estar sujeito simultaneamente a forças de corte e arranque, para todos os tipos de ligadores exceto os pregos, deve ser verificada a condição de relação conjunta das mesmas:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (38)$$

onde F_{ax} e F_v se referem às contribuições do esforço axial (de arranque) e do corte, respetivamente, e os índices Ed e Rd designam os valores de cálculo das forças atuantes e resistentes.

Estas resistências são calculadas sem ter em conta a interação, isto é, pela expressão (35) para o arranque, e pelas expressões de Johansen (Capítulo 4.4), para o corte.

Para além do arranque como uma das possíveis formas de rotura de uma ligação aparafusada solicitada axialmente, a cláusula 8.7.2 (1) refere as restantes:

- A rotura da cabeça do parafuso, se existe chapa metálica de interposição;
- A resistência à tração do ligador;
- A resistência ao punçoamento sob a cabeça do ligador.

Qualquer destas formas de rotura deverá apresentar resistência superior à expressa pela Equação (35). As duas primeiras vêm dos regulamentos de construção metálica e devem ser verificadas nesse âmbito, segundo as regras referentes a esta matéria do EC3 -1-1, dispostas na próxima Secção.

Também no que diz respeito a resistência ao corte do ligador devem ser utilizadas as expressões para as estruturas metálicas e feitas as verificações para as resistências ao corte do ligador e da chapa metálica, caso se aplique.

4.3.5 Capacidade resistente dos ligadores e chapas metálicas

Como já referido, no caso das ligações com recurso a elementos metálicos é necessário fazer a verificação destes mesmos elementos, de acordo com a regulamentação que lhes diz

³ A resistência resultante de um alinhamento de n pregos na direcção do fio não é igual à simples soma aritmética das resistências individuais (Negrão & Faria, 2009)

respeito, nomeadamente segundo Eurocódigo 3-1-8 referente a Estruturas Metálicas: Projeto de Ligações.

Segundo o EC3-1-8, as ligações aparafusadas solicitadas ao corte devem ser projetadas como pertencendo a uma das categorias enunciadas em 3.4.1 da regulamentação mencionada.

No caso das ligações dimensionadas neste trabalho, no que diz respeito ao corte, pertencem à denominada Categoria A: Ligação ao corte resistente ao esmagamento. Nesta categoria devem ser utilizados parafusos de classes 4.6 a 10.9, e não é requerido qualquer pré-esforço ou disposições especiais de contacto. O valor de cálculo do esforço de corte no estado limite último não deverá exceder o valor da resistência ao corte, Equação (39), nem o valor de cálculo da resistência ao esmagamento, Equação (40).

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (39)$$

f_{ub} é a tensão de rotura do aço do parafuso, γ_{M2} o coeficiente parcial de segurança para a resistência de parafusos e chapas ao esmagamento e A_s a área da secção resistente do parafuso.

Quando o plano de corte atravessa a parte roscada:

- $\alpha_v = 0,6$ para as classes 4.6, 5.6 e 8.8
- $\alpha_v = 0,8$ para as classes 4.8, 5.8, 6.8 e 10.9

No caso de serem utilizadas chapas metálicas, é necessário verificar a resistência ao esmagamento da mesma, dada pela expressão seguinte:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} \quad (40)$$

f_u é a tensão de rotura do aço da chapa e γ_{M2} já foi referido, d o diâmetro do furo e t a espessura da chapa.

α_b e k_1 são dois coeficientes e que dependem da direção da força de corte atuante e são dados por:

$$\alpha_b = \min \left\{ 1; \frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \right\} \quad (41)$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,5; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \right\} \quad (42)$$

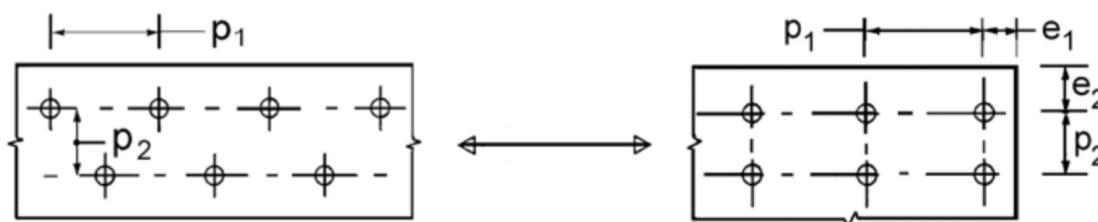


Figura 4.3 - Símbolos para as distâncias entre eixos dos furos das peças de ligação [Adaptado (Eurocódigo 3, 2010)]

Por fim, as ligações aparafusadas solicitadas à tração devem ser projetadas como pertencendo a uma das categorias referidas no EC3-1-8.

Neste caso, todas as ligações dimensionadas pertencem à categoria de ligações não pré-esforçadas da fazem parte as verificações de resistência à tração – Equação (43), e resistência ao punçoamento – Equação (44).

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (43)$$

$k_2 = 0,9$ excepto nos parafusos de cabeça de embeber.

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p}{\gamma_{M2}} \quad (44)$$

d_m é o menor diâmetro médio e t_p a espessura da chapa sob a cabeça do parafuso ou da porca

No caso de termos forças de corte e tração a atuar simultaneamente no parafuso, é necessário fazer a verificação de segurança dessa interação, pela equação:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (45)$$

Só verificada esta condição a segurança da ligação é totalmente garantida.

4.3.6 Espaçamentos mínimos

O objetivo de definir espaçamentos mínimos tabelados para a disposição dos ligadores, consoante o tipo e as forças a que a peça está solicitada, é reduzir o risco de ocorrência de fraturas, arranques nos topos das peças e roturas na direção do fio da madeira, por tração transversal.

Assim são definidos no EC5-1-1 espaçamentos mínimos a considerar entre ligadores e destes aos topos e lados das peças.

A nomenclatura das distâncias relevantes a saber é apresentada na Figura 4.4. As letras “t” e “c”, nas distâncias a_3 e a_4 , dizem respeito à distinção entre topo ou lado “solicitado” (t) e “não solicitado”, dependendo da força exercida pelo ligador na zona em questão.

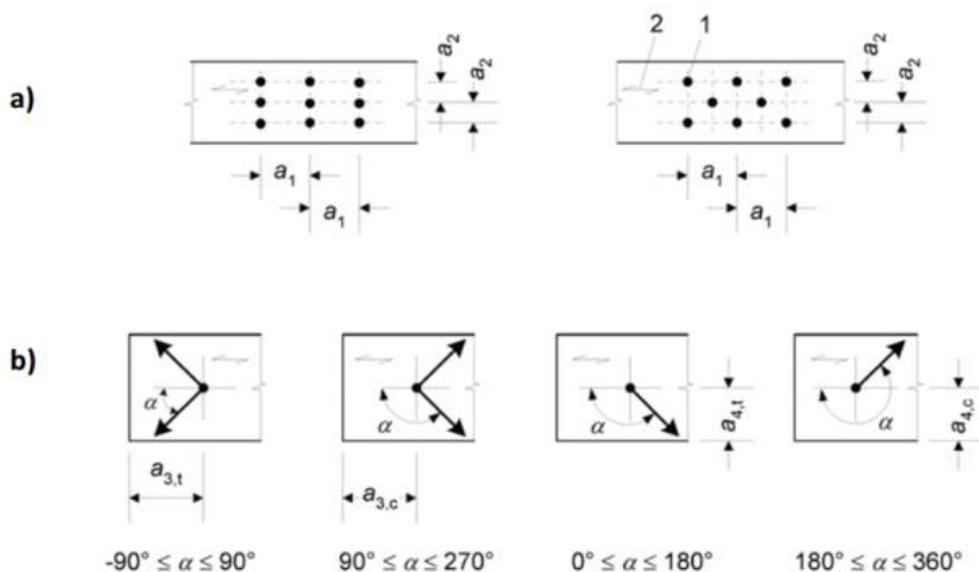


Figura 4.4 - Espaçamentos mínimos entre ligadores (TEMTIS, 2008)

Os espaçamentos mínimos dos parafusos de enroscar são indicados no Tabela 4.3 para uma espessura mínima de $12d$ das peças de madeira. No caso dos parafusos de porca, as condições são apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.3 - Espaçamentos mínimos para parafusos de enroscar para espessuras mínimas de $12d$

Dimensão	Valor
Espaçamento na direção do fio, a_1	$7d$
Espaçamento na direção perpendicular ao fio, a_2	$5d$
Distância mínima do centro geométrico (G) da parte roscada inserida na peça ao topo desta, $a_{1,CG}$	$10d$
Distância mínima do centro geométrico (G) da parte roscada inserida na peça ao lado desta, $a_{2,CG}$	$4d$

Tabela 4.4 - Espaçamentos mínimos para parafusos de porca

Espaçamentos	Ângulo	Valor mínimo
a_1 (paralelo ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha)d$
a_2 (perpendicular ao fio)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{3,1}$ (topo solicitado)	$-90^\circ \leq \alpha \leq +90^\circ$	$\text{máx}[7d; 80\text{mm}]$
$a_{3,c}$ (topo não solicitado)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\text{máx}[(1 + 6 \sin \alpha)d; 4d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\text{máx}[(1 + 6 \sin \alpha)d; 4d]$
$a_{4,1}$ (lado solicitado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\text{máx}[(2 + 2 \sin \alpha)d; 3d]$
$a_{4,c}$ (lado não solicitado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

4.4 Teoria de Johansen

No que diz respeito às regras de dimensionamento de ligações para ligadores tipo cavilha sujeitos ao corte, o EC5 segue o modelo da Teoria de Johansen.

As equações de equilíbrio-limite estabelecidas por Johansen estendem-se desde as ligações entre peças de madeira, passando pelas ligações entre madeira e derivados de madeira, até às ligações de elementos de madeira com peças metálicas.

A teoria de Johansen, originalmente designada como “Johansen Yield Theory”, estipula que a resistência de uma ligação, com ligador metálico do tipo cavilha, de diâmetro d , sujeito a uma força P , é regulada por dois efeitos.

O primeiro deve-se à resistência à flexão do ligador e a resistência ao esmagamento da madeira, que em conjunto designa-se como “efeito cavilha”. Já o segundo, prende-se com a resistência à tração do ligador metálico, neste caso ao arranque do desde da peça de madeira, e o atrito entre as superfícies da madeira. A parcela devida ao atrito, não é considerada no EC 5, dada a difícil quantificação do coeficiente de atrito entre superfícies de madeira e a sua rugosidade.

O cálculo da resistência das ligações do tipo cavilha é feita através de considerações em regime plástico, uma vez que tanto a flexão do ligador como o esmagamento da madeira são plásticos.

Johansen defendia que, dependendo das características mecânicas e geométricas dos elementos intervenientes na ligação, o mecanismo de rotura pode ter formas distintas, a que designou, modos de rotura (Negrão & Faria, 2009).

Os modos de rotura implicam sempre o esmagamento localizado da madeira, combinado ou não com a formação de rótulas plásticas no ligador (Negrão & Faria, 2009) e não é possível conhecê-los *a priori*. São, contudo, influenciados por diversos fatores, tais como: o tipo de ligação (ligação de dois elementos – corte simples, ou ligação de três elementos – corte duplo) ou as espessuras dos diversos elementos.

Nas expressões analíticas propostas por Johansen para a quantificação da capacidade resistente para estas duas famílias de ligações (em corte simples e duplo), é admitido que o ligador e a madeira têm um comportamento rígido – plástico (Branco, 2003).

Por plano de corte entende-se as superfícies de contacto das peças unidas pelos ligadores, sujeitas a pressões de contacto, com sentidos opostos.

Nos mecanismos de rotura tipo b), c), h) e i) - Figura 4.5 existe apenas esmagamento da madeira, sem qualquer plastificação do ligador. Já nos modos de rotura tipo d), e), j) e f), k) – Figura 4.5, para além do esmagamento da madeira, formam-se uma e duas rótulas plásticas, respetivamente, por plano de corte.

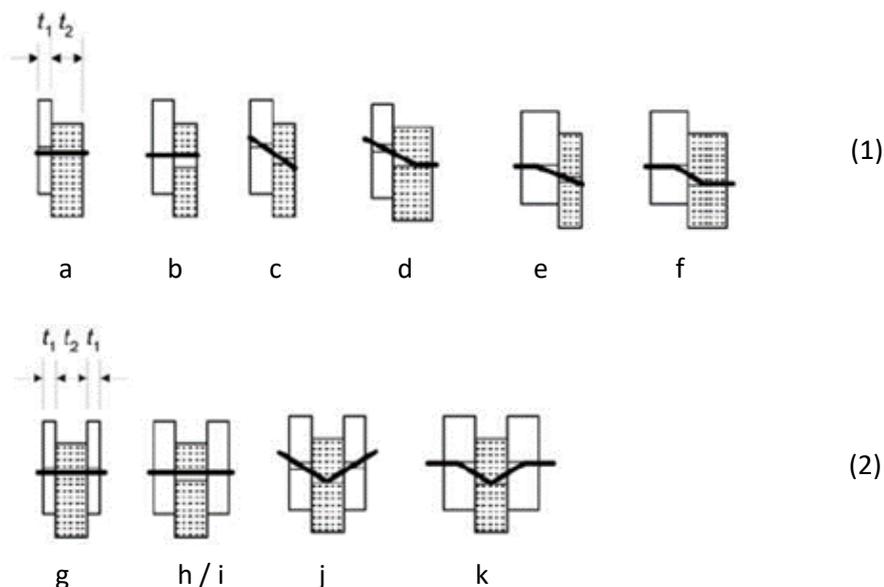


Figura 4.5 - Modos de rotura de ligações de madeira; (1) Corte Simples; (2) Corte Duplo [Adaptado (TEMTIS, 2008)]

Os diversos modos de rotura considerados são apresentados na Figura 4.5 e as expressões preconizadas pelo EC5 para cada um deles são apresentadas nos subcapítulos seguintes. No texto serão referidas apenas as expressões que serão utilizadas no Capítulo 6.

4.4.1 Corte Simples

Na Figura 4.5 apresentam-se os diversos modos de rotura por corte simples. Os três primeiros, figuras b) e c), correspondem à rotura por esmagamento da madeira, enquanto o ligador se comporta como um elemento rígido.

Os restantes, figuras d), e) e f), representam as situações em que os ligadores são mais esbeltos e a rotura é atingida através da combinação de esmagamento localizado da madeira com a formação de uma ou duas rótulas plásticas no ligador.

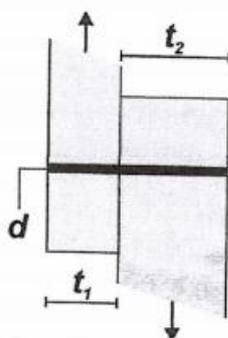


Figura 4.6 - Esquema de ligações em corte simples - nomenclatura [Adaptado (Correia, 2009)]

4.4.1.1 Ligações madeira-madeira

Na ligação madeira-madeira em corte simples, esquematizada na Figura 4.6, são definidos os seguintes parâmetros, com ela relacionados:

- t_1, t_2 - Espessura das peças de madeira a ligar e a penetração do ligador;
- d - Diâmetro do ligador;
- $f_{h,1,k}$ - Valor característico da resistência ao esmagamento localizado da madeira da peça 1;
- $f_{h,2,k}$ - Idem, peça 2;
- $M_{y,Rk}$ - Valor característico do momento plástico do ligador;
- β - Rácio $f_{h,1,k}/f_{h,2,k}$ (igual a 1 se o material é igual)

Modos de rotura de tipo b)

O primeiro modo de rotura consiste no esmagamento total de uma das peças, por compressões atuando do mesmo lado do ligador. A carga última, neste modo, é condicionada pela peça que possui menor resistência ao esmagamento localizado, ou seja, pelo menor dos valores:

$$F_{v,Rk,1A1} = f_{h,1,k} t_1 d \quad (46)$$

$$F_{v,Rk,1A2} = f_{h,2,k} t_2 d \quad (47)$$

Quando o material das duas peças é o mesmo, significa que, a resistência ao esmagamento localizado é igual, e nesse caso prevalecerá o valor correspondente à peça de menor espessura.

Neste modo, como já referido não há formação de rótulas plásticas nem rotação do ligador e corresponde à Figura 4.5 – b).

Modos de rotura de tipo c)

Neste caso, em cada peça, ocorre o esmagamento da madeira em lados opostos ao ligador, possibilitando a sua rotação e o deslizamento relativo de ambas as peças.

O valor característico da resistência ao corte, neste modo, é constituído por duas parcelas e é dado pela expressão:

$$F_{v,Rk,1B} = \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2(1 + \alpha + \alpha^2) + \beta^3 \alpha^2} - \beta(1 + \alpha) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (48)$$

onde $\alpha = t_2/t_1$.

Tal como referido na introdução à Teoria de Johansen (Secção 4.4), a primeira parcela diz respeito à contribuição do modelo de Johansen propriamente dito, enquanto que a segunda representa o chamado de efeito de tirante. Este efeito, existente em todos os modos em que a rotura implica rotação do ligador, faz com que a resistência de arranque que originalmente só tem componente perpendicular ao fio da madeira, passe a ter uma componente longitudinal que influencia a resistência da madeira.

No caso de existir uma força de arranque, $F_{ax,Rk}$, é o valor característico da resistência varia estejamos na presença de pregos, parafusos de porca ou parafusos de enroscar. Nas cavilhas, uma vez que só funcionam ao corte, esta contribuição é nula.

A regulamentação limita em todo os casos, na cláusula 8.2.2(2), esta contribuição da biela as certas percentagens da parcela da teoria de Johansen, consoante o tipo de ligador:

Tabela 4.5 - Rácio (efeito de biela/parcela de Johansen) x100 (%) [Adaptado (Negrao & Faria, 2009)]

Pregos redondos lisos	15%
Pregos quadrados lisos	25%
Outros tipos de pregos	50%
Parafusos de enroscar	100%
Parafusos de porca	25%
Cavilhas	0%

Modos de rotura de d) e e)

A conjugação do esmagamento da madeira com a formação de uma rótula plástica no ligador, permite a sua rotação e o conseqüente escorregamento relativo das peças. Tal como representado na Figura 4.5 – d) e e), existem duas possibilidades de rotura em corte simples segundo este modo, em que os dois mecanismos são basicamente iguais, sendo um deles “antissimétrico” do outro.

Para o caso da Figura 4.5 – d):

$$F_{v,Rk,2A} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_1^2 d} - \beta} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (49)$$

No caso da Figura 4.5 – e):

$$F_{v,Rk,2B} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_2^2 d} - \beta} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (50)$$

Modos de rotura de f)

Por fim, o modo de rotura f), caracteriza-se pela formação de duas rótulas plásticas, uma em cada peça de madeira – Figura 4.5 – f). O valor característico da resistência é dado pela expressão:

$$F_{v,Rk,3} = 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d \frac{2\beta}{1 + \beta} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}} \quad (51)$$

4.4.2 Corte duplo

Nas ligações em corte duplo existem duas superfícies de corte, em regra, simétricas, tanto do ponto de vista geométrico como material, em que o plano de simetria coincide com o plano médio do elemento central e faz com que todos os modos de rotura sejam simétricos.

Os elementos laterais podem ser em madeira, derivado de madeira ou aço e consoante a combinação em causa, são definidos os modos de rotura e as respetivas expressões de Johansen.

Na Figura 4.7 está representado um esquema das ligações em corte duplo, e que serão os dois casos abordados nos pontos seguintes desta obra.

4.4.2.1 Ligações madeira-madeira

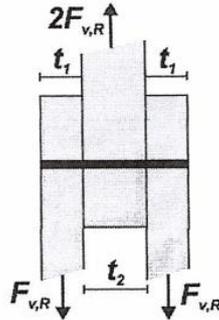


Figura 4.7 - Esquema do modelo de ligação em corte duplo [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]

Modos de rotura de tipo h) e i)

Os índices já adotados no corte simples mantêm-se, ou seja, nestes modos não há formação de rótulas plásticas e os dois modos correspondem ao esmagamento uniforme das barras laterais ou da central, sendo as resistências correspondentes dadas por, respetivamente:

$$F_{v,Rk,1A1} = f_{h,1,k} t_1 d \quad (52)$$

$$F_{v,Rk,1A2} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (53)$$

Modos de rotura de tipo j)

Neste caso, ocorre a formação de duas rótulas plásticas, em posições simétricas em relação ao plano médio. As duas rótulas plásticas, podem, eventualmente, convergir numa única rótula plástica central.

$$F_{v,Rk,2} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_1^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (54)$$

Modos de rotura de tipo k)

Por fim, último modo de rotura para o corte duplo em ligações madeira-madeira, ocorre em consequência da formação de quatro rótulas plásticas, simétricas duas a duas em relação ao plano médio. Tal como no modo de rotura g), as duas rótulas interiores podem concorrer numa única central.

Com o esmagamento das peças de madeira nas zonas adjacentes às interfaces, conjugado com estas rótulas, ocorre a distorção da parte central do ligador e, como consequência, o escorregamento relativo da peça central e das laterais.

$$F_{v,Rk,3} = 1,15 \sqrt{\frac{4\beta}{1+\beta} M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (55)$$

4.4.2.2 Ligações madeira-aço (chapas laterais)

Quando os elementos laterais são em aço, estas peças podem ser denominadas de chapas metálicas e é feita a distinção em finas ou espessas. Esta distinção tem a ver com os modos de rotura a que lhes estão associadas.

O EC5-1-1 considera como chapa fina chapas com espessura inferior ou igual a $0,5d$. No caso de chapas finas deve ainda ser verificada, pela regulamentação das estruturas metálicas, a resistência ao esmagamento da chapa.

Modo de rotura tipo h) e i) (qualquer chapa)

Em qualquer ligação com chapa metálica, seja fina ou espessa, pode ocorrer rotura por esmagamento uniforme da peça de madeira, sem formação de rótulas plásticas, em que a resistência é dada por:

$$F_{v,Rk,1} = 0,5 f_{h,2,K} t_2 d \quad (56)$$

Modo de rotura tipo j) (chapa fina)

De forma análoga ao modo de rotura tipo h) para as ligações em corte duplo madeira-madeira, pode existir a formação de duas rótulas plásticas simétricas (eventualmente uma só central). Este modo está associado à possibilidade de rotação proporcionada pelas chapas finas e ao esmagamento das zonas laterais da peça de madeira.

$$F_{v,Rk,2} = 1,63 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,K} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (57)$$

Modo de rotura tipo k) (chapa espessa)

Este mecanismo ocorre na existência de chapas espessas e é geometricamente semelhante ao anterior, mas a rotação do ligador é possibilitada pela plastificação das secções da interface, para além das quais o ligador se encontra encastrado na chapa espessa.

$$F_{v,Rk,2} = 2,30 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,K} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (58)$$

4.4.2.3 Rotura por corte em bloco

Nas secções anteriores foram definidas as expressões da resistência de ligadores individuais ao funcionamento ao corte, de acordo com a Teoria de Johansen.

No entanto, quando se define uma ligação na qual existam muitos elementos de ligação colocados em linha ou quando haja um conjunto de elementos agrupados numa zona da peça, permanece o perigo da capacidade de carga da ligação ficar comprometida por uma rotura de uma parte da peça de ligação sem que se esgote a capacidade de carga de cada elemento, mesmo salvaguardando os limites impostos pelos espaçamentos mínimos.

Na origem da rotura por corte em bloco estão o esgotamento da resistência ao corte nas superfícies laterais do prisma de rotura e da resistência à tração da superfície de topo – Figura 4.8.

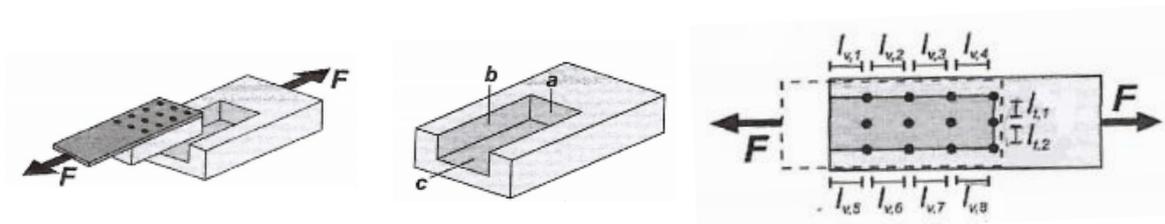


Figura 4.8 - Esquema da rotura por corte em bloco, superfícies laterais do prisma de rotura (b e c); Largura líquida da área traccionada ($l_{t,1}$ e $l_{t,2}$) e Perímetro da área de corte ($l_{v,1}$ a $l_{v,8}$) [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]

Significa que, a resistência de uma ligação a respeito da rotura por corte em bloco, $F_{bs,Rk}$, deve ser considerada como a maior das correspondentes à resistência ao corte da superfície lateral e à resistência à tração da superfície de topo, e não à soma destas duas. A cláusula 8.2.3(5) do EC5 prevê:

$$F_{bs,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5A_{net,t}f_{t,0,k} \\ 0,7A_{net,v}f_{v,k} \end{array} \right. \quad (59)$$

Em que a primeira expressão corresponde à resistência à tração da superfície de topo. $A_{net,t}$ é a área de topo líquida, ou seja, descontados os furos, e perpendicular ao fio.

$$A_{net,t} = L_{net,t}t_1 \quad (60)$$

Com t_1 sendo a espessura da peça de madeira ou a profundidade de penetração dos ligadores, se menor. $L_{net,t}$ é a largura líquida da área tracionada, igual à largura total menos os furos dos ligadores, como representado na Figura 4.8.

$$L_{net,t} = \sum_i l_{t,i} \quad (61)$$

A resistência ao corte da superfície lateral é dada pela segunda expressão de $F_{bs,Rk}$. Em que, a área de corte líquida paralela ao fio, $A_{net,v}$, depende do modo de rotura de Johansen dos ligadores. Para os modos de rotura analisados nesta obra a expressão utilizada e retirada do EC5-1-1:

$$A_{net,v} = L_{net,v}t_1 \quad (62)$$

Com $L_{net,v}$ sendo o perímetro da área de corte líquida, ou seja, o comprimento das faces paralelas ao fio da madeira deduzindo os diâmetros dos furos dos ligadores.

5. Reabilitação de pavimentos de madeira

5.1 Enquadramento histórico

Durante séculos, o homem construtor recorreu a materiais e técnicas que privilegiavam o uso de materiais “naturais” como madeira, pedra, areia, barro e cal. Assim, é normal que uma quantidade significativa de edifícios antigos presentes até hoje, tenha como principal elemento estrutural a madeira, dadas as suas características orgânicas e mecânicas.

Nem mesmo o desenvolvimento do ferro e do aço trouxe em Portugal grandes alterações nos métodos construtivos, já que o seu uso se circunscreveu a um tipo de obras restrito ou a pequenos elementos.

Appleton, (Appleton, 2003) considera como edifício antigo, “aquele que foi construído antes da generalização do betão armado como material estrutural dominante, ou seja, antes do aparecimento do cimento Portland”, o que ocorreu na segunda metade do século XX.

A razão desta definição limitadora relaciona-se com o facto de ter sido o betão armado o responsável por rápidas e profundas alterações nos procedimentos habituais de construção de edifícios.

Por outro lado, a legislação relativa ao arrendamento e ao financiamento autárquico, aliada ao fácil acesso a crédito bancário, veio potenciar a construção de raiz, e no fundo tornar mais apelativa a utilização do betão em detrimento da doutrina de reabilitar e conservar o património existente.

De facto, a menor utilização das técnicas tradicionais, o largo período de abandono a que foram sujeitas e até mesmo a ausência de interesse ou de competência que as escolas têm vindo a demonstrar, dificultam e atrasam, todo e qualquer trabalho que se queira desenvolver no domínio da reabilitação.

5.2 Reabilitar ou construir?

Nos últimos anos, a reabilitação de edifícios antigos tem vindo a adquirir importância crescente, numa ótica que é, simultaneamente, relacionável com a necessidade de promover e preservar o património arquitetónico e com a crescente consciência de que se trata de uma atividade potencialmente muito interessante para projetistas e construtores (Appleton, 2003).

Cada vez mais reabilitar, em vez de construir novo, é visto como uma mais-valia para os edifícios, para a sua valorização e abordada como uma estratégia do futuro.

Para Córias, (Coias, 2006) a “salvaguarda de um monumento ou de um edifício histórico passa pela manutenção do seu valor tecnológico, isto é, pela preservação dos materiais e técnicas construtivas utilizadas, e por extensão, do funcionamento estrutural original”.

Assim, esta teoria de conservação é imperativa, não só no caso dos edifícios de património arquitetónico relevante, mas mesmo em edifícios antigos correntes. Reduz-se o impacto da intervenção de reabilitação quer do ponto de vista ambiental – através da redução da quantidade de entulhos e resíduos produzidos, quer da quantidade de materiais novos consumidos, possibilitando estaleiros mais pequenos e menos transportes pesados.

A conjugação de técnicas de reabilitação recentes com os ofícios tradicionais permite, hoje em dia, responder com alternativas às soluções pesadas e intrusivas, como a substituição de pavimentos e coberturas antigas de madeira por outras de aço e betão armado.

A substituição dos elementos estruturais de madeira pode ser seletiva e a sua reparação estrutural pode ser pontual, cingindo-se às partes afetadas por insetos xilófagos ou por podridões, que podem ser removidas e substituídas por próteses de madeira idêntica.

Assim, cabe ao projetista analisar, perante a patologia encontrada, qual a melhor solução ou intervenção a adotar, tendo em conta as características não só da peça em questão, mas também de toda a estrutura envolvente.

Neste Capítulo são abordadas quais as principais anomalias que se podem encontrar em edifícios antigos com estrutura de madeira e, para cada caso, exemplos de soluções que se podem adotar. Sendo este trabalho focado no estudo dos pavimentos de madeira, é nesse âmbito que é feita a análise acima proposta.

Em Anexo – Anexo B - é apresentado um quadro resumo com os principais problemas dos pavimentos de madeira, respetivas causas e soluções possíveis.

5.2.1 Características dos pavimentos em edifícios antigos

Antes de se entrar na descrição das diferentes tipologias que se podem encontrar em edifícios com pavimentos de madeira, faz-se uma referência às espécies mais usadas, nomeadamente em Portugal.

As espécies utilizadas dependem de condições regionais, sendo frequente o uso de vigamento de castanho, carvalho e pinho, de origem nacional, e em menor grau, de choupo e cedro. As casquinhas (*pinus silvestris*), oriundas das florestas da Europa Central, têm também uma aplicação frequente. Mais raramente, utilizam-se madeiras de espécies exóticas, provenientes do Brasil, Índia ou África (Appleton, 2003).

Pela sua abundância no País, o pinho nacional (*pinus pinaster*) tornou-se, nos últimos séculos, na principal matéria-prima para estruturas de madeira.

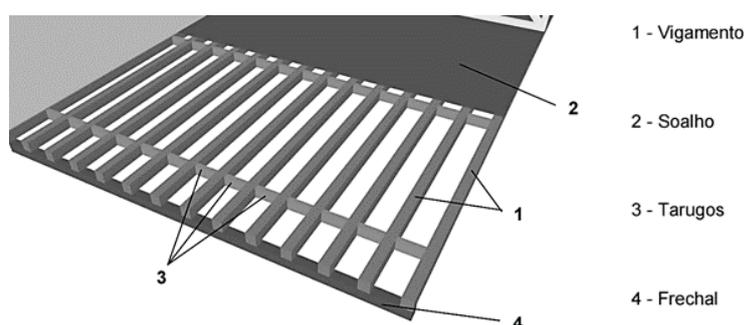


Figura 5.1 - Esquema da tipologia dos pavimentos de madeira [Adaptado (Jesus, 2009)]

A estrutura dos pavimentos de madeira organiza-se de forma muito simples, constituídos por vigas (principais e secundárias (opcional)) colocadas paralelamente, com um afastamento entre 20 e 40 cm, tábuas de soalho e tarugos (nem sempre). O esquema em baixo ilustra uma tipologia simples de um pavimento de madeira, com e sem vigas secundárias. As vigas secundárias, colocadas transversalmente sobre as principais aumentam a rigidez da estrutura do pavimento e diminuem os vãos.

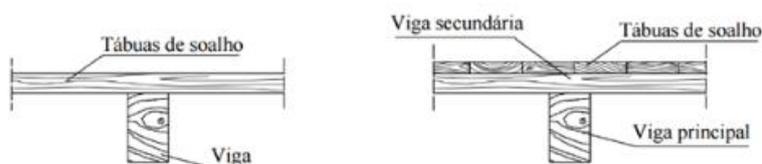


Figura 5.2 - Esquema de pavimentos com e sem viga secundária (Jorge M.Branco, 2002)

As limitações das espécies florestais levam a privilegiar o recurso a perfis com altura não superior a 20 cm, o que limita os vãos máximos destes pavimentos a 4/5 m.

Para além das soluções baseadas no reforço da própria estrutura de madeira com recurso a peças mais resistentes (vigas mais altas ou menos espaçadas), é ainda corrente utilizar-se o reforço das vigas mais solicitadas através de chapas colocadas lateralmente, criando-se uma estrutura mista mais resistente e menos deformável. Estas soluções são adotadas em construções de raiz ou em operações de alteração da compartimentação.

O recurso ao tarugamento da estrutura dos pavimentos, impede a encurvadura das vigas e minimiza efeitos de deformação transversal e torção das secções durante o período de secagem da madeira.

A forma como se processa a ligação entre o pavimento e a parede de apoio é fundamental para evitar problemas futuros na estrutura pois, é aqui que muitas vezes há infiltrações, presença de humidade devido à ascensão por capilaridade e logo o aparecimento de xilófagos.

A solução mais simples consiste no encaixe das vigas de madeira em aberturas dispostas nas paredes, em posição e com a dimensão conveniente. No que toca aos apoios, quando se quer um pavimento que desempenhe um papel importante no travamento horizontal do edifício, pode melhorar-se esta ligação entre parede/pavimento com a incorporação de peças metálicas embebidas na parede.

5.3 Principais anomalias nos pavimentos de madeira

As principais anomalias em pavimentos de madeira relacionam-se com a presença da água e consequentes efeitos sobre a construção (Appleton J. , 2003).

A precipitação afeta os pavimentos a partir de infiltrações que ocorrem através da caixilharia exterior, paredes e cobertura, afetando principalmente as entregas dos vigamentos de madeira nas paredes resistentes e criando, desta forma, condições propícias para o desenvolvimento de agentes biológicos.

As ações dos agentes biológicos conduzem à destruição dessas zonas dos pavimentos, podendo, se não houver tratamento e manutenção, expandir-se e provocar a redução da secção útil das peças e eventual destruição nos apoios.

A degradação dos apoios é uma das causas para as deformações excessivas do pavimento, com grandes flechas a meio vão e deslocamentos verticais junto às paredes indiciando a destruição total dos apoios e oscilações acentuadas dos pisos.

Neste capítulo são apontados alguns dos problemas mais frequentes em pavimentos de madeira em edifícios antigos.

5.3.1 Secção insuficiente

Esta anomalia é detetada quando se verificam deformações excessivas ou quando são visíveis roturas locais na estrutura do pavimento, como fendas.

Pode ocorrer devido ao ataque de agentes xilófagos, a um aumento das cargas associadas a alteração da função resistente, a um deficiente dimensionamento ou a roturas parciais dos elementos.

5.3.2 Deformação excessiva

Os efeitos de fluência da madeira, a colocação de peças ainda verdes em obra, a presença de defeitos na madeira e a secção insuficiente dos elementos ou a eliminação, em intervenções posteriores à construção, de paredes de apoio, podem resultar em deformações excessivas.

Nos pavimentos, é na zona de meio vão que se deteta maior apetência para o aparecimento de anomalias, devido a esforços de flexão.

Estas deformações podem ter origem em patologias do material, variação da intensidade ou da aplicação das cargas, espaçamento exagerado entre vigas e falha no dimensionamento das secções e tarugamento em projeto.

As deformações excessivas podem provocar danos graves na estrutura do pavimento, afetando a sua utilização e aspeto.

5.3.3 Problemas nos apoios

As zonas de apoio são zonas favoráveis a sofrerem patologias, pelas razões já indicadas acima. Sendo zonas sujeitas a elevados níveis de humidade propiciam o ataque de agentes biológicos.

No entanto existem outras causas possíveis à degradação dos apoios das vigas de pavimentos, como secções insuficientes das peças de madeira e deficiências no projeto de execução, existindo roturas ao corte ou deficiente apoio dos elementos.

É fundamental intervir quando se detetam degradações, uma vez que são zonas fundamentais para o funcionamento da estrutura do pavimento.

5.3.4 Falha nas ligações

A falha nas uniões ou a rotura dos ligadores em estruturas de pavimentos podem ocorrer devido a um mau dimensionamento, desenho incorreto ou excesso de esforços na ligação, por carga excessiva ou alteração do funcionamento da estrutura.

As ligações e entalhes são pontos críticos, podem ter um peso preponderante no dimensionamento da estrutura. Os pavimentos antigos são constituídos por entalhes complexos, que exigiam a correta aplicação dos mesmos.

5.3.5 Encurvadura

Normalmente a encurvadura é um fenómeno de instabilidade que pode acontecer nos elementos submetidos à compressão e que pode levar à rutura do elemento estrutural ou ao colapso progressivo da estrutura.

A forma de evitar estas deformações passa pela colocação de elementos ou sistemas no plano normal da estrutura, denominados elementos ou sistemas de contraventamento, que impeçam o desenvolvimento das mesmas.

A encurvadura dos elementos comprimidos é frequentemente originada pelo excesso de esbelteza das peças de madeira, por solicitações excessivas não previstas e por deficiente tarugamento.

5.3.6 Variações dimensionais - Fendas e Empenos

As fendas e empenamentos nos elementos de madeira de edifícios antigos têm a sua origem em ciclos de humidade e secagem não controlados, assimetria de cargas ou transmissão de esforços entre elementos não previstos no dimensionamento da estrutura.

Os ciclos de humidade e temperatura, causam variações volumétricas dos elementos. Tal agrava as fendas longitudinais já abertas pela ação da água. Estes defeitos podem ser devidos à deficiente especificação do material, como a utilização de madeiras muito retrácteis, sem juntas adequadas e com aplicação de elementos em madeira maciça com grandes dimensões na direção tangencial.

A existência de fendas provoca uma redução da capacidade resistente dos elementos, podendo culminar no colapso da estrutura. Facilita, também, o ataque de agentes biológicos e infiltração de humidade com a conseqüente degradação dos elementos.

Os empenamentos podem provocar deficiência de apoio de alguns elementos e, conseqüentemente, má distribuição de esforços no pavimento, levando à sobrecarga de elementos que não foram dimensionados para tal.

A forma mais frequente de tratamento e eliminação destes problemas consiste na utilização de resinas epoxídicas e de elementos metálicos, que permitem a selagem das fendas e a redução ou eliminação dos empenamentos.

5.3.7 Deficiente conceção estrutural

Existem diversas anomalias cujas causas correspondem a erros de dimensionamento, algumas já referidas nos pontos acima, tais como:

- Secção insuficiente face ao aumento de cargas aplicadas;
- Deformações elevadas devido a fluência e ao envelhecimento das peças;
- Rotura nas ligações conseqüentes de dimensionamento errado, deficiente pormenorização, deformações elevadas e peças com defeitos acima dos admissíveis;
- Deficiente contraventamento dos elementos estruturais;
- Eliminação de apoios dos elementos estruturais devido erros nas obras de reabilitação;
- Degradação das estruturas, e em especial dos apoios de vigas e asnas por aumento do teor de água das peças.

5.3.8 Alterações introduzidas com intervenções anteriores

Ao nível do modelo estrutural, as anomalias de maior magnitude relacionam-se com as alterações introduzidas nos pisos inferiores dos edifícios.

Com o objetivo de ampliar os espaços, não era raro serem demolidas paredes interiores com funções resistentes, sem que fossem tomadas medidas de reforço estrutural. Em consequência, os pavimentos deformavam, atingindo as flechas máximas no seguimento do apoio retirado. Tal, associado aos fenómenos naturais de fluência, acelerava o processo de rotura dos elementos estruturais.

Outro erro crasso cometido neste tipo de intervenções era o da ampliação em altura dos edifícios sem que fossem verificadas, pelo menos, as condições de equilíbrio.

5.4 Principais soluções

A decisão e a escolha acerca das técnicas de reabilitação /reforço a utilizar devem ser o resultado de uma análise completa da estrutura. Em primeiro lugar, deve-se avaliar a segurança presente e posteriormente os níveis esperados como resultado das ações existentes.

Neste subcapítulo são analisados algumas das várias técnicas de reabilitação e reforço estrutural que é possível utilizar nos pavimentos de madeira, associando a sua utilização a danos estruturais específicos.

Branco, (Branco, 2014) refere alguns cuidados a ter aquando a reabilitação de estruturas de madeira:

- Antes das ações de reabilitação devem eliminar-se todas as causas existentes de degradação, tais como humidade ou ataque por agentes biológicos;
- Deve assegurar-se a ventilação dos apoios dos elementos estruturais evitando o contacto da madeira com materiais que retenham humidade ou impeçam a ventilação;
- É conveniente manter as estruturas num nível adequado de esforço mecânico;
- Deve manter-se, sempre que possível, o nível existente de restrições ao deslocamento e de condições de apoio, evitando mudar a forma como os diversos elementos estruturais se encontram em serviço em relação ao esforço;
- Deve verificar-se a estabilidade, nível de degradação e deformabilidade dos elementos de suporte das estruturas de madeira antes da intervenção;
- Sempre que possível deve possibilitar-se a visualização das estruturas intervencionadas, de forma a permitir a realização de inspeções periódicas.

Como se referiu, a propósito das anomalias em pavimentos de madeira, as deficiências mais vulgares são as que se relacionam com a deterioração dos elementos de madeira, frequentemente associada à ação da humidade, e com a insuficiência das secções, muitas vezes com origem no próprio projeto ou com a fluência do material, e habitualmente associadas à deformação excessiva dos pavimentos.

De referir ainda, a deterioração das condições de ligação entre a estrutura dos pavimentos e as paredes resistentes, a qual terá consequências na segurança da estrutura.

5.4.1 Aumento de secção dos elementos

O aumento de secção transversal dos elementos é feito pela fixação de novas peças de madeira aos elementos originais, através de chapas ou cintas metálicas e pregos, colocados numa zona sã do elemento degradado, de forma a unir os dois elementos – Figura 5.3.

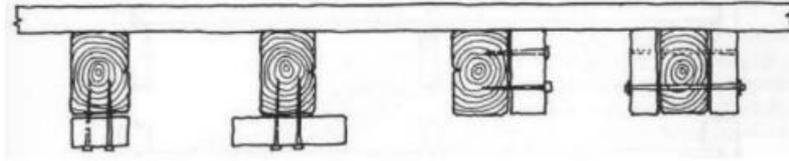


Figura 5.3 - Reforço de elementos de madeira por aumento de secção de novas peças [Adaptado (Jesus, 2009)]

Esta solução é geralmente utilizada na reabilitação de elementos com secção insuficiente para suportar as cargas atuantes, com fendas de grande dimensão, roturas localizadas e degradação por ataque de agentes biológicos ou ambientais.

É importante referir que os novos elementos de madeira devem ter um teor de humidade semelhante ao da madeira existente para evitar variações volumétricas.

5.4.2 Reforço dos pavimentos – redução da deformabilidade

A deformação excessiva pode ser limitada, essencialmente, através de dois processos distintos:

- Reduzir o vão do pavimento, criando apoios intermédios, por exemplo, construindo vigas transversais às vigas do pavimento;
- Reforçar a capacidade resistente do pavimento aumentando a sua rigidez e reduzindo a deformabilidade.

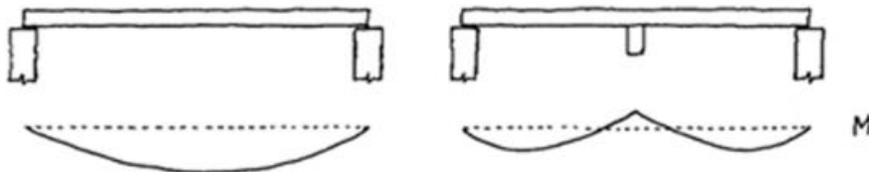


Figura 5.4 - Esquema do reforço com introdução de uma viga intermédia [Adaptado (Appleton J. , 2003)]

Na primeira solução, a introdução de pontos de apoio intermédias, reduz os vãos e por isso os momentos fletores máximos (Figura 5.4). Pode, no entanto, ter limitações relacionadas com aspetos arquitetónicos, construtivos e estruturais, nomeadamente a dificuldade em garantir elementos de apoio para a referida viga intermédia, pois tal significa sobrecarregar outras paredes resistentes do edifício.

Outra dificuldade passa pela possibilidade de falta de disponibilidade de pé direito livre, para a nova viga, ou até mesmo com a perturbação que estas vigas podem causar em elementos decorativos de grande valor.

A segunda solução apontada consiste no reforço do pavimento existente através de duas soluções:

- Colocação de novas vigas, paralelas às existentes, de modo a obter o controlo pretendido da deformação do pavimento. Habitualmente, estas vigas são também de madeira, com altura igual às vigas existentes – Figura 5.5 (esquerda).
- Reforço das vigas existentes através da aplicação de chapas ou de perfis de aço pregados às vigas, constituindo vigas mistas. O vigamento do pavimento passa a ter um novo modo de elasticidade, utilizado para homogeneizar a secção composta, escolhendo em função disso, a altura e espessura das chapas – Figura 5.5 (direita).

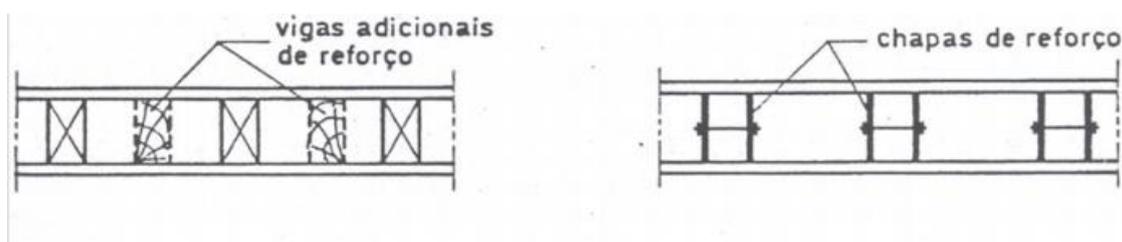


Figura 5.5 - Esquema do reforço com colocação de novas vigas de madeira (esquerda) e com chapas metálicas (direita) [Adaptado (Appleton J., 2003)]

A primeira solução representa uma intervenção que pode ser executada sem grandes precauções especiais, enquanto que a segunda implica o escoramento do pavimento antes da aplicação dos reforços.

Uma outra solução para reduzir a deformabilidade do pavimento é a introdução de uma segunda camada de soalho colocada transversalmente sobre o existente. Esta solução é bastante mais rápida que as outras, mas implica que tanto as vigas como o soalho original não apresentem um estado de degradação avançado.

5.4.3 Reforço dos apoios

As zonas de apoio das vigas constituem lugares com grande risco de degradação, em particular quando a madeira se encontra com teor elevado em água. Nestas condições, e ainda que o resto da peça de encontre em bom estado, é necessário atuar para recuperar as condições de segurança que se encontram comprometidas.

É essencial na reabilitação dos pavimentos de madeira garantir uma ligação eficaz entre as novas vigas e as paredes de apoio, em que se recomenda o reforço com peças auxiliares de aço (galvanizado para evitar a corrosão) aparafusadas ou pregadas (Figura 5.6).



Figura 5.6 - Esquema de apoio com empalme de chapas metálicas [Adaptado (Appleton J., 2003)]

5.4.3.1 Reforço com ferrolho metálico

No caso de um apoio numa parede de alvenaria simples, a ligação entre novas vigas e a parede é feita no vazio deixado pela remoção da viga danificada. Pode ou não existir um ferrolho de ligação entre a viga removida e a parede. Se existir, o ferrolho é reaproveitado, protegido contra a corrosão. Se não existir este elemento, a possibilidade de reforçar a ligação pavimento-parede tem de ser ponderada, considerando a ação dos sismos.

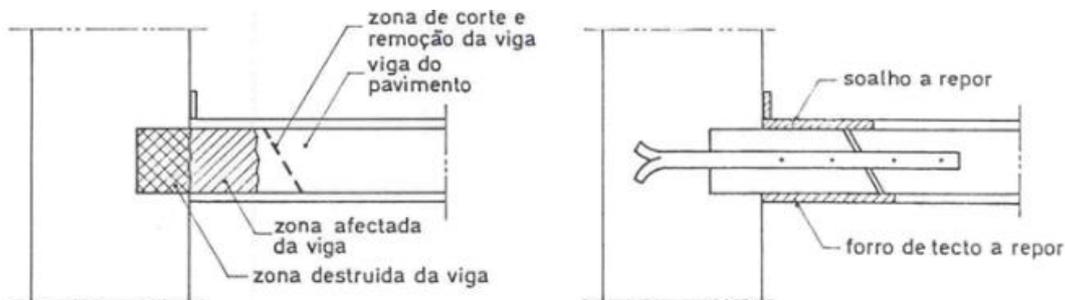


Figura 5.7 - Esquema do reforço do apoio com ferrolho metálico [Adaptado (Appleton J. , 2003)]

5.4.3.2 Reforço com cantoneira metálica

Esta técnica consiste na fixação de uma cantoneira metálica à parede através de parafusos, onde posteriormente vão assentar as vigas. É uma solução pouco intrusiva em que, apesar de haver uma maior distribuição de esforços, a carga fica excêntrica, provocando um ligeiro aumento dos esforços de flexão na parede de suporte (Figura 5.8).

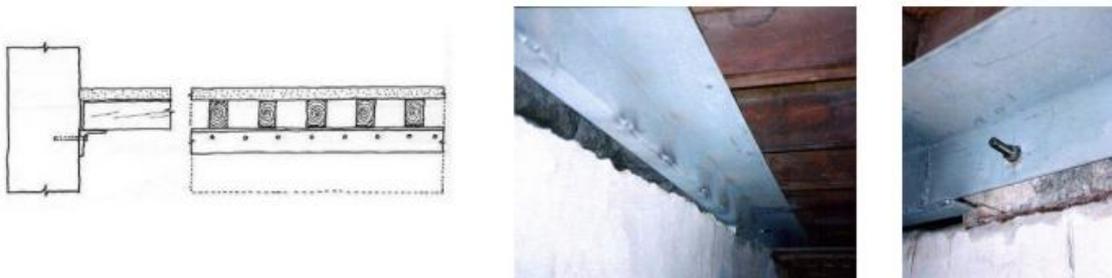


Figura 5.8 - Esquema e fotografia do vigamento apoiado em cantoneira metálica [Adaptado (Dias, 2008)]

Existe a possibilidade de instalar uns cachorros metálicos a suportar a viga degradada, no entanto é uma situação que ocupa mais espaço do que as cantoneiras e apresenta outras limitações.

5.4.4 Substituição de troços de madeira danificados

A reparação, substituição parcial ou reconstituição de secções de madeira poderá ser realizada através de diferentes processos, dependendo, entre outras razões da causa da anomalia.

Uma possibilidade consiste na remoção da zona danificada e substituição do topo apodrecido por uma peça idêntica do mesmo material. A ligação entre as duas peças pode ser feita através de elementos auxiliares.

5.4.4.1 Empalme com novos elementos de madeira

A solução mais generalizada na construção, corresponde a “empalmar” as vigas degradadas, através da aplicação de novos elementos de madeira, de um ou de ambos os lados da viga existente, sem remoção das zonas deterioradas. Estas peças de madeira têm a altura da

viga existente e largura de cada peça será pelo menos metade da largura da viga existente. O comprimento dos empalmes é tal que possa assegurar a correta transmissão de esforços às paredes de suporte por um lado, e a pregagem das suas extremidades à zona sã da viga existente por outro. Desta forma, nas versões mais correntes, as peças de empalme fazem também de apoio à parede (Figura 5.9).

Esta solução tem a vantagem de não implicar operações de remoção ou corte da viga original, que implicam por sua vez o escoramento do pavimento. No entanto apresenta a desvantagem, que se tem verificado, de ter uma taxa de deterioração muito elevada, sobretudo quando não existe um tratamento preservador da madeira existente (Appleton, 2003).

Uma alternativa é a remoção da zona danificada da estrutura, e sua substituição por outra do mesmo material, e o empalme aparafusado a ligar as duas peças. Esta variante da solução acima referida aumenta a durabilidade da ligação e é apresentada também no Capítulo 6.

5.4.4.2 Chapas metálicas aparafusadas

Colocação de chapas metálicas aplicadas em cada uma das faces da viga, com um comprimento de sobreposição desde o eixo de corte de cerca de 20 cm, e com espessura e altura compatíveis com a resistência que se pretende.

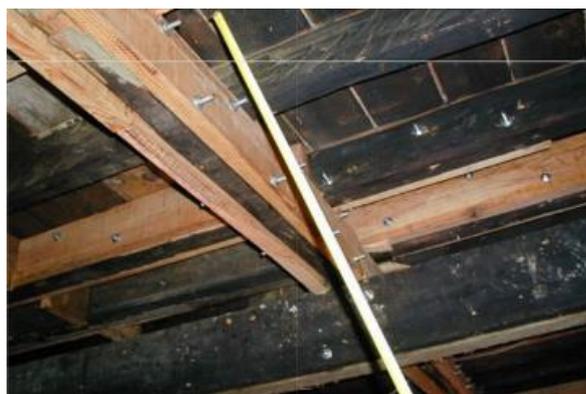


Figura 5.9 - Fotografia de empalme com peças de madeira aparafusadas (Appleton J. , 2005)

As chapas metálicas são aparafusadas à madeira e entre si, com parafusos que atravessam a viga. O dimensionamento deste tipo de ligação tem por base verificações de segurança aos esforços de flexão, corte, compressão e tração, aplicando os critérios regulamentares já apresentados no Capítulo 4. Esta solução corresponde a uma das intervenções propostas no Capítulo 6, referente a uma das obras em estudo.

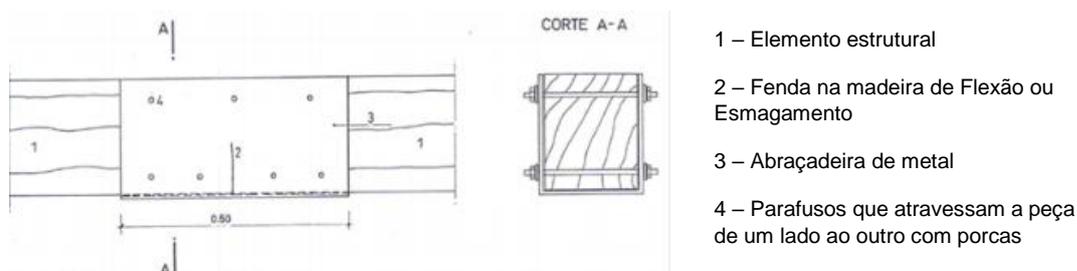


Figura 5.10 - Esquema de reforço com abraçadeiras metálicas aparafusadas [Adaptado (Appleton J. , 2003)]

5.4.4.3 Injeção com resinas epóxicas

A combinação da aplicação de produtos epoxídicos e materiais compósitos (FRP Fiber Reinforced Polymer) constitui uma técnica inovadora e promissora para o sector, dada a versatilidade das aplicações, a eficiência do sistema, sem aumento de peso e com reduzido impacto visual, a possibilidade de minimizar a substituição da madeira original.

Este sistema permite o reforço e a reparação de elementos estruturais de madeira, numa grande variedade de situações:

- Reparação de vigas com extremidades deterioradas;
- Aumento da resistência e da rigidez de vigas, incluindo em pisos sobre tetos decorativos (Figura 5.11)
- Reparação de fendas em madeira maciça e em elementos de madeira lamelada-colada.

No caso da reparação de extremidades deterioradas a ligação entre a madeira e a resina pode ser melhorada através da incorporação de varões de aço ou de resina poliéster que atravessam a madeira sã e ficam embebidos na zona reconstruída.

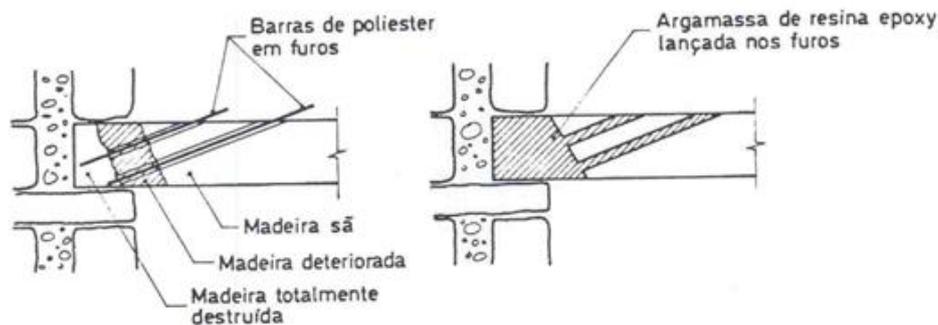


Figura 5.11 - Esquema da injeção de resinas epóxicas na reconstrução do troço degradado [Adaptado (Appleton J. , 2003)]

5.4.5 Pavimentos mistos - Madeira-Betão

Uma das técnicas possíveis para a recuperação estrutural de pavimentos de madeira em edifícios antigos é a utilização de um pavimento misto madeira-betão. Nesta solução, ao pavimento original de madeira, é adicionada uma lâmina de betão obtendo-se melhorias significativas no desempenho global da estrutura.

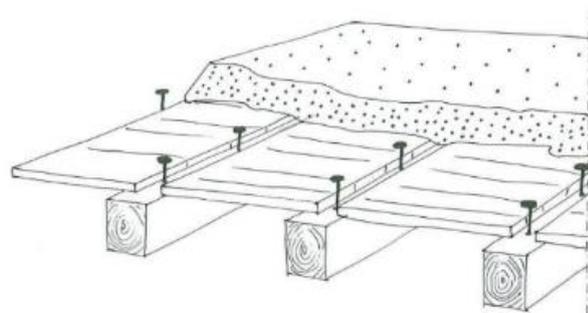
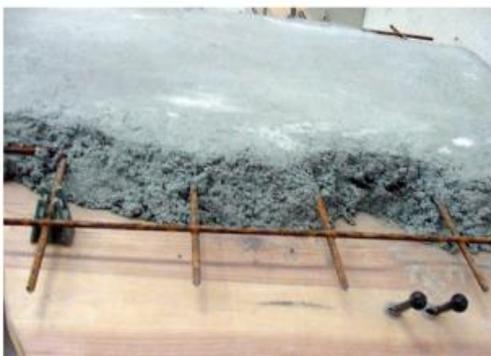


Figura 5.12 -Pormenor da ligação madeira-betão com parafusos inclinados [Adaptado (Alfredo Días, 2006)] (esquerda); Esquema do pavimento misto madeira-betão [Adaptado (Branco, 2014)] (direita)

Esta solução com o uso combinado da madeira e do betão tira partido das vantagens de cada um e minora as respetivas desvantagens. Para tal, adiciona-se à estrutura de madeira uma lâmina de compressão de betão. Fazendo uma analogia com o betão armado, pode-se imaginar os elementos de madeira como a armadura de tração do elemento de betão.

O desempenho da estrutura será tanto mais eficiente quanto melhor for o comportamento do conjunto (tendencialmente com tração na madeira e compressão no betão), para o qual as características da ligação têm uma importância decisiva.

Esta solução é adequada a situação em que se pretende aumentar a capacidade de carga ou diminuir deformações e/ou vibrações.

Em relação ao pavimento de madeira, o pavimento misto apresenta melhor desempenho estrutural, traduzido por maior capacidade de carga, até 2 ou 3 vezes superior, e maior rigidez, até 3 ou 4 vezes superior (Alfredo Días, 2006). A maior rigidez e o aumento do peso contribuem, para uma redução do valor das frequências próprias de vibração.

Por outro lado, o aumento do peso, só por si, constitui uma desvantagem pelo aumento das cargas transmitidas ao resto da estrutura. Todavia, o aumento do peso próprio do pavimento será compensado pelo respetivo aumento da capacidade de carga.

Existem alguns aspetos construtivos a referir:

- No caso de intervenções em que é mantida a totalidade da estrutura, o soalho existente, atuará como cofragem;
- É necessária a impermeabilização do pavimento original para receção da camada de betão, pois a perda de água do betão durante a cura causa a humedificação da madeira;
- Para evitar deformações indesejáveis por ação do peso próprio do betão fresco, o escoramento da estrutura de madeira durante a intervenção é fundamental;
- Verificação do estado de conservação dos apoios.

5.4.6 Pavimentos mistos - Madeira-Aço

Esta solução é geralmente adotada nas seguintes situações:

- Quando, por questões arquitetónicas, é necessário retirar paredes dos pisos inferiores, aumentando os vãos das vigas de madeira, em que o apoio destas vigas é feito a perfis metálicos introduzidos;
- Quando, como é o caso da intervenção no Palacete Faria (Capítulo 6), é feito o rebaixamento dos pisos para introdução de novos elementos;
- Para aumentar a capacidade de carga do pavimento, se se prevê que haja um aumento do peso próprio e/ou sobrecargas do edifício.

6. Casos de estudo

6.1 Edifício de Habitação – Rua da Esperança do Cardal, 11

6.1.1 Introdução e enquadramento geral

O edifício em estudo, datado de 1933, situa-se na encosta nascente da Avenida da Liberdade, na Rua da Esperança do Cardal, uma rua estreita, típica do bairro em que se insere. Trata-se de um edifício de 3 pisos, com cerca de 150 m² cada um.

Por questões de logística, a dimensão da rua verificou-se ser uma das principais condicionantes às soluções adotadas na reabilitação do edifício.

O edifício pertence à sociedade de reabilitação urbana – *Reabilita*, e a empreitada está a cargo da *PMJ Construções, Lda*. A obra tem duração prevista de 9 meses, com início em janeiro de 2017.

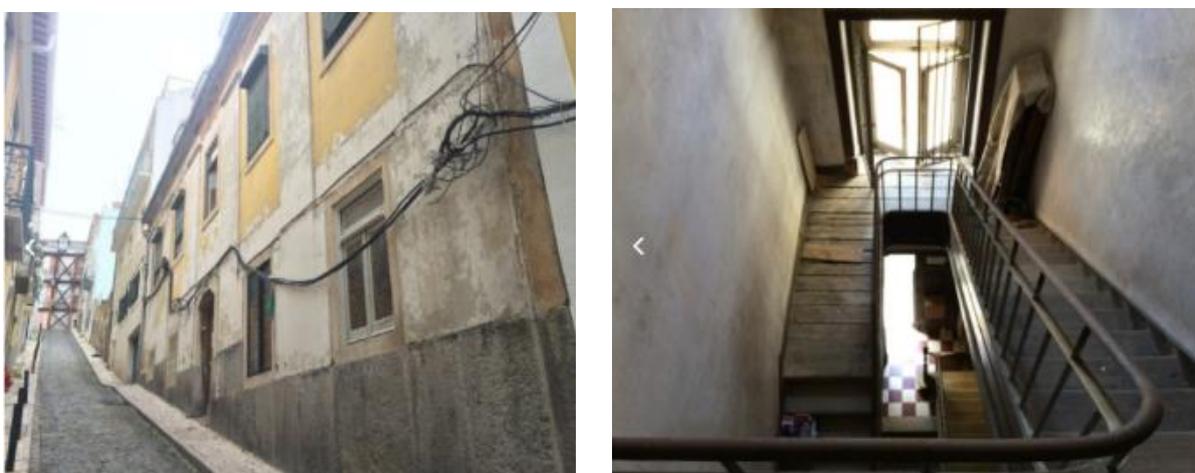


Figura 6.1 - Fotografias da obra na fase inicial - fachada exterior; escadaria de acesso a todos os pisos (www.reabilita.pt, s.d.)

Todas as frações, seis no total, estão afetas ao uso habitacional e a sua intervenção insere-se no programa Sharing Cities, onde a Reabilita é participante a par com a Câmara Municipal de Lisboa, EDP e EMEL. Este é um programa piloto financiado pela União Europeia, a acontecer em simultâneo em 3 cidades Europeias (Lisboa, Milão e Londres), em que o objetivo final é a aplicação de boas práticas de eficiência energética, nomeadamente instalação de painéis fotovoltaicos nas coberturas.

Pretende-se reter as características originais do edifício, preservando o retrato cultural e arquitetónico do bairro. A intervenção será feita ao nível de:

- Reabilitação da cobertura, fachadas e zonas comuns;
- Beneficiação da estrutura e elementos identificadores do edifício e representativos do seu valor arquitetónico;
- Substituição da caixilharia e de redes de infraestruturas.

Foram identificados, durante o acompanhamento da obra, problemas ao nível dos pavimentos causados por infiltrações junto às fachadas exteriores, principalmente na que dá acesso ao logradouro. Estas infiltrações provocaram o apodrecimento de parte das vigas de pavimento, fragilizando-as e obrigando à sua reparação.

A substituição das vigas pode ser total ou parcial, com aproveitamento da secção sã das mesmas. Uma substituição parcial faz sentido em situações de vigas danificadas pontualmente ou quando são difíceis os acessos à obra, como é o caso aqui apresentado. Na decisão por substituição parcial ou total de uma viga deteriorada, pesam não só os aspetos técnicos, mas também os fatores operacionais e de custo.



Figura 6.2 - Fotografias do estado de degradação dos pavimentos de madeira nos pisos elevados

Ao nível da reabilitação estrutural dos pavimentos de madeira, que se estudou nesta dissertação, foram dimensionadas várias alternativas de intervenção nas vigas existentes e em mau estado, e apresentadas ao dono de obra, com os respetivos orçamentos.

Foi feito no local um levantamento do estado de degradação das vigas dos pisos elevados, tendo sido verificado, neste levantamento, que as vigas eram contínuas nos seus 8,5 metros, com apoios intermédios na zona do corredor (planta – Anexo C).

O estudo da verificação das condições de segurança segundo a regulamentação, e posteriormente o estudo das soluções propostas foi feito para uma viga-tipo, que se considerou uma amostra representativa do estado de degradação do vigeamento na generalidade do edifício.

6.1.2 Verificações aos Estados-Limite de acordo com a regulamentação

Foi feita a verificação das condições de segurança para os Estados-Limite Últimos e de Utilização, de acordo com as condições propostas na regulamentação – Eurocódigo 5. Todas as verificações foram realizadas de acordo com as disposições apresentadas no Capítulo 3 deste texto.

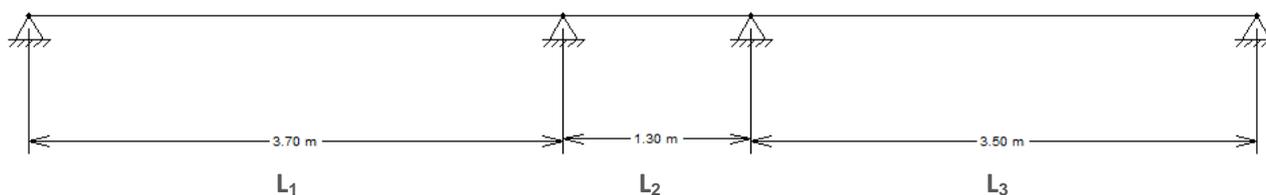


Figura 6.3 - Dimensões da viga tipo do caso de estudo

Todos os parâmetros retirados diretamente da regulamentação e necessários à análise da estabilidade das estruturas estão indicados na Tabela 6.1.

Pela regulamentação em vigor, o facto de a estrutura estar em condições de ambiente interior protegido permite classifica-la como sendo de Classe de Serviço 1. Sabendo-se a classe de

serviço, que se trata de madeira maciça e aproximando todos os carregamentos a cargas de média duração, sabe-se o k_{mod} , k_{def} e Y_M .

A sobrecarga considerada está de acordo com o estipulado na regulamentação de sobrecargas em edifícios de habitação – EC1 – Parte 1.1.

Tabela 6.1 - Parâmetros da regulamentação necessários às verificações dos EL

C.serviço	1	ψ_0	0,7
k_{mod}	0,8	ψ_1	0,5
k_{def}	0,6	ψ_2	0,3
Y_M	1,3	Y_G	1,35/1,0
sob (kN/m ²)	2	Y_Q	1,5/1,0

Sobre a madeira utilizada em obra, não se sabe a sua classe de resistência nem a sua espécie. Para efeitos de cálculos, assumiu-se que todas as vigas são de madeira de espécies resinosas. Tendo as resinosas, de forma geral, uma capacidade resistente menor que as folhosas, esta é uma assunção conservativa. No que diz respeito à classe de resistência, fizeram-se os cálculos para uma classe mais pobre (C18) e para uma classe mais nobre (C24), o mínimo e máximo, respetivamente, da madeira portuguesa mais utilizada na construção estrutural (Pinho Bravo).

Relativamente ao soalho, serão reaproveitadas as tábuas de soalho existentes, que se consideraram do tipo folhosas, classe D30. Esta classe tem pouca influência nos cálculos de verificação da segurança, pois o peso próprio do soalho é pouco significativo no peso próprio total.

Na Tabela 6.2 são apresentadas as características dos dois tipos de classes das vigas principais e das tábuas de soalho:

Tabela 6.2 - Valores característicos para as vigas e tábuas de soalho

	C18	C24		D30
$f_{m,k}$ (N/mm ²)	18,0	24,0	$f_{m,k}$ (N/mm ²)	30,0
$f_{c,90,k}$ (N/mm ²)	2,2	2,5	$E_{0,05}$ (N/mm ²)	8,0
$f_{v,k}$ (N/mm ²)	2,0	2,5	ρ_{mean} (kg/m ³)	640,0
$E_{0,05}$ (N/mm ²)	6,0	7,4		
ρ_{mean} (kg/m ³)	380,0	420,0		

As dimensões da secção transversal das vigas e o afastamento entre elas foram medidos em obra, tal como as dimensões das tábuas de soalho. O afastamento médio medido foi de 35 cm a eixo e as restantes dimensões, das vigas e tábuas de soalho, são apresentadas na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Dimensões transversais das vigas e tábuas de soalho

Viga-tipo		Tábua de soalho	
h (m)	0,16	t(m)	0,02
b (m)	0,08	l (m)	0,14
I (mm ⁴)	27306666,67	I (mm ⁴)	666666,67

6.1.2.1 Verificação aos Estados-Limite Últimos

A primeira verificação feita foi ao nível das tábuas de solho e a sua resistência à flexão. Para tal, considerou-se uma tábua simplesmente apoiada em duas vigas principais, e a situação mais condicionante para a sobrecarga. Neste caso, o vão de pequenas dimensões faz com que a situação mais condicionante à flexão seja o caso de uma carga concentrada a meio vão. Ou seja, o cálculo do momento máximo (a meio vão) é de acordo com a expressão, apresentada mais à frente.

O peso próprio do soalho, por metro, é dado por:

$$pp_{soalho} = larg \times t \times \frac{\rho_{mean} \times g}{1000} = 0,14 \times 0,02 \times \frac{640 \times 9,8}{1000} = 0,018 \text{ kN/m}$$

Assumiu-se que a sobrecarga de 2 kN não poderia estar concentrada numa só tábua, visto que, no caso de um pé, ele abrange no mínimo 2 tábuas - um tamanho de calçado 36 corresponde a 23 cm e uma tabua tem 14 cm de largura, por exemplo. Isto significa que, para uma só tábua, a carga concentrada mais desfavorável é de 1 kN (2/2 kN para cada tábua) – Figura 6.4.

O que provoca um momento a meio vão de:

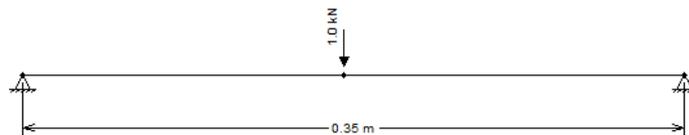


Figura 6.4 - Esquema do modelo utilizado para a tábua de solho e da localização da carga concentrada [Ftool]

$$M_{soalho}^{max} = 1,35 \times \frac{0,018 \times 0,35^2}{8} + 1,5 \times \frac{1 \times 0,35}{4} = 0,132 \text{ kNm}$$

Nesta expressão, a primeira parcela do momento corresponde à carga distribuída do peso próprio, multiplicada pelo coeficiente adequado, e a segunda ao momento resultante da carga concentrada a meio vão. Calculado o momento atuante, é possível saber a tensão à flexão:

$$\sigma_{m,d}^{soalho} = \frac{6 \times 0,132 \times 10^6}{140 \times 20^2} = 14,101 \text{ N/mm}^2$$

Tendo o valor da tensão atuante, é possível a comparação com o valor de cálculo da resistência à flexão, feita segundo as expressões do EC5.

Neste caso, sendo a maior dimensão da secção transversal de 140 mm, o coeficiente do efeito de volume, k_n , é de 1,014, e afeta diretamente a resistência à flexão como explicado anteriormente.

$$f_{m,d}^{soalho} = 1,014 \times \frac{0,8 \times 30}{1,3} = 18,178 \text{ N/mm}^2$$

Calculadas a tensão atuante e a resistência à flexão da tábua de solho, conclui-se que, a condição é verificada.

$$\sigma_{m,d}^{soalho} \leq f_{m,d}^{soalho}$$

No que diz respeito à viga tipo, são apresentadas detalhadamente as verificações de segurança feitas para a classe de resistência C18 e resumidamente, em Anexo – Anexo D, para a classe C24.

O peso próprio da viga foi calculado de forma análoga ao da tábua de solho. A sobrecarga é calculada por metro de viga, ou seja, para cada viga descarrega 35 cm de sobrecarga. A carga total uniformemente distribuída ao longo das vigas, para a combinação de ações de Estado-Limite Último é dada por:

$$pp_{total} = h \times b \times \frac{\rho_{mean}^{viga} \times g}{1000} + t \times a_{fast} \times \frac{\rho_{mean}^{soalho} \times g}{1000} = 0,0916 \text{ kN/m}$$

$$q_{total} = sob \times a_{fast} = 0,7 \text{ kN/m}$$

$$q_{total} = 1,35 \times pp_{total} + 1,5 \times sob_{total} = 0,174 \text{ kN/m}$$

Sabendo o carregamento existente em cada viga e com o auxílio do software Ftool⁴, procedeu-se ao traçado dos diagramas de esforços atuantes, e retiraram-se os valores máximos dos esforços atuantes, em cada um dos vãos.

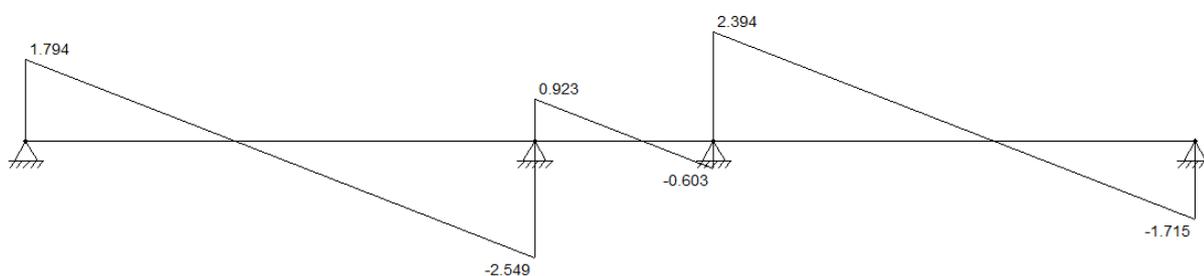


Figura 6.5 - Diagrama de esforço transverso da viga-tipo [kN] [Adaptado(Ftool)]

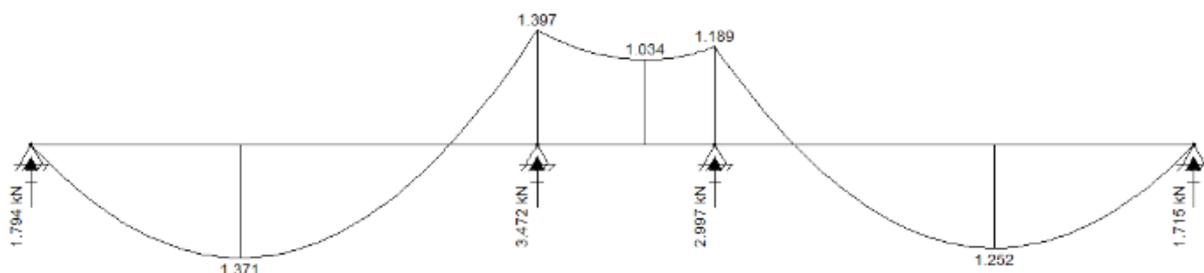


Figura 6.6 - Diagrama de momento fletor da viga-tipo [kNm] [Adaptado(Ftool)]

De referir que, o software utilizado não permite diferentes valores de rigidez em diferentes direções, e este aspeto é relevante no caso, como já foi dito, de materiais anisotrópicos, como é a madeira. No entanto, o estudo feito foi relativamente a uma única direção do fio da madeira, pelo que não é posta em causa a rigidez nas outras direções.

Os dois vãos mais pequenos têm os valores de V_{sd} e M_{sd} inferiores aos do vão maior, assim, assume-se que, se o vão mais condicionante verifica as condições de segurança, os outros dois também. Para o vão mais condicionante tem-se:

$$\sigma_{m,d} = \frac{6M_{sd}}{bh^2} = \frac{6 \times 1,397 \times 10^6}{80 \times 160^2} = 4,093 \text{ N/mm}^2$$

⁴ Ftool – Two-Dimensional Frame Analysis Tool – Educational Version 3.01

Foi abordado no Capítulo 3, que a flexão sofre do efeito de volume da madeira, pelo que é necessário o cálculo do coeficiente k_h , que depende de h , a maior dimensão da secção da viga. Neste caso, como $h \geq 150 \text{ mm}$, o valor de k_h é directamente 1,0. O valor de cálculo da resistência é dado por:

$$f_{m,d} = k_h \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,0 \times \frac{0,8 \times 18}{1,3} = 11,08 \text{ N/mm}^2$$

Comparando o valor de cálculo da tensão atuante ($\sigma_{m,d}$), e o valor de cálculo da resistência $f_{m,d}$:

$$\sigma_{m,d} = 4,093 \text{ N/mm}^2 \leq 11,08 \text{ N/mm}^2 = f_{m,d}$$

Está verificada a segurança à flexão.

O procedimento para a verificação ao corte também já foi visto em detalhe no Capítulo 3 e consiste em comparar, mais uma vez, a tensão atuante e o valor de cálculo da resistência:

$$\tau_d = \frac{1,5V_{sd}}{bh} = \frac{1,5 \times 2,549 \times 10^3}{80 \times 160} = 0,299 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} = 1,231 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_d = 0,299 \text{ N/mm}^2 \leq 1,231 \text{ N/mm}^2 = f_{v,d} \rightarrow \text{Verifica}$$

A verificação das compressões perpendiculares ao fio é abrangida, neste caso, pela compressão nos apoios, exterior e interior. Segundo as regras já citadas na Seção 3.3.1.4 – Capítulo 3 temos, para o apoio exterior $k_{c,90} = 2,4$, com $l_{ef} = 110 \text{ mm}$, e para o apoio interior $k_{c,90} = 2,75$ e $l_{ef} = 140 \text{ mm}$. A reacção no apoio $F_{c,90,d} = 1,794 \text{ kN}$. Os valores de cálculo das tensões atuantes e das resistências (multiplicadas pelo fator $k_{c,90}$) são apresentadas, de forma resumida, no quadro seguinte, com a utilização das expressões da secção 3.3.1.4.

Tabela 6.4 - Quadro resumo da verificação de compressão nos apoios

Compressão nos apoios		
	Exterior	Interior
$k_{c,90}$	2,40	2,75
$l_{ef} \text{ (mm)}$	110,00	140,00
$A_{ef} \text{ (mm}^2\text{)}$	8800	11200
$\sigma_{c,90,d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	0,20	0,31
$k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	3,25	3,72
$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$	Verifica	Verifica

As mesmas verificações foram feitas para a classe de resistência C24, e são apresentadas, resumidamente, no Anexo D.

Termina aqui a verificação dos Estados-Limite Últimos e concluímos que, tanto para a Classe de resistência C18, como C24, todas as condições são verificadas.

6.1.2.2 Verificação aos Estados-Limite de Utilização

Normalmente, é o Estado-Limite de Utilização o mais condicionante ao dimensionamento, e neste ponto a diferença de classes de resistência é relevante.

Na verificação da deformabilidade utilizou-se, tal como para os ELU, o software Ftool no traçado das deformadas instantâneas, para as cargas peso-próprio ($w_{inst,G}$) e sobrecarga ($w_{inst,Q}$). Optou-se, de forma a facilitar os cálculos da deformada total (w_{fin}), por separar as duas deformadas instantâneas e somar os valores máximos em cada vão, já multiplicados pelos coeficientes apropriados.

Contudo, esta soma dos valores máximos só é possível porque o carregamento é uniformemente distribuído e assim, as secções dos valores máximos de $w_{inst,G}$ e $w_{inst,Q}$ coincidem em todos os vãos.

Mais uma vez, não vamos fazer a verificação para o vão mais pequeno, assumindo que se os mais condicionantes verificarem, este também verifica.

Na Tabela 6.5 é apresentado os valores das cargas uniformemente distribuídas, para a combinação característica de ações e outras propriedades necessárias à verificação dos Estados-Limite de Serviço.

Tabela 6.5 - Cargas para a combinação característica de ações e outras propriedades

Propriedades	
q_{pp} (kN/m ²)	0,26
q_{sob} (kN/m ²)	0,60
m (kg/m ²)	87,92
ξ	0,010
$(EI)_l$ (Nm ² /m)	468114,29
$(EI)_B$ (Nm ² /m)	5333,33
B (m)	5,00

$(EI)_L$ e $(EI)_B$ são os factores de rigidez para o vão principal, por unidade de comprimento e para a direcção transversal (B) por unidade de comprimento (L), respectivamente. ξ é o coeficiente de amortecimento modal.

Os cálculos das verificações para deformabilidade e para a vibração encontram-se no quadro seguinte, seguindo o procedimento descrito na secção 3.5 desta dissertação.

Tabela 6.6 - Verificação dos Estados-Limite de Utilização para classe C18 - deformabilidade e vibração

Deformabilidade						
	(m)	$w_{inst,G}$ (mm)	$w_{inst,q}$ (mm)	w_{fin} (mm)	L/300	L/150
L1	3,700	0,804	6,140	8,531	12,333	24,667
L3	3,500	0,665	5,081	7,058	11,667	23,333
Vibração						
	f_1 (Hz)	n_{40}	v (m/(Ns ²))	a (mm/kN)	b	comportamento
L1	8,372	8,940	0,013	2,254	118,124	fraco
L3	9,356	8,915	0,013	1,908	118,163	médio

No que diz respeito à deformabilidade, ambas as classes de resistência têm valores de deformação total (w_{fin}) inferiores ao limite apontado como aceitável ($L/300$), o que significa que, neste caso, se poderia aumentar o afastamento das vigas mantendo o nível de deformação nos limites apropriados.

Já na verificação à vibração existem diferenças relevantes, dependendo da classe de resistência das vigas que consideramos no dimensionamento. A verificação à vibração, como apresentado no Capítulo 3, é baseada num ábaco de “*performance*” – Figura 3.5 - que depende de dois coeficientes: “*a*” e “*b*”.

No caso da classe de resistência C18, os valores de “*a*” próximos, ou até mesmo superiores, a 2, reduzem consideravelmente o comportamento da viga à vibração, designada de “*poor performance*”, independentemente dos valores de “*b*”. À medida que o valor de “*a*” diminui, como acontece com a classe C24 –Quadro 2 (Anexo D), o comportamento da viga, segundo o ábaco, melhora. Assim, para a classe C24, para o vão L3 (o menor dos dois analisados) já temos um comportamento à vibração considerado de “bom” – “*good performance*”.

Pode concluir-se que, no que toca aos Estados-Limite, é nos Estados-Limite de Utilização que as verificações de desempenho apresentam algumas falhas, que poderiam ser melhoradas ou com modificações na construção ou com alteração da classe de resistência da madeira, garantir classe de resistência igual a C24 em toda a estrutura, por exemplo.

6.1.3 Propostas de intervenção

As propostas de intervenção apresentadas são específicas, como referido anteriormente, para uma viga-tipo. Grande parte das vigas dos pavimentos elevados apresentam danos junto às fachadas, como foi referido, o que significa que cada viga tem dois locais que necessitam de intervenção pontual. Pressupõe-se então que, na mesma viga, as duas intervenções (em cada uma das pontas) são feitas em separado, isto é, uma de cada vez, de forma a garantir a estabilidade da estrutura.

Ao contrário do que aconteceu para a verificação dos Estados-limite, em que foram feitos os cálculos para classe de resistência máxima (C24) e mínima (C18) do pinho bravo (madeira mais recorrente na construção portuguesa), nas propostas de intervenção todos os cálculos foram feitos para a classe mais baixa, C18. Esta assunção baseia-se na hipótese de que, se resiste com a madeira “menos resistente”, também resistirá com a “mais resistente”.

No levantamento inicial do estado de degradação do viga existente, verificou-se que os danos do mesmo iam, em média, até cerca de 30 cm do apoio. Considerou-se, por isso, estes 30 cm como a zona de corte para as intervenções adotadas.

Assim sendo, e tendo em conta as cargas e sobrecargas já calculadas para o Estado-Limite Último temos:

$$pp = 0,0916 \text{ kN/m} \quad sob = 0,7 \text{ kN/m} \quad q_{total} = 1,174 \text{ kN/m}$$

Nas Figuras que se seguem são apresentados os diagramas de esforços, transverso e momento fletor, para a viga-tipo. O valor dos esforços atuantes, a 30 cm do apoio, são também identificados nas Figuras 6.7 e 6.8 e são aplicáveis a todas as soluções propostas de seguida apresentadas.

$$V_{sd} = 1,442 \text{ kN} \quad M_{sd} = 0,485 \text{ kNm}$$

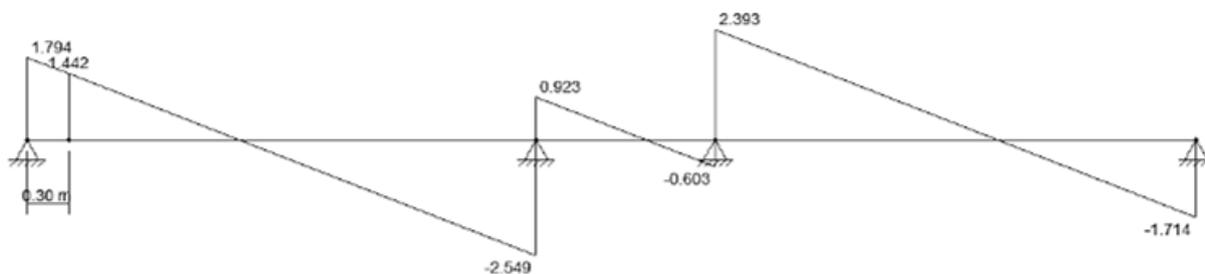


Figura 6.7 - Diagrama de esforço transverso para a viga-tipo [kN] [Adaptado(Ftool)]

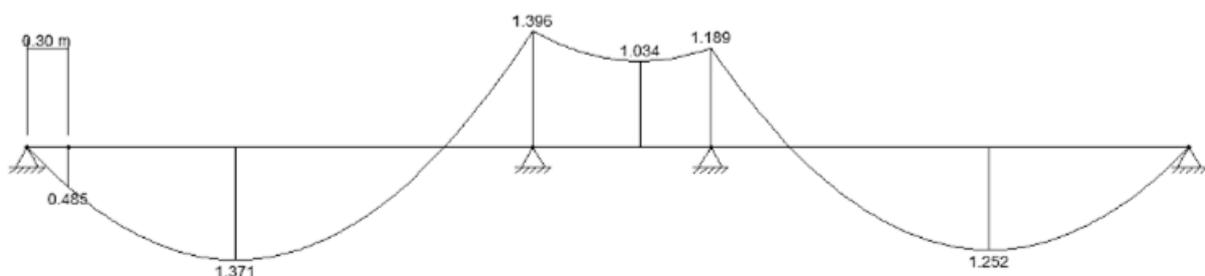


Figura 6.8 - Diagrama de momento fletor para a viga-tipo [kNm] [Adaptado(Ftool)]

Estas soluções abordadas nos subcapítulos seguintes, abrangem dois tipos de intervenções: as mais usadas em reabilitação, como o empalme com barrote de madeira aparafusados, e as que se considerou com grandes potencialidades, e que ainda não foram tão exploradas.

Este contraste, entre o tradicional e o “inovador”, pretende, numa conclusão final, fazer a comparação, quer em termos de resistência às solicitações, quer em termos económicos, das várias soluções que existem e em que situação faz mais sentido optar por uma ou por outra.

Nas três propostas são apresentados no corpo de texto todos os cálculos às forças atuantes e da sua distribuição pela ligação e pelos ligadores, e em anexo, porque já foram apresentadas no Capítulo 4 todas as expressões, são apresentados os cálculos das resistências.

6.1.3.1 Solução aparafusada com chapa metálica

A primeira solução apresentada trata-se de um empalme com chapa metálica aparafusada com parafusos de porca e contraporca.

Tal como acontece com as outras soluções propostas, o corte da viga degradada foi feito a 30 cm do apoio e considerou-se a viga de classe de resistência C18.

Para esta solução são utilizadas duas chapas metálicas S235, com 2 mm de espessura cada e 10 parafusos de porca e contraporca M10 classe 4.6. Foi também contabilizado na parte do orçamento, apresentado mais à frente, os 30 cm de viga nova necessários para substituir a viga

degradada que foi cortada. Para efeitos de cálculo considerou-se que esta nova viga tem as mesmas características da original.

Um esquema da ligação proposta é apresentado na Figura 6.9.

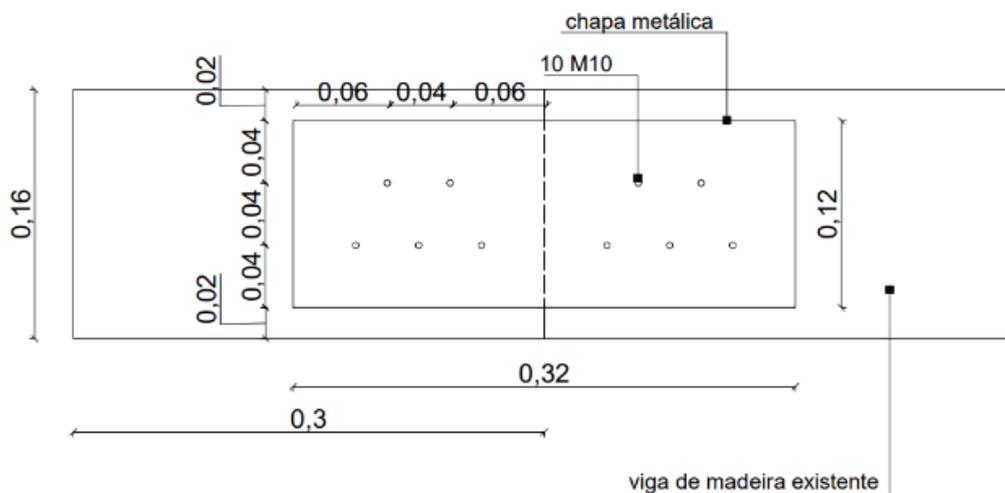


Figura 6.9 - Esquema da ligação aparafusada com chapa metálica [m]

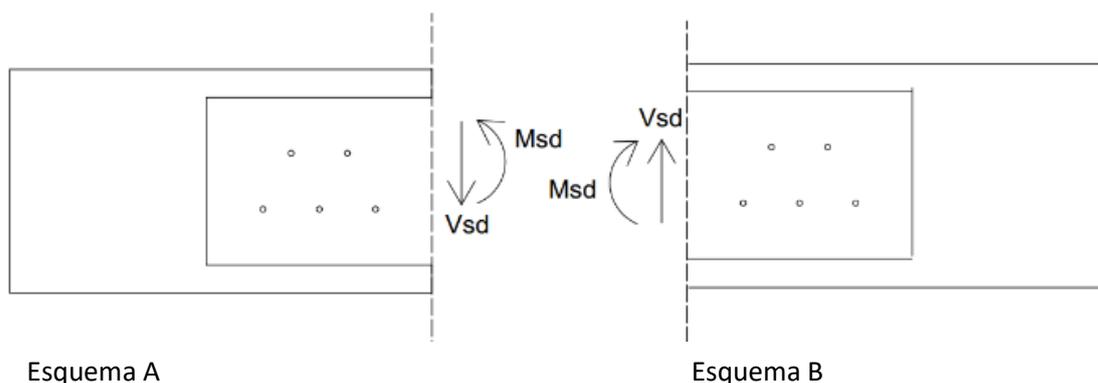


Figura 6.10 - Equilíbrio estático na secção de corte

Segundo a Figura 6.10 e a distribuição de esforços na secção de corte considera-se a situação mais desfavorável a que resulta do equilíbrio de esforços na chapa do esquema B, e será sobre essa que serão feitas as verificações de segurança apresentadas de seguida.

Depois de termos os espaçamentos dos ligadores definidos e os esforços atuantes na secção de corte é necessário verificar as condições de segurança para o parafuso mais esforçado, que será o mais condicionante.

Para saber qual o parafuso mais esforçado, calcula-se a força de corte em cada um dos parafusos. Esta força de corte terá uma componente devido ao esforço transversal e devido ao momento – Figura 6.11.

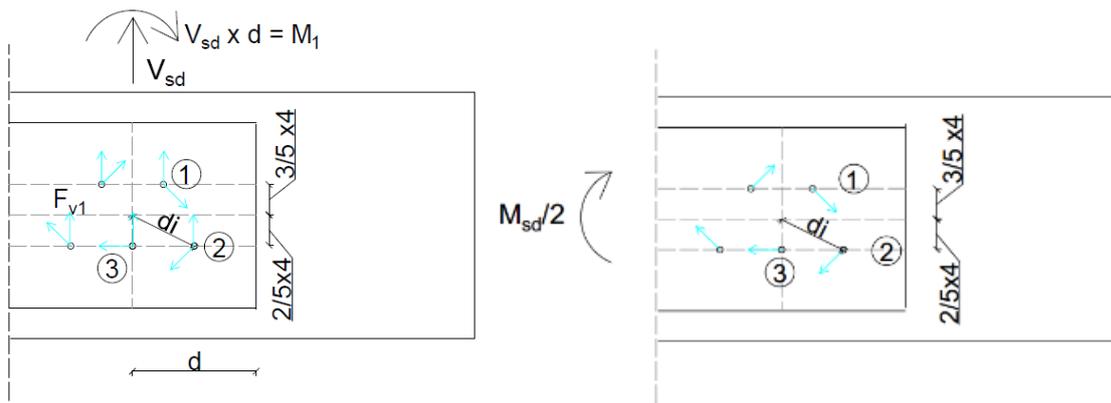


Figura 6.11 - Esquema de distribuição de forças na seção devido ao esforço transverso (esquerda) e ao momento fletor (direita)

No que diz respeito ao esforço transverso, tem-se forças \$F_i\$ devido ao momento criado \$M_1\$ e uma força vertical em todos os ligadores \$F_{v1}\$ que resulta da distribuição \$V_{sd}\$ pelos 5 ligadores de forma equivalente.

O esforço transverso, quando transferido para o centro da chapa, cria um momento, designado por \$M_1\$, que irá provocar, em cada ligador, uma força de corte perpendicular ao braço deste o centro geométrico até esse ligador, como mostra a figura anterior.

$$F_{v1} = \frac{V}{2 \times 5} = \frac{1,442}{2 \times 5} = 0,14 \text{ kN}$$

$$M_1 = V_{sd}^{chapa} \times d = \frac{1,442}{2} \times 0,08 = 0,058 \text{ kNm}$$

A força provocada por \$M_1\$ pode ser decomposta na componente horizontal e vertical. Estas componentes são diferentes consoante a distância ao centro de rotação.

$$F_H^{parafuso} = \frac{M_1 \times b}{\sum d_i^2} \text{ e } F_V^{parafuso} = \frac{M_1 \times a}{\sum d_i^2}$$

Sendo \$b\$ a distância ao parafuso na direção vertical e \$a\$ na direção horizontal, medidos desde o centro geométrico.

\$d_i\$ são as distâncias a cada um dos ligadores.

$$\sum d_i^2 = 16^2 + 2 \times (16^2 + 40^2) + 2 \times (20^2 + 24^2) = 5920 \text{ mm}^2$$

O mesmo acontece com as forças de corte (\$F_i\$) devido ao momento fletor atuante em cada chapa (\$M_{sd}/2\$), que são também descompostas em forças verticais e horizontais de diferem consoante a distância ao centro de rotação.

Sendo assim, na Figura 6.12 são apresentadas separadamente todas as forças atuantes em cada um dos ligadores, devido ao momento atuante (esquerda), ao esforço transverso (centro) e ao momento \$M_1\$ (direita).

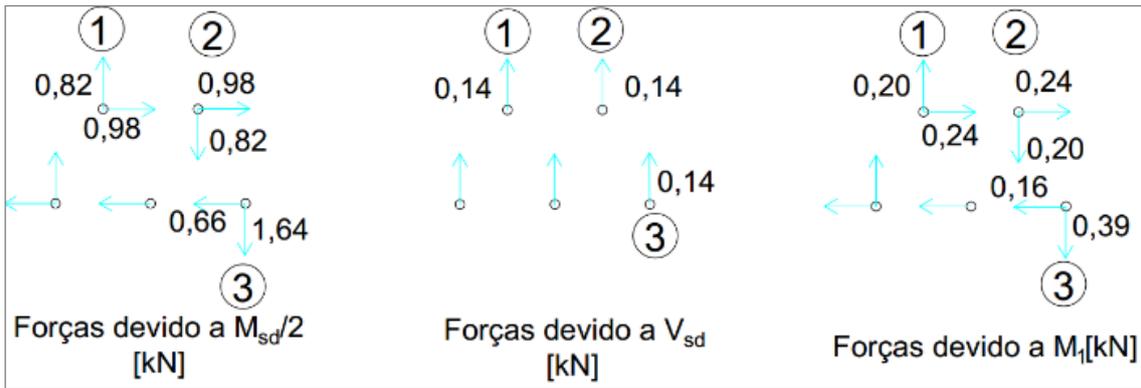


Figura 6.12 - Esquema de distribuição de forças atuantes em cada ligador

Para se determinar qual o parafuso mais esforçado é calculada a resultante da força de corte em cada parafuso. Neste caso, são apresentados os resultados dos mais condicionantes:

$$F_{v,1} = \sqrt{(0,82 + 0,14 + 0,20)^2 + (0,98 + 0,24)^2} = 1,68 \text{ kN}$$

$$F_{v,2} = \sqrt{(-0,82 + 0,14 - 0,20)^2 + (0,98 + 0,24)^2} = 1,50 \text{ kN}$$

$$F_{v,3} = \sqrt{(1,64 - 0,14 + 0,39)^2 + (0,16 + 0,66)^2} = 2,06 \text{ kN}$$

De seguida, é necessária a verificação dos espaçamentos mínimos, para parafusos de porca, dada pelas seguintes expressões, já expostas no Cap.4.2.

$$a_1^{\alpha=90} = (4 + |\cos \alpha|)d = 32 \text{ mm}$$

$$a_2^{\alpha=90} = 4d = 32 \text{ mm}$$

Tratando-se de um caso do topo e o lado solicitados, temos:

$$a_{3,t}^{\alpha=90} = \text{máx} [7d; 80 \text{ mm}] = 80 \text{ mm}$$

$$a_{4,t}^{\alpha=90} = \text{máx} [(2 + 2 \sin \alpha)d; 3d] = 31,3 \text{ mm}$$

Para calcular o ângulo α , tem que se saber qual o ângulo que a reação do ligador mais esforçado faz com a horizontal, ou seja:

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{0,14 + 0,39}{0,16} = 73,2^\circ$$

6.1.3.1.1 Resistência da ligação

Para o cálculo da capacidade resistente da ligação, temos como características dos parafusos, chapa metálica e madeira:

Tabela 6.7 - Características dos conectores, chapa metálica e madeira utilizados nesta ligação

Parafusos				Chapa		Madeira	
M8		Classe 4.6		S235		C18	
d (mm)	10	fyb (MPa)	240	t (mm)	2	ρ_k (Kg/m ³)	320
d0 (mm)	11	fub (MPa)	400	fu (N/mm ²)	360	t (mm)	80
A (mm ²)	78,5			fy (N/mm ²)	235		

A capacidade resistente será o menor dos valores das resistências características de cada um dos elementos (ligadores, chapa e madeira), para cada modo de rotura possível. Esse valor da

resistência característica, como referido no Capítulo 3 tem de ser multiplicado pelos coeficientes de modificação e de materiais adequados.

O cálculo das resistências é apresentado detalhadamente em Anexo – Anexo E.

Contudo é importante fazer duas notas no que toca ao cálculo das resistências da madeira aos vários modos de rotura.

A primeira diz respeito à parcela da resistência ao arranque nos modos de rotura da madeira. A contribuição da força de arranque, $F_{ax,rd}$ não é considerada na verificação ao corte, pois considera-se que, quando esta força é mobilizada, o ligador já apresenta um elevado grau de deformação. Esta assunção é conservativa, uma vez que a contribuição da força de arranque aumenta a capacidade resistente da ligação.

No caso da rotura em corte por bloco segundo forças na direção do fio da madeira, dado que o valor das forças do binário do momento atuante, são iguais, a resultante sobre o bloco de parafusos na direção do fio da madeira é nula. Significa que não é um modo de rotura possível de ocorrer.

A capacidade de resistência por corte em bloco na direção perpendicular ao fio, verificou-se que é muito superior à força atuante no conjunto dos parafusos. Ou seja, não faz sentido verificar em situações posteriores, porque sabe-se que não é condicionante.

Como referido o valor característico da resistência da ligação é o mínimo de entre todas as resistências características de cada elemento.

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,parafuso}; F_{v,chapa}^{vertical}; F_{v,chapa}^{horizontal}; F_{v,Rk1}; F_{v,Rk2}\} = \{15,07; 14,4; 14,4; 6,30; 4,47\} = 4,47 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,8 \times 4,47}{1,3} = 2,75 \text{ kN} \geq F_{v,3} = F_{v,Ed} = 2,06 \text{ kN}$$

A condição de segurança é verificada.

6.1.3.2 Solução aparafusada com corte em bisel

A segunda solução proposta, foi pensada de forma a tirar partido de um sistema de encaixe, ou bisel, entre as peças de madeira cortadas. O corte em bisel em vez de vertical, permite diminuir a força de corte nos ligadores, uma vez que a força V_{sd} se decompõe em duas componentes mais pequenas.

Assim, chegou-se a uma solução em que é possível reduzir o número e diâmetro dos ligadores, e verificar as condições de segurança mesmo assim.

Do ponto de vista económico, como veremos no último subcapítulo, esta solução torna-se significativamente mais barata que as outras duas propostas. No entanto, o corte em bisel pode trazer complicações na mão-de-obra e não ser, na prática, fácil de executar. Esta dificuldade de execução reflete-se nos custos de mão-de-obra.

Um esquema da ligação é apresentado na Figura 6.13.

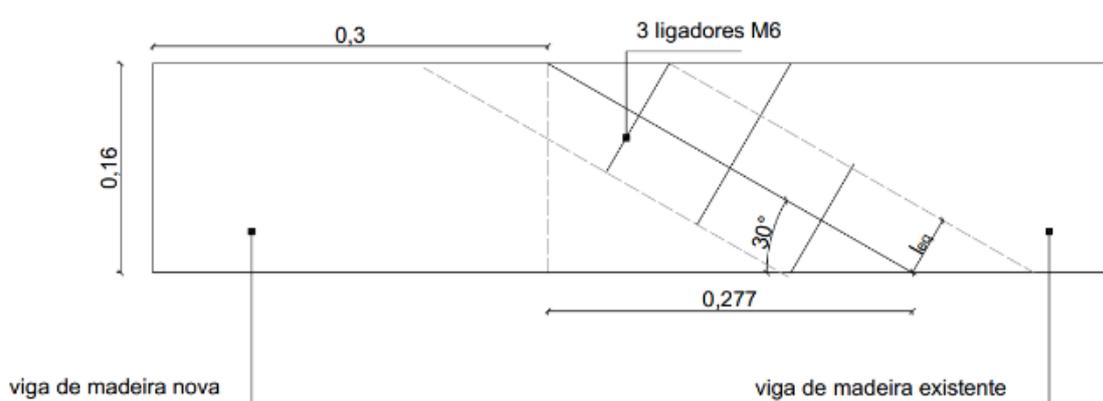


Figura 6.13 - Esquema da ligação aparafusada com corte em bisel

Para o cálculo da resistência madeira-madeira, e de forma a ter uma largura constante para o cálculo dos modos de rotura, considerou-se um comprimento equivalente de $l_{eq} = \tan 30^\circ \times 8 = 4,62 \text{ cm}$ – representado na Figura 6.13.

Os três ligadores considerados no dimensionamento, são equidistantes entre si e têm um diâmetro de 6 mm e Classe 4.6.

Perante esta disposição geométrica, tendo a superfície em bisel 32 cm, cada parafuso dista entre si 8 cm – Figura 6.14.

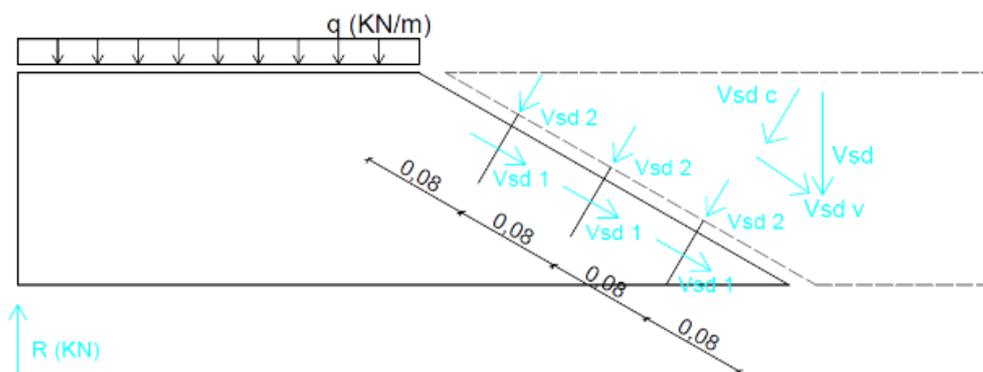


Figura 6.14 - Esquema das forças atuantes na peça e em cada ligador devido ao esforço transversal (V)

A reação de apoio, R_{apoio} , foi obtida diretamente do software Ftool e a carga distribuída é igual à carga total já calculada anteriormente para os EL Últimos. Desta forma, o esforço atuante é:

$$V_{sd} = R_{apoio} - q_{distribuida} = 1,790 - 1,174 \times 0,3 = 1,438 \text{ kN}$$

Que se pode decompor em duas parcelas, tangencial $V_{sd,v}$, e normal, $V_{sd,c}$ à superfície de corte.

$$V_{sd,v} = \sin(30^\circ) \times 1,438 = 0,719 \text{ kN}$$

$$V_{sd,c} = \cos(30^\circ) \times 1,438 = 1,245 \text{ kN}$$

As forças atuantes em cada parafuso proveniente das parcelas $V_{sd,v}$ e $V_{sd,c}$ estão identificadas na Figura 6.13 e os valores são:

$$V_{sd1} = \frac{V_{sd,v}}{3} = \frac{0,719}{3} = 0,237 \text{ kN}$$

$$V_{sd2} = \frac{V_{sd,c}}{3} = \frac{1,245}{3} = 0,415 \text{ kN}$$

O momento atuante na peça, resultante do equilíbrio estático, é calculado em relação ao eixo da peça, como indicado na Figura 6.15 e é dado por:

$$M_{sd} = 1,79 \times 0,439 - 1,174 \times 0,3 \times 0,289 = 0,680 \text{ kNm}$$

E sendo assim,

$$F_{c,sd} = F_{t,sd} = \frac{0,680}{0,16} = 4,25 \text{ kN}$$

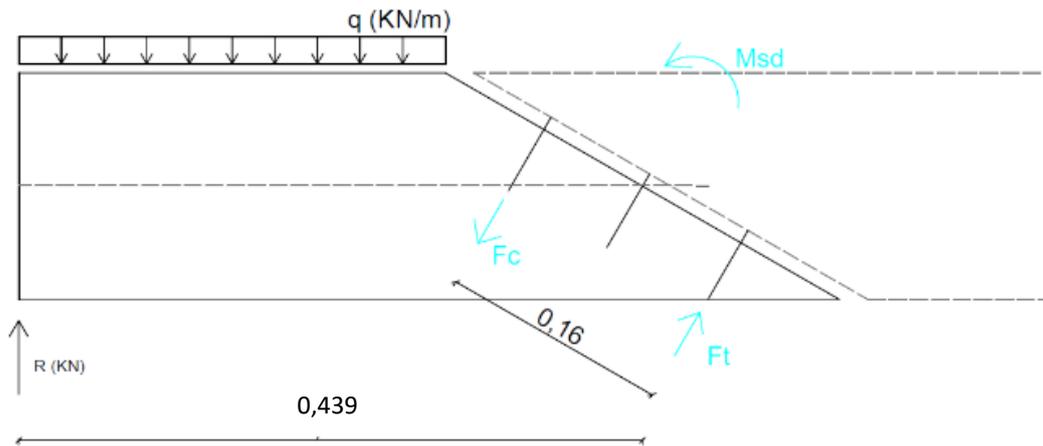


Figura 6.15 - Esquema das forças atuantes na peça e em cada ligador devido ao momento fletor (M)

A força de arranque será:

$$F_{ax,Ed} = F_{t,sd} - V_{sd2} = 4,25 - 0,415 = 3,83 \text{ kN}$$

Sendo assim, o parafuso mais condicionante é aquele que sofre de uma força de tração, de arranque do parafuso. Esta força de arranque, tem de ser inferior à resistência ao arranque dos parafusos. Se tal não acontecer, a segurança da peça é comprometida, pois a ligação entra em rotura, não pela resistência do ligador, mas pela rotura da superfície de contacto do mesmo com a madeira.

Por se tratar de uma ligação madeira-madeira pode ser importante a contabilização do atrito mobilizados pelo corte em bisel. Esta ponderação do atrito é apresentada nos cálculos seguintes, contudo, verificou-se no final, pouco significativa para a força de corte que atua nos parafusos.

Considerou-se um coeficiente de atrito estático de:

$$\mu = 0,3$$

$$F_{atrito} = N \times \mu = 1,245 \times 0,3 = 0,374 \text{ kN}$$

$$F_{corte} = V_{sd,v} - F_{atrito} = 0,719 - 0,374 = 0,345 \text{ kN}$$

Ou seja, não sendo o atrito significativo na segurança da ligação, optou-se por, de forma conservativa, não o considerar no dimensionamento da ligação.

6.1.3.2.1 Resistência da ligação

Como já referido, é a resistência característica da ligação é o menor dos valores característicos de cada modo de rotura. As expressões e o cálculo detalhado das mesmas encontram-se em Anexo – Anexo E.

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,parafuso}; F_{v,Rk,1A}; F_{v,Rk,1B}; F_{v,Rk,2}; F_{v,Rk,3}\} = 2,11 \text{ kN}$$

Multiplicando pelos coeficientes adequados, a resistência da ligação é:

$$F_{v,Rd,madeira} = \frac{2,11 \times 0,8}{1,3} = 1,3 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 0,237 \text{ kN}$$

Fazendo a verificação da interação corte e arranque:

$$\left(\frac{F_{ax,Ed}}{F_{ax,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd,madeira}}\right)^2 = \left(\frac{3,83}{13,25}\right)^2 + \left(\frac{0,237}{1,30}\right)^2 = 0,12 \leq 1$$

Ou seja, é verificada a condição.

A mesma verificação da interação do corte e tração no ligador tem de ser feita:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd,parafuso}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd,parafuso}} = \frac{0,237}{5,434} + \frac{3,83}{1,4 \times 5,788} = 0,52 \leq 1$$

E finalmente:

$$F_{ax,Rd} = 13,25 \text{ kN} \geq F_{ax,Ed} = 2,82 \text{ kN}$$

6.1.3.3 Solução aparafusa com empalme madeira-madeira

Esta solução foi a solução inicialmente prevista pelo projetista da obra. A intervenção consiste no corte de 30 cm da viga existente (zona danificada) junto ao apoio e substituição por uma viga sã que será empalmada à viga existente com barrotes laterais, aparafusados com parafusos de porca – Esquema da ligação na Figura 6.16.

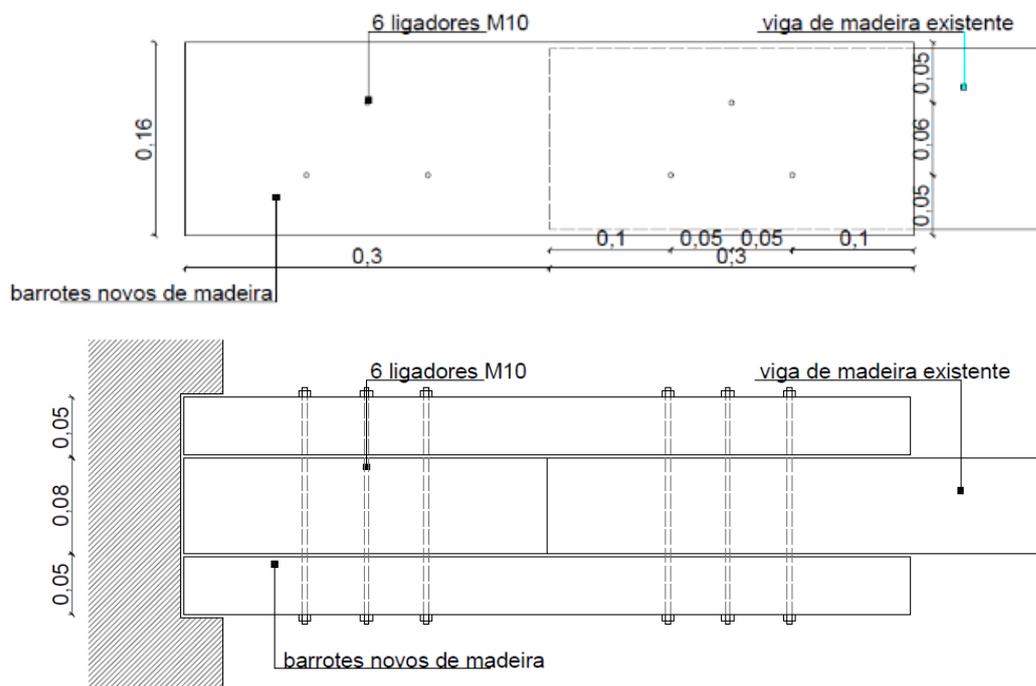


Figura 6.16 - Esquema da ligação de empalme com barrotes de madeira - vista em alçado e planta

No que diz respeito aos esforços atuantes, são os mesmos acima indicados Secção 6.1.3 $V_{sd} = 1,442 \text{ kN}$ $M_{sd} = 0,485 \text{ kNm}$ e é necessário saber-se qual o parafuso mais esforçado, e qual a força de corte que nele atua.

No esquema indicado na Figura 6.17 é feito um esboço das forças atuantes em cada um dos parafusos. Estas forças podem ser decompostas em duas parcelas, as forças provenientes do momento fletor (horizontais) e as forças e corte devido ao esforço transversal.

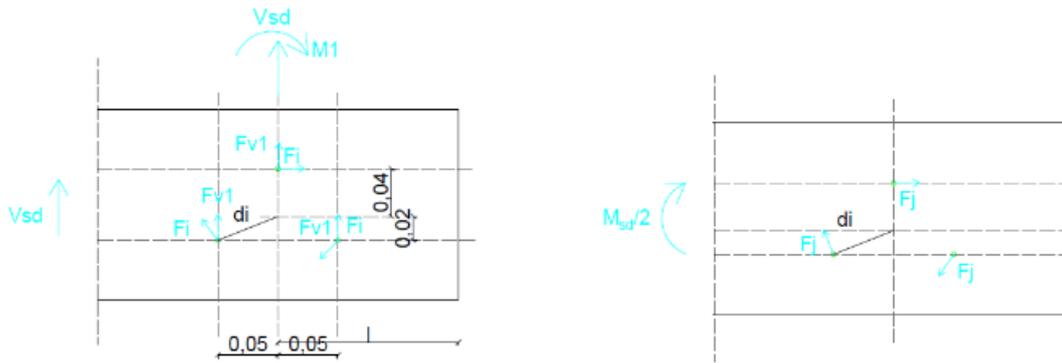


Figura 6.17 - Esquema das forças atuantes

Para o efeito do momento fletor nos parafusos, assume-se que o momento, em cada face se distribui pelos parafusos segundo uma força de corte que depende da distância ao centro da ligação (d_i). Esta força de corte em cada parafuso, decompõe-se numa força horizontal (FH) e numa força vertical (FV), e são calculadas, respetivamente por:

$$F_H = \frac{M_{sd} \div 2 \times a}{\sum d_i^2} \text{ e } F_V = \frac{M_{sd} \div 2 \times b}{\sum d_i^2}$$

a e b são, respectivamente, as distâncias na vertical e horizontal ao centro.

$$\sum d_i^2 = 2 \times 20^2 + 2 \times 50^2 + 40^2 = 7400 \text{ mm}^2$$

Já o esforço transversal é calculado por duas parcelas, conforme apresentado na Figura 6.17, ou seja, uma parcela igual a todos os parafusos e outra devido ao momento causado pela transferência da força para o centro da peça (M_1). A força de corte em cada parafuso causada por M_1 distribui-se, tal como acima calculado para o momento fletor. Ou seja, a força de corte é perpendicular à distância do ligador ao centro e pode ser decomposta em parcela vertical e horizontal.

$$M_1 = \frac{V_{sd}}{2} \times 0,15 = 0,108 \text{ kNm}$$

$$F_{V,1} = \frac{V_{sd}}{6} = 0,24 \text{ kN}$$

As forças de corte em cada parafuso estão representadas na Figura 6.18 – forças devido a M_{sd} (esquerda), M_1 (centro) e V_{sd} (direita).

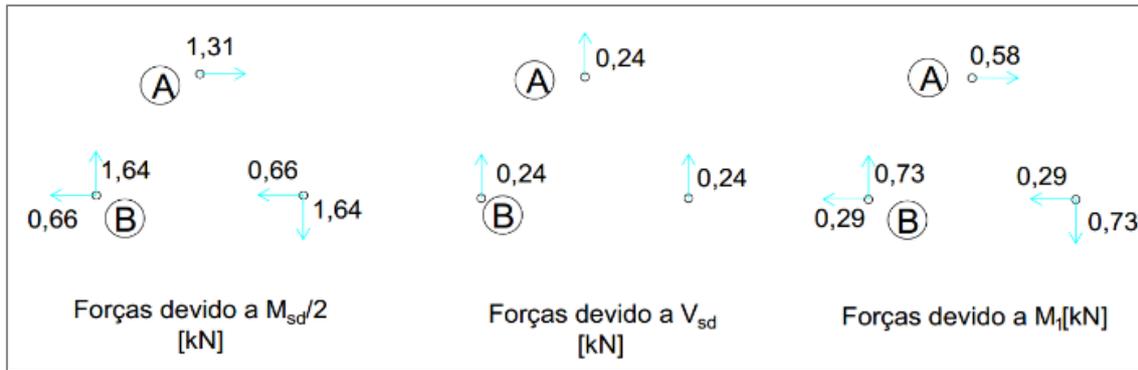


Figura 6.18 - Esquema das forças atuantes em cada ligador

As forças indicadas na Figura 6.18 foram calculadas com base nas expressões, acima referidas, de F_H e F_V .

O parafuso mais esforçado, ou seja, o parafuso mais condicionante, é o parafuso B, com:

$$F_{v,sd} = F_{v,B} = \sqrt{(0,66 + 0,29)^2 + (1,64 + 0,24 + 0,73)^2} = 2,78 \text{ kN}$$

6.1.3.3.1 Resistência da ligação

Tal como nas outras propostas de intervenção, o cálculo detalhado da resistência ao corte da ligação é feito em anexo – Anexo E.

A resistência de cálculo da ligação é:

$$F_{v,Rk} = \min\{F_{v,parafuso}; F_{v,Rk,1A1}; F_{v,Rk,1A2}; F_{v,Rk,2}; F_{v,Rk,3}\} = \{15,07; 7,87; 6,30; 3,68; 4,46\} = 3,68 \text{ kN}$$

$$F_{v,R} = 0,8 \times \frac{3,68}{1,3} = 2,26 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 2,26 \text{ kN} < F_{v,sd} = 2,78 \text{ kN}$$

A condição não é verificada, no entanto, veja-se agora considerando a contribuição da parcela da resistência ao arranque, anteriormente, e por hipótese conservativa ignorada:

$$F_{ax,Rd} = 7,78 \text{ kN e a parcela } \frac{F_{ax,Rd}}{4} = 1,94 \text{ kN}$$

Ora o EC5-1-1 limita o rácio (efeito biela/ parcela de Johansen), no caso dos parafusos de porca a 25%.

Sendo assim, a resistência final é dada por:

$$F_{v,Rk} = 4,60 \text{ kN e } F_{v,Rd} = 2,83 \text{ kN} \geq F_{v,sd} = 2,78 \text{ kN}$$

É assim verificada a segurança da ligação proposta. Todos os cálculos intermédios, nomeadamente o cálculo de $F_{ax,Rd}$, são apresentados em detalhe em anexo – Anexo E.

6.1.4 Orçamentação das soluções propostas

Para cada uma das diferentes soluções apresentadas foi feito o estudo dos custos de execução das mesmas. Para tal, optou-se por solicitar um orçamento a uma empresa de construção, por forma a obter os valores o mais perto possível do mercado real atual – Anexo F.

Foi pedido um orçamento discriminado entre materiais e mão-de-obra. Para controlar o efeito de escala nos preços unitários, foi definido que a quantidade de cada tipo de intervenção era da ordem da dezena.

Na elaboração do orçamento discriminado, apresentado em Anexo, foi considerada que para a execução de qualquer uma das opções a equipa necessária deveria ser constituída por um carpinteiro e um ajudante de carpinteiro.

Nos preços unitários de cada operário estão incluídas o custo de utilização das ferramentas individuais, necessárias à atividade. No que respeita aos materiais foi considerada madeira de classe C18, nas secções indicadas, previstas em projeto. Chapas e parafusos galvanizados nas dimensões e classes indicados.

Do orçamento pedido tem-se os seguintes preços, por solução proposta:

- **Opção 1** – Empalme topo a topo com reforço por meio de chapas metálicas laterais
 - **Total / por ligação = 131,30 €**
- **Opção 2** – Empalme com corte em bisel e fixação por aparafusamento;
 - **Total / por ligação = 65,90 €**
- **Opção 3** – Empalme por encosto de vigas paralelas e fixação por aparafusamento;
 - **Total / por ligação = 118,50 €**

Claramente a solução mais barata é a Opção 2, em que a grande diferença se dá ao nível do custo do material necessário, pois requer menos ligadores e com um diâmetro e comprimento menores. Esta opção é também a que requer menos mão-de-obra, em números de horas. Contudo, o corte em bisel pode ser uma intervenção mais delicada e que pode fragilizar a peça se não for bem executado. Ou seja, é uma intervenção que requer mão-de-obra mais especializada.

No que diz respeito à primeira e terceira opções, a discrepância de preços é pouco significativa e deve-se à diferença entre as horas de mão-de-obra necessárias dos dois membros da equipa.

A Opção 3 foi a solução de intervenção escolhida, pelo projetista, a adotar na Obra da Rua da Esperança do Cardal, tratando-se, como foi referido, de uma solução mais tradicional e habitualmente executada na reabilitação em Portugal.

As Opções 2 e 3 têm a vantagem de requerer menor quantidade de material do que a Opção 1, e quanto menos variado e de mais fácil aquisição o material, melhor. As Opções 1 e 2 requerem um trabalho mais preciso, como já foi dito.

Tal como foi referido no Capítulo 5, pode haver situações em obra em que, por outros motivos, sejam eles arquitetónicos, logísticos ou de estabilidade, seja dada preferência a uma solução em detrimento de outra, aparentemente mais favorável à partida.

Conclui-se que, embora a Opção 2 seja a mais barata, apresenta alguma preocupação quanto à estabilidade e correta montagem da ligação. As soluções mais adequadas são as Opções 1 e 3, e dentro destas duas, cabe ao dono de obra e projetista, optar pela que se enquadra melhor nas características próprias do pavimento em questão.

A título de curiosidade, foi também pedido um orçamento para a substituição integral da viga. Como as vigas eram contínuas em todo comprimento do edifício, num total de 8,5 metros, o preço da viga da madeira por metro linear aumentou significativamente.

Também o preço da mão-de-obra aumentou, uma vez que esta intervenção implica uma série de trabalhos subjacentes, como por exemplo a remoção de todo o soalho para a fixação da nova viga.

Comparando o preço das soluções de intervenção parcial com a solução de substituição integral, que ficou 228 € por viga, confirma-se que existem situações em que a reabilitação pontual com sistemas de ligação viga-viga pode ser mais barata que a substituição integral.

São apresentadas em Anexo mais fotos da obra, Anexo G.

6.2 Palacete Faria – Praça do Príncipe Real, 2,3 e 4

6.2.1 Introdução e enquadramento geral

O último caso de estudo aqui apresentado diz respeito à reabilitação do Palacete Faria, localizado na Praça do Príncipe Real e datado de 1890, e de um outro edifício, as antigas cocheiras do Palacete, com entrada pela Travessa do Abarracamento de Peniche, de 1892.

Os dois edifícios sofreram alterações e intervenções ao longo dos tempos. Destaca-se ainda a venda da propriedade, em 1970, à Liga dos Amigos dos Hospitais, pois com a ocupação do espaço pela instituição destinada a prestar cuidados de saúde, foi necessária a remodelação dos edifícios existentes para estes novos usos, nomeadamente a sua compartimentação para consultas médicas.

6.2.1.1 Palacete Faria

O Palacete Faria é constituído por 5 pisos, sendo um deles parcialmente enterrado, partilhando o logradouro com o edifício da Travessa do Abarracamento de Peniche, um piso térreo e três pisos elevados, resultando o último da ocupação do sótão. Será ainda construído no topo um mirante.

A sua planta é aproximadamente quadrangular, perfazendo um total de cerca de 410 m² de área em planta.



Figura 6.19 - Fachada Principal e Fachada tardoz do Palacete Faria

Construtivamente, o edifício caracteriza-se por paredes exteriores de alvenaria, paredes interiores com estrutura de madeira do tipo frontal ou tabique, e pisos elevados compostos por vigamentos de madeira. A cobertura é constituída por uma estrutura de madeira apoiada nas paredes de alvenaria.

Os vigamentos de madeira dos pavimentos apoiam nas paredes exteriores ou nas paredes interiores de frontal, indicados na Figura 6.20. Existiam originalmente, um número significativo de vigas empenadas e com fendas, provavelmente motivado pela falta de travamento. Com efeito, os pavimentos onde se observaram estes fenómenos não possuíam elementos transversais de tarugamento.

As sondagens estruturais deram conta de quatro alinhamentos principais de paredes de frontal, dois deles paralelos às fachadas, pertencendo os outros dois à caixa de escadas. Estes alinhamentos servem de suporte aos vigamentos de madeira que constituem os pavimentos elevados, e que por sua vez suportam as paredes divisórias, de tabique – Figura 6.20.

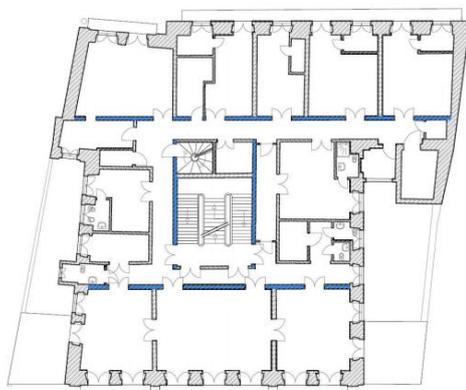


Figura 6.20 - Identificação dos alinhamentos de paredes estruturais interiores (de frontal), a azul.

Relativamente ao estado de conservação, o Palacete Faria, sofria generalizadamente da existência de humidade no interior da construção, proveniente da cobertura (em mau estado), da ascensão capilar e ainda infiltração pela fachada, em particular pelos vãos. Esta entrada de água causou o apodrecimento de elementos de madeira e deterioração dos mesmos.

As soluções adotadas para responder aos problemas apontados são detalhadas de seguida.

O Edifício da Travessa do Abarracamento de Peniche possui originalmente um piso térreo (semienterrado), um piso elevado e cobertura em terraço. Na proposta arquitetónica passa a ter, um piso enterrado (R/C), um piso semienterrado, dois pisos elevados e cobertura em terraço. Tem forma em planta trapezoidal, com uma área de implantação de 160m².

Este último edifício apresenta um estado de conservação mais precário do que o Palacete, com colapsos pontuais de pavimentos, e deterioração severa tanto de pavimentos como de paredes. O mau estado de conservação deste último edifício fez com que não houvessem grandes intervenções de reabilitação, mas sim reconstrução integral do vigamento em madeira.

6.2.2 Soluções Adotadas

Dadas as características das propostas para ambos os edifícios, a intervenção estrutural tem um carácter mais profundo no edifício da Travessa do Abarracamento de Peniche, e de conservação do existente no Palacete Faria.

No que diz respeito ao tema desta dissertação, reabilitação dos pavimentos estruturais de madeira, o Edifício da Travessa do Abarracamento de Peniche não merece referência. Contrariamente, é no Palacete Faria, dado o carácter de reabilitação das intervenções propostas pelo projetista, que recaem as soluções vistas em detalhe nesta dissertação.

Para o vigamento em madeira existente no Palacete, a reparação prevista baseia-se na reconstituição da integridade das peças danificadas, à custa de argamassas de resina epoxídica ou com peças de madeira, de modo a permitir a execução dos trabalhos sem necessidade de desmontagens estruturais.

No caso de se recorrer à recolocação de elementos de madeira, seguir-se-ão técnicas tradicionais, recorrendo-se a ligações com peças metálicas nas emendas a realizar.

Em alternativa à solução descrita, a reparação poderá consistir na substituição parcial dos elementos danificados ou no seu reforço com chapas e perfis metálicos.

Na cobertura e no último piso, os barrotes e vigas foram retirados e reaproveitados para soalho.

Os pavimentos elevados foram essencialmente constituídos por vigas de madeira, reforçando-se as soluções existentes. Assim, acrescentam-se às vigas existentes outras intercaladas – Figura 6.21.

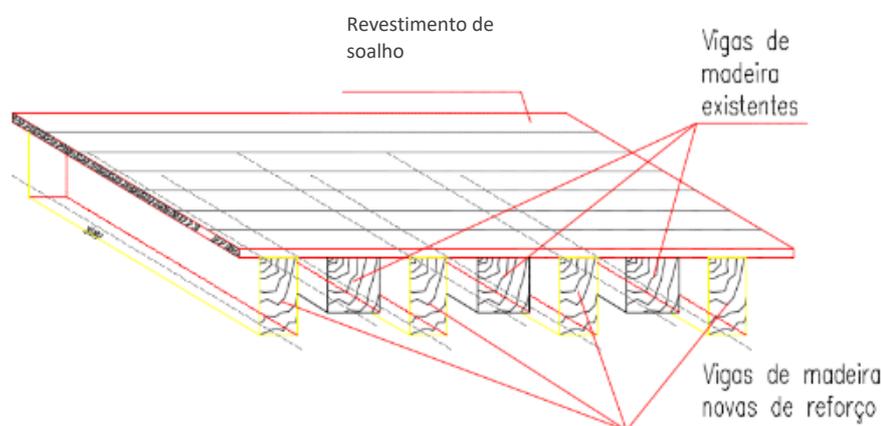


Figura 6.21 - Esquema do Reforço dos Pavimentos com vigamento novo de madeira

Todos os pavimentos foram travados com recurso a tarugos de madeira, espaçados num máximo de 2,00 m, colocados sob pressão e ligados mecanicamente através de pregos – Figura 6.22 e Figura 6.23.

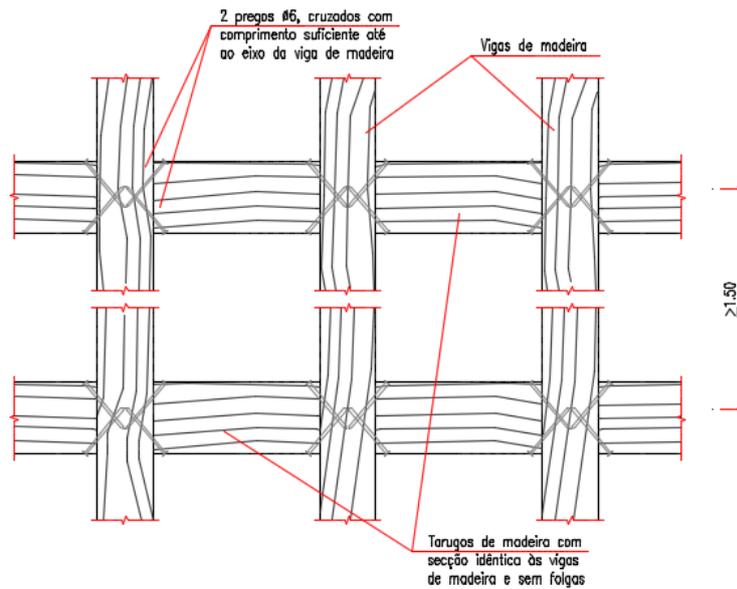


Figura 6.22 - Esquema do Tarugamento Utilizado em todos os pavimentos elevados - Vista em Planta

Nas zonas húmidas, para permitir o rebaixamento do pavimento (devido à pedra que será utilizada), o pavimento estrutural em madeira existente foi substituído por estrutura em vigamento misto - vigas metálicas e de madeira. A ligação entre os perfis metálicos e as vigas de madeira – Ligação Tipo 1 (Figura 6.24) - é feita com recurso a tarugamento sob pressão, aparafusados à alma do perfil metálico e pregados às vigas de madeira.



Figura 6.23 - Exemplo de ligação Tipo 1 e de tarugamento dos vigamentos já existentes

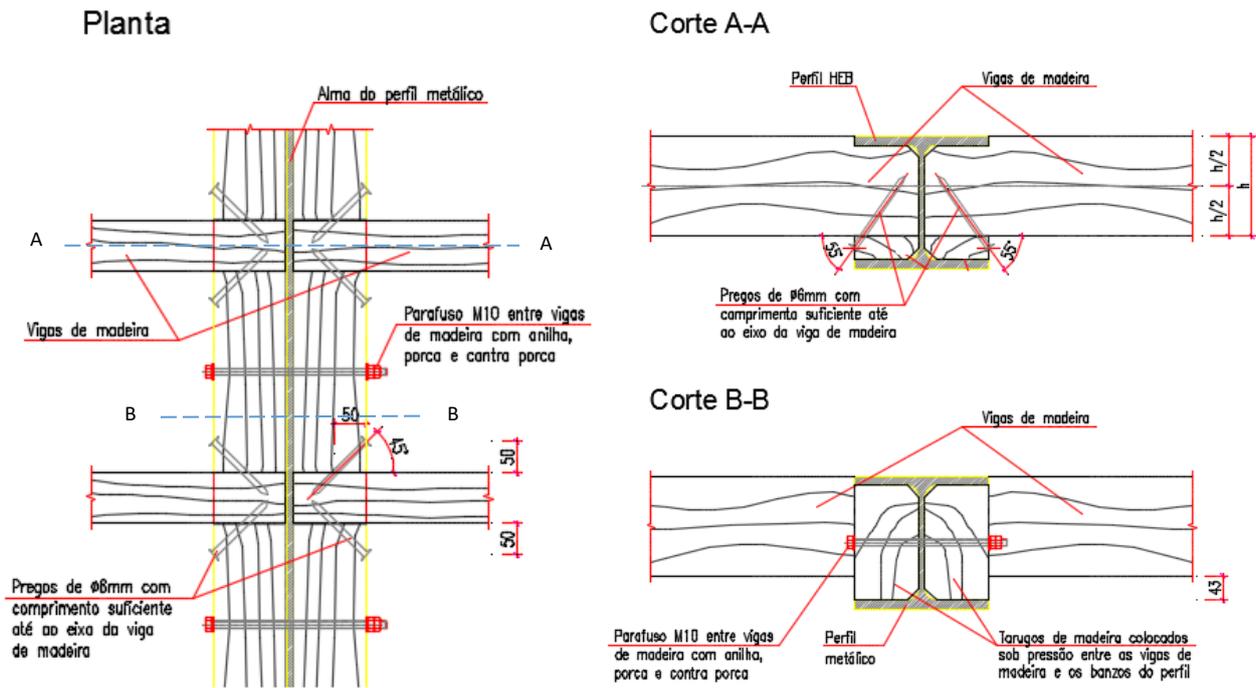


Figura 6.24 - Ligação Tipo 1 - Ligação de vigas de madeira aos perfis metálicos

O apoio das vigas de madeira na parede de alvenaria será executado com recurso perfis metálicos do tipo LNP150x100x10. Estas cantoneiras possuem igualmente a função de cintagem do edifício (Ligação Tipo 2) – Figura 6.25.

Alçado

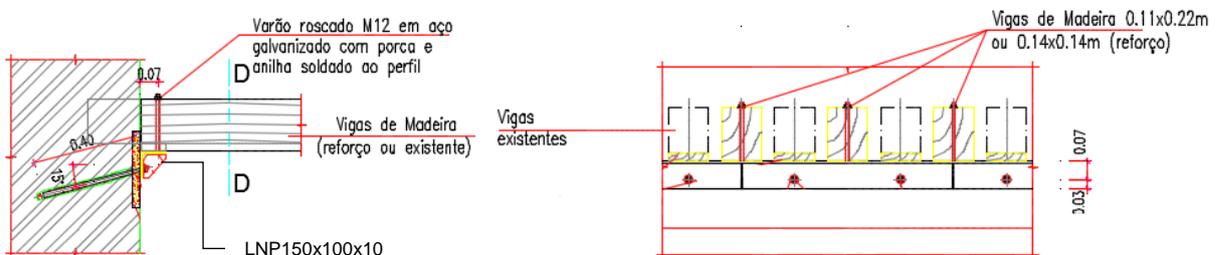


Figura 6.25 - Ligação Tipo 2 - Ligação das Vigas de Madeira ao LNP 150x100x10

Em duas das vigas principais existentes, foi feita uma intervenção de reabilita o, que consistiu, no corte das vigas secundárias (junto da zona de entrega   viga principal), na substitui o da viga principal por duas vigas metálicas soldadas lado a lado (maior resistência) e na posterior ligação das vigas secundárias   nova viga metálica – Ligação Tipo 3 – Figura 6.26.

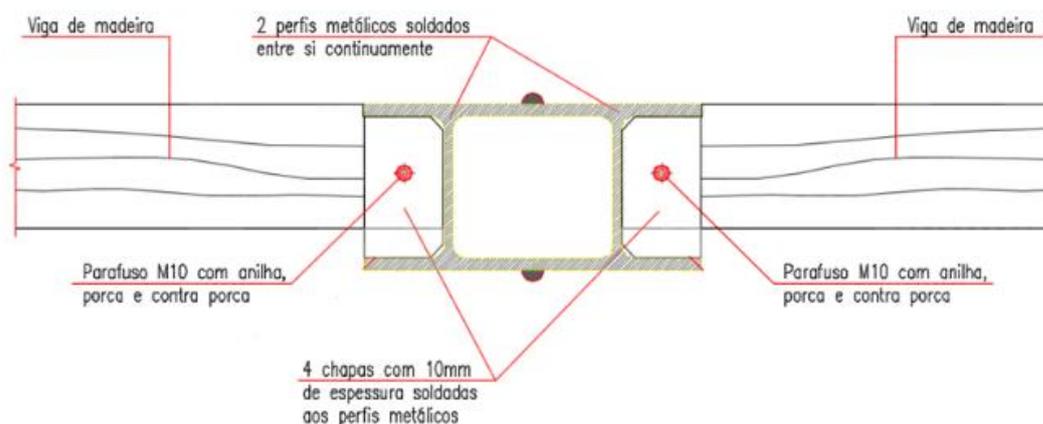


Figura 6.26 - Liga o Tipo 3 - Liga o das vigas de madeira aos perfis metálicos duplos

Na zona de corte das vigas secundárias, foi inicialmente previsto um empalme com barrotes de madeira aparafusados, no entanto, esta soluço acabou por não se verificar exequível, por falta de espaço entre vigas para aparafusar os barrotes. Foi então alterada a interven o e dimensionada uma nova pelo projetista.

Esta nova liga o   semelhante   abordada no Sec o 6.2.3.1, aparafusada com chapas metálicas laterais às vigas de madeira. Nos passos seguintes   feita a verifica o do dimensionamento desta interven o:

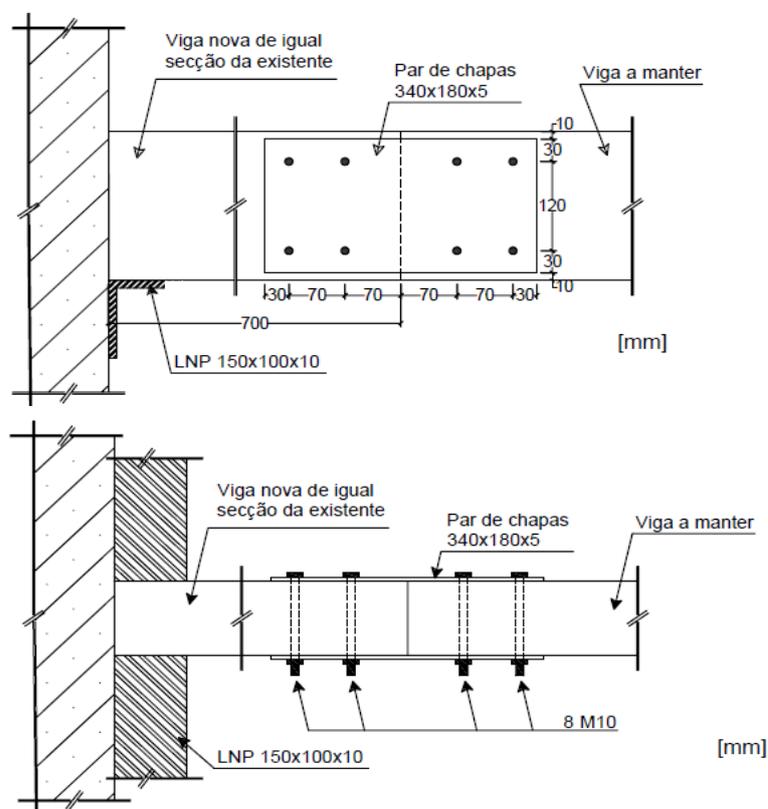


Figura 6.27 - Esquema de liga o empalme de chapas metálicas aparafusadas Vista Alçado (cima); Vista Planta (baixo)

No que diz respeito às dimensões, cargas permanentes e sobrecargas consideradas em projeto, foi-nos fornecido, pelo diretor de obra, os seguintes números:

Tabela 6.8 - Características, propriedades e coeficientes a utilizar no caso de estudo do Palacete Faria

Classe E (NP 4305; 1995) - C18		Parâmetros e coeficientes do EC5-1-1			
$f_{m,k}$ (N/mm ²)	18	k_{mod}	0,8	YG	1,35/1,0
$f_{c,90,k}$ (N/mm ²)	2,2	YM	1,3	YQ	1,5/1,0
$f_{v,k}$ (N/mm ²)	2	Cargas			
$E_{0,05}$ (N/mm ²)	6	pp (kN/m ³)	6	pp+rcp (kN/m)	0,57
ρ_{mean} (kg/m ³)	380	rcp (kN/m ²)	1,5	sob (kN/m)	0,6
ρ_k (kg/m ³)	320	sob (kN/m ²)	2	qtotal (kN/m)	1,67
Dimensões		Esforços atuantes a 0,455 m do apoio (considerando o apoio com 90 mm - LNP 100x10x150)			
vão (m)	6	V (kN)	4,3	Nota: O projetista só autorizou cortes até 0,70 m do apoio	
afastamento (m)	0,3	M (kNm)	2,1		
h (m)	0,2	R (kN)	5		
b (m)	0,1				

Tal como referido na Secção 6.1.3.1 para a proposta de empalme com chapa metálica aparafusada o esquema mais solicitado na secção de corte da viga é o Esquema B – Figura 6.10.

Para determinar qual o parafuso mais esforçado, foi feita a distribuição das forças de corte em cada parafuso, tal como nas propostas de intervenção da Rua da Esperança do Cardal. Sendo os ligadores simétricos em relação ao centro da chapa, esta força de corte em cada ($F_{vparafuso}$) um será igual para os 4 parafusos.

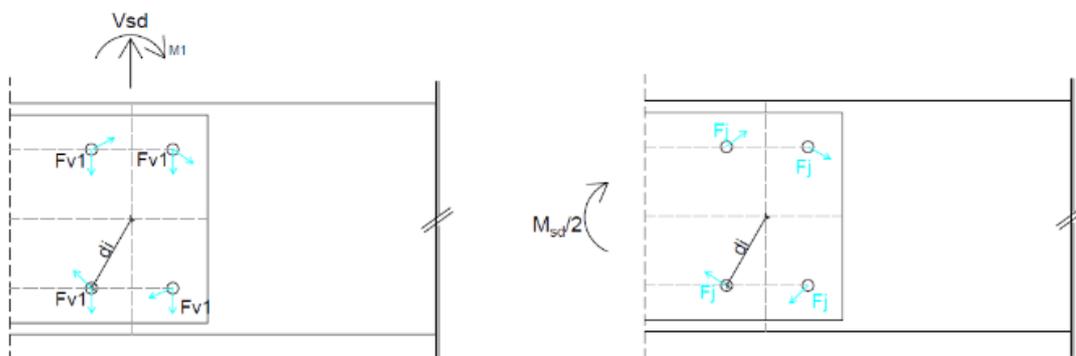


Figura 6.28 - Esquema de distribuição de forças devido ao esforço transversal (esquerda) e momento fletor (direita)

Um esquema da transmissão das forças aos parafusos é apresentado na Figura 6.29 e os respetivos valores das forças de corte em cada ligador na Figura 6.30.

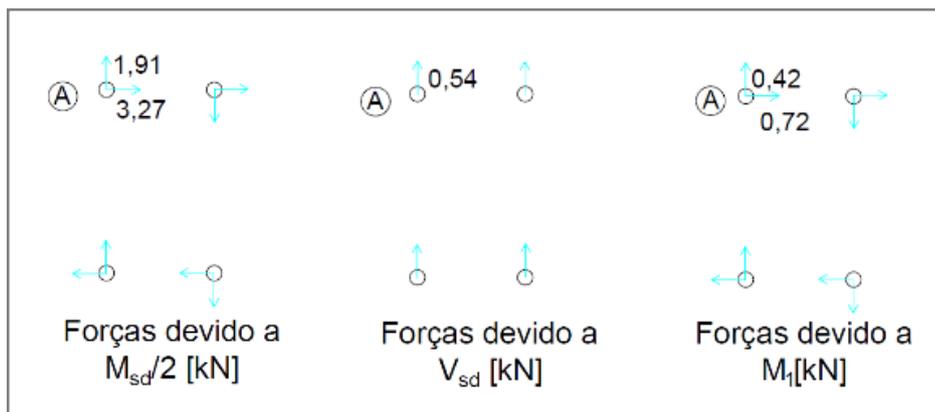


Figura 6.29 - Esquema de forças atuantes em cada parafuso

O parafuso mais condicionante é o parafuso A, em que:

$$F_{V,Ed} = F_{V,B} = \sqrt{(1,91 + 0,54 + 0,41)^2 + (0,72 + 3,27)^2} = 4,91 \text{ kN}$$

Mais uma vez, e seguindo a organização das anteriores propostas de intervenção já apresentadas, todos os cálculos intermédios referentes à resistência dos elementos da ligação são apresentados em anexo – Anexo E.

Neste caso, adicionalmente, fez-se a verificação ao corte junto ao apoio, junto ao LNP, também em anexo, em que as verificações finais são:

$$\tau = 0,32 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,d} = 1,23 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Verifica}$$

$$\sigma_{c,90} = 0,38 \text{ N/mm}^2 \leq k_{c,90} f_{c,90,d} = 3,25 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Verifica}$$

$$F_{v,Rk} = \{F_{c,Rk,1}; F_{v,Rk,2}\} = \{7,87; 4,47\} = 4,47 \text{ kN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,8 \times 4,47}{1,3} = 2,75 \text{ kN} < F_{V,Ed} = 4,91 \text{ kN} \rightarrow \text{Não Verifica!}$$

A última condição de verificação da segurança não é satisfeita.

Até aqui a contribuição da resistência ao arranque na resistência ao corte da madeira não foi tida em consideração. Em anexo é calculada a parcela da resistência ao arranque – Anexo E.

Para calcular a nova resistência ao corte o Modo de rotura 1 mantém-se inalterado e o Modo de rotura 2 entra com a parcela da resistência ao arranque, da seguinte forma:

Tabela 6.9 - Cálculo da nova resistência com a contribuição da resistência ao arranque

Modo de rotura tipo 2		
$F_{ax,Rd}$ (kN)	7,78	Nota: como a parcela $F_{ax,Rd}/4$ é limitada a 25% da Parcela de Johansen, a nova resistência do modo de rotura é calculada com este limite
$F_{ax,Rd}/4$ (kN)	1,94	
Parcela de Johansen x 0,25	1,12	
$F_{v,Rk,2}$ (kN)	5,59	
$F_{v,Rd}$ (kN)	3,44	

$$F_{V,Ed} = 4,91 \text{ kN} > F_{V,Rd} = 3,44 \text{ kN} \rightarrow \text{Não Verifica}$$

A verificação de segurança da ligação em causa ainda não é verificada, pelo que vejamos de forma contrária. Ou seja, qual o máximo valor de restantes cargas permanentes e de sobrecarga que pode ser considerado de modo a que a ligação seja segura.

$$\frac{Fv, Rd}{Fv, Ed} = 0,70$$

$$0,70 q_{total} = 1,35 \times pp + 1,35 \times rcp + 1,5 \times sob$$

Neste caso, sabendo-se o peso próprio da madeira $1,35 \times rcp + 1,5 \times sob = 1,01 \text{ kN/m}$

Ou seja, a combinação das restantes cargas permanentes com a sobrecarga tem de ser igual ou inferior a $1,01 \text{ kN/m}$, para que se verifique as condições de segurança.

Tem, portanto, de existir uma redução das cargas. Optou-se, por forma a não penalizar a sobrecarga de 2 kN/m^2 , exigida pelo EC0 para edifícios de habitação, e assim, calculou-se, nestas condições, qual o valor máximo que as restantes cargas permanentes podiam tomar:

$$rcp \text{ máxima} = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

O que significa que, para se considerar a sobrecarga de projeto 2 kN/m^2 , a restante carga permanente deverá ser no máximo de $0,26 \text{ kN/m}^2$, e não os $1,5 \text{ kN/m}^2$ definidos pelo projectista.

Esta redução pode ser feita, por exemplo, ao nível do tipo de soalho utilizado.

No que diz respeito à rotura por corte em bloco, à semelhança da análise feita na Secção 6.1.3.1, não se justifica a consideração deste modo de rotura.



Figura 6.30 - Fotografia da intervenção tratada no Palacete do Príncipe Real

Todas as vigas receberam tratamento antifogo e as vigas que foram reaproveitadas para o novo pavimento também foram tratadas com produto antixilófago.

São apresentadas em Anexo mais fotos da obra, Anexo H.

Nota: As peças desenhadas do Palacete Faria foram fornecidas pelo diretor de obra, Eng^o Paulo Oliveira da Alves Ribeiro.

7. Conclusões finais

Neste capítulo final é feita uma síntese das conclusões e resultados mais importantes que podem ser retiradas ao longo desta dissertação. É apresentado um resumo com os pontos mais importantes a reter de cada capítulo, é feita uma conclusão do objetivo global do texto e são ainda sugeridos alguns pontos importantes a aprofundar em estudos futuros.

O tema da reabilitação de estruturas de madeira é, de facto, muito vasto, sendo inúmeros os aspetos construtivos que giram em torno desta temática. Pretendeu-se, com este trabalho, fazer um estudo das formas de intervenção em estruturas de pavimentos antigos de madeira, encontrando formas expeditas de apoiar a decisão de reabilitação, em detrimento da substituição.

Ao longo do texto foi passada a mensagem de que a madeira é um material de construção que apresenta características muito variáveis, e que depende da espécie de madeira e das condições a que os elementos estão sujeitos. Por estas razões, avaliar a capacidade resistente de elementos estruturais existentes e a consequente atribuição de valores de cálculo para madeira antiga é um processo complexo.

Foi feita, ao longo do Capítulo 5, uma análise crítica comparativa de forma a definir quais as soluções de reabilitação/reforço mais adequadas aos diferentes casos, avaliando a sua facilidade/rapidez de implementação; melhoria da resistência e da rigidez; espaço ocupado e impacto visual.

Procurou-se assim, com este levantamento, a constituição de um “manual” de utilização prática que possa ser consultado e útil na perceção de quais as opções de intervenção que podem existir, perante um certo tipo de anomalia.

De referir que este quadro resumo, a que se chamou de “manual”, representa apenas uma amostra, e não foi feita uma análise exaustiva, defendendo só o carácter prático e genérico do mesmo.

Por fim, no Capítulo 6 foram postos em prática os temas falados nos Capítulos anteriores, com o estudo de dois casos práticos: reabilitação de um edifício de habitação na Rua da Esperança do Cardal e do Palacete Faria, um edifício histórico do séc. XIX, na Praça do Príncipe Real.

Na sequência das anomalias presentes no vigaamento de madeira existente, no caso da Obra da Rua da Esperança do Cardal, a análise feita incidiu sobre as várias alternativas possíveis para a reabilitação pontual das vigas de madeira, com o respetivo dimensionamento e verificações de segurança.

No orçamento apresentado para as várias propostas de reabilitação e para a alternativa de substituição total da viga, o facto de a reabilitação se verificar mais barata que a substituição integral, vem suportar os argumentos anteriormente referidos, de que a reabilitação traz, não só vantagens de preservação de património arquitetónico e de aplicabilidade, como também, em certos casos, vantagens económicas.

O Palacete Faria constitui-se como uma boa amostra dos vários tipos de intervenções de reabilitação que são possíveis de executar, uma vez que, nesta obra, preservar era a palavra-chave e defendida pelo dono de obra.

A preservação dos tetos decorativos dos pisos inferiores do Palacete foi um bom exemplo de uma situação em que a reabilitação foi obrigatória e crucial para que não houvesse danificação dos mesmos. No entanto, reconhece-se, que noutras situações pontuais, a substituição integral poderia ter sido mais rápida ou económica devido ao carácter complexo que as intervenções de reabilitação representaram.

Os dois edifícios acompanhados ao longo dos meses em que foi feita esta dissertação, foram importantes na consolidação do estudo feito e no levantamento das várias soluções que podem ser adotadas.

As várias alterações que os projetos estruturais de ambas as obras sofreram, no que diz respeito à metodologia de reabilitação adotada e alteração das intervenções inicialmente previstas, mostraram que, entre os inúmeros fatores que influenciam na decisão das soluções a implementar, podem ser estar exteriores, como de logística ou de aplicabilidade, que não são perceptíveis na fase de dimensionamento.

Na sequência do trabalho desenvolvido e do estudo e consulta bibliográfica elaborada no âmbito desta dissertação, propõem-se em seguida algumas ideias que poderão ter interesse para explorar em estudos futuros:

- Divulgação da utilização da madeira como material estrutural, salientando as suas propriedades e a aprofundamento da regulamentação própria com vista ao seu dimensionamento (Eurocódigo 5);
- Promover um maior conhecimento do comportamento das ligações nas estruturas de madeira, propondo regras de projecto fiáveis de fácil aplicação;
- Investigação de novas tipologias e técnicas construtivas;
- Introdução de materiais renováveis e reciclados no reforço das estruturas;

Concluindo, a reabilitação de edifícios e a avaliação estrutural de elementos estruturais em madeira são assuntos cada vez mais discutidos, e que inevitavelmente fazem parte do futuro da construção portuguesa, não só pela crescente cultura associada à preservação da malha urbana existente, ao nível do edificado corrente e histórico, como por razões ambientais, já que sendo este um material natural, renovável e transformável à custa de um baixo consumo de energia, a utilização da madeira é ecológica.

Tem-se verificado um desenvolvimento do conhecimento das performances mecânicas da madeira e dos meios de execução das ligações, cuja melhoria não só trouxe uma maior precisão dimensional como possibilitou uma maior liberdade nas formas arquitetónicas, tornando a madeira um material mais competitivo face a materiais mais generalizados como o betão ou o aço.

Bibliografia

- Alfredo Días, L. J. (2006). Pavimentos Mistos Madeira-Betão. *Pedra & Cal*, nº29.
- Appleton, J. (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Lisboa: Edições Orion.
- Appleton, J. (2005). *Reabilitação e Reforço de Estruturas de Madeira*. Lisboa: Slides da Cadeira de Reabilitação e Reforço de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil-Especialização Estruturas.
- Appleton, J. S. (2006). Um edifício que volta a ser hotel. *Pedra & Cal*, nº29.
- Arriaga, F. (2002). *Intervencion en estructuras de madera*. Madrid: AITIM.
- Branco, J. M. (2003). *Comportamento das ligações tipo cavilha em estruturas mistas madeira-betão, Universidade do minho, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Especialização em Estruturas*
- Branco, J. M. (2014). *Reforço de elementos existentes de madeira, Congresso "Intervir em construções existentes de madeira"*.
- Coias, V. (2006). Salvaguardando o valor tecnológico dos edifícios históricos. *Pedra & Cal*, nº 29.
- Correia, E. A. (2009). *Análise e Dimensionamento de Estruturas de Madeira*. FEUP, Porto, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil-Especialização Estruturas.
- Coutinho, J. d. (1999). *Materiais de Construção 1 - Madeiras, Apontamentos didáticos, FEUP*
- Dias, T. I. (2008). *Pavimentos de Madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural*. Porto, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil-Especialização Reabilitação.
- (s.d.). *EN 20898-2:2003 – Mechanical properties of fasteners – Part 2: Nuts with specified proof load value – Coarse thread*. .
- Hilário, R. d. (2013). *Dimensionamento de Estruturas em Madeira - Metodologia e disposições regulamentares relativamente a ligações.*, Instituto Superior Técnico, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil-Especialização Estruturas.
- Jesus, M. G. (2009). *Reabilitação de Estruturas de Madeira em Edifícios Antigos*. FEUP - Porto, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil-Especialização em Construção Civil.
- Jorge M.Branco, P. J. (2002). *Lajes Mistas de Madeira-Betão*. Guimarães, Portugal: Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil-Especialização Estruturas.

Martins, T. F. (2010). *Dimensionamento de Estruturas em Madeira - Coberturas e Pavimentos*, Instituto superior Técnico, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil-Especialização Estruturas.

Mendes, P. M. (1994). *Ligações em Estruturas de Madeira - Tecnologia e Dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 5*.

Negrão, J., & Faria, A. (2009). *Projecto de Estruturas de Madeira*. Publindústria, Edições Técnicas.

Pfeil, W., & Pfeil, M. (2003). *Estruturas de Madeira*. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora, S.A.

Raquel Paula, V. C. (2006). Sistema pouco intrusivo de reabilitação de madeira. *Pedra & Cal*, nº29.

TEMTIS. (2008). *HANDBOOK 2 -DESIGN OF TIMBER STRUCTURES ACCORDING TO EC 5*. Leonardo da Vinci Pilot Projects.

Sites consultados na Internet

Reabilita - sociedade de reabilitação urbana. (s.d.). Obtido de www.reabilita.pt.

Anexos

Anexo A - Tabelas de k_{mod} , k_{def} e Classes de Resistências para as diferentes espécies de madeiras

Tabela 1 - Tabela k_{mod} Adaptado[(Negrão & Faria, 2009)]

Material	Norma	Classe de serviço	Classe de duração das acções				
			Acção permanente	Acção de longa duração	Acção de média duração	Acção de curta duração	Acção instantânea
Madeira maciça	EN 14081-1	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
Madeira lamelada colada	EN 14080	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
LVL	EN 14374, E 14279	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
Contraplacado	EN 636						
	Parte 1, Parte 2, Parte 3	1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	Parte 2, Parte 3	2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
	Parte3	3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9
OSB	EN 300						
	OSB/2	1	0,3	0,45	0,65	0,85	1,1
	OSB/3, OSB/4	1	0,4	0,5	0,7	0,9	1,1
	OSB/3, OSB/5	2	0,3	0,4	0,55	0,7	0,9
Aglomerado de partículas de madeira	EN 312						
	Parte 4, Parte 5	1	0,3	0,45	0,65	0,85	1,1
	Parte 5	2	0,2	0,3	0,45	0,6	0,8
	Parte 6, Parte 7	1	0,4	0,5	0,7	0,9	1,1
	Parte 7	2	0,3	0,4	0,55	0,7	0,9
Aglomerado de fibras de madeira duro	EN 662-2						
	HB.LA, HB.HLA 1 ou 2	1	0,3	0,45	0,65	0,85	1,1
	HB.HLA1 ou 2	2	0,2	0,3	0,45	0,6	0,8
Aglomerado de fibras de madeira semi-duro	EN 622-3						
	MBH.LA 1 ou 2	1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,1
	MBH.HLS 1 ou 2	1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,1
	MBH.HLS 1 ou 2	2	-	-	-	0,45	0,8
MDF	EN 622-5						
	MDF.LA, MSF.HLS	1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,1
	MDF.HLS	2	-	-	-	0,45	0,8

Tabela 2 - Tabela kdef [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]

Material	Norma	Classe de serviço		
		1	2	3
Madeira maciça	EN 14081-1	0,6	0,8	2
Madeira lamelada colada	EN 14080	0,6	0,8	2
LVL	EN 14374, E 14279	0,6	0,8	2
Contraplacado	EN 636			
	Parte 1	0,8	-	-
	Parte 2	0,8	1	-
	Parte 3	0,8	1	2,5
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	-	-
	OSB/3, OSB/4	1,5	2,25	-
Aglomerado de partículas de madeira	EN 312			
	Parte 4	2,25	-	-
	Parte 5	2,25	3	-
	Parte 6	1,5	-	-
	Parte 7	1,5	2,25	-
Aglomerado de fibras de madeira duro	EN 662-2			
	HB.LA	2,25	-	-
	HB.HLA1 ou 2	2,25	3	-
Aglomerado de fibras de madeira semi-duro	EN 622-3			
	MBH.LA 1 ou 2	3	-	-
	MBH.HLS 1 ou 2	3	4	-
MDF	EN 622-5			
	MDF.LA	2,25	-	-
	MDF.HLS	2,25	3	-

Tabela 3 - Tabela de Classes de Resistências de Espécies Resinosas e Folhosas [Adaptado (Negrão & Faria, 2009)]

		Coniferous species and Poplar												Deciduous species					
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Strength properties in N/mm ²																			
Bending	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	30	35	40	50	60	70
Tension parallel to grain	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	18	21	24	30	36	42
Tension perpendicular to grain	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compression parallel to grain	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	23	25	26	29	32	34
Compression perpendicular to grain	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
Shear	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Stiffness properties in kN/mm ²																			
Mean value of modulus of elasticity parallel to grain	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	10	10	11	14	17	20
5% value of modulus of elasticity parallel to grain	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Mean value of modulus of elasticity perpendicular to grain	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
Mean value of shear modulus	G_{mean}	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25
Density in kg/m ³																			
Density	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	530	560	590	650	700	900
Mean value of density	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	640	670	700	780	840	1080

Anexo B – Quadro resumo do levantamento de Anomalias presentes nos pavimentos de madeira e respetivas Causas e Soluções

Quadro 1 - Anomalias nos pavimentos de madeira		
Principais Problemas, Causas e Soluções		
Anomalia	Causas Possiveis	Soluções Possiveis
Secção Insuficiente	<p>Ataque de agentes xilófagos no vão (acção da humidade);</p> <p>Deficiente dimensionamento;</p> <p>Aumento das cargas, por alteração da função resistente inicial;</p> <p>Roturas parciais dos elementos;</p>	<p>Reforço de elementos de madeira por aumento de secção com novas peças de madeira;</p> <p>Reforço de elementos de madeira por aplicação de empalmes;</p> <p>Reforço com perfis e chapas metálicas;</p> <p>Reforço pela introdução de resinas epoxídicas com peças metálicas;</p> <p>Reconstrução das vigas com varões de reforço selados com resina epoxídica;</p>
Deformações excessivas em elementos dos pavimentos	<p>Cargas excessivas;</p> <p>Secções insuficientes das peças de madeira;</p> <p>Efeito da fluência nos materiais;</p> <p>Eliminação de paredes de apoio nos pisos inferiores;</p>	<p>Aumento da secção da viga (com todas as soluções já apresentadas);</p> <p>Redução do vão dos pavimentos;</p> <p>Reforço da capacidade resistente dos pavimentos;</p> <p>Reforço com pavimento misto madeira-betão;</p> <p>Reforço com pavimento misto madeira-aço;</p>
Degradação dos apoios de vigas	<p>Podridão (ataque de agentes xilófagos);</p> <p>Secções insuficientes das peças de madeira;</p> <p>Deficiente projecto de execução;</p>	<p>Reforço das peças por empalme lateral de chapas metálicas ou peças novas de madeira;</p> <p>Reforço pela injeção de resinas epoxídicas;</p> <p>Substituição do topo degradado com introdução de ferrolho;</p> <p>Substituição por cantoneira metálica</p>
Variações dimensionais - Fendas e Empenos	<p>Rápidos ciclos de humidade e secagem dos elemnetos de madeira;</p> <p>Rotações, deformações;</p> <p>Ataque de agentes xilófagos no vão (acção da humidade);</p>	<p>Reforço com cintas ou chapas metálicas;</p> <p>Preenchimento das fendas com resinas epoxídicas;</p>

Quadro 1 (continuação) - Anomalias nos pavimentos de madeira		
Principais Problemas, Causas e Soluções		
Anomalia	Causas Possíveis	Soluções Possíveis
Encurvadura e Deficiente Contraventamento	Esbelteza dos elementos; Deficiente tarugamento;	Aumento da secção das peças; Introdução de tarugamento; Reforço com pavimento misto madeira-betão;
Falha nas Ligações e Entalhes	Deficiente dimensionamento; Carga Excessiva; Alteração do funcionamento da estrutura; Corrosão (no caso de ligações metálicas); Apodrecimento de entalhes;	Substituição da ligação (ligações metálicas); Reforço com empalme (no caso dos entalhes); Reforço pela introdução de resinas epoxídicas com peças metálicas; Reconstrução das vigas com varões de reforço selados com resina epoxídica;

Anexo C – Planta do Piso 1 do Edifício da Rua da Esperança do Cardal

Anexo D – Verificação das condições de segurança aos Estados-Limite Últimos – Classe de resistência C24

Verificação dos Estados-Limite Últimos para classe de resistência C24

Tabela 4 - Cargas e Esforços atuantes para os EL Últimos

pp (kN/m)	0,097
sob (kN/m)	0,700
q (kN/m)	1,180
M _{sd} (kNm)	1,378
V _{sd} (kN)	2,562
k _h	1,000

Tabela 5 - Verificação dos Estados Limite Último para a Classe C24

Flexão		Corte		Compressão nos apoios		
					Exterior	Interior
$\sigma_{m,d}$ (N/mm ²)	4,037	τ_d (N/mm ²)	0,300	k _{c,90}	2,400	2,750
f _{m,d} (N/mm ²)	14,769	f _{v,d} (N/mm ²)	1,538	l _{ef} (mm)	110,000	140,000
$\sigma_{m,d} \geq f_{m,d}$	Verifica	$\tau_d \geq f_{v,d}$	Verifica	$\sigma_{c,90,d}$ (N/mm ²)	0,205	0,312
				k _{c,90} *f _{c,90,d} (N/mm ²)	3,692	4,231
				$\sigma_{c,90,d} \geq k_{c,90,d} f_{c,90,d}$	Verifica	Verifica

Verificação dos Estados-Limite de Utilização para classe de resistência C24 - deformabilidade e vibração

Tabela 6 - Cargas e propriedades para os EL de Utilização

Propriedades	
q _{pp} (kN/m ²)	0,276
q _{sob} (kN/m ²)	0,600
m (kg/m ²)	89,384
ξ	0,010
(EI) _I (Nm ² /m)	577340,952
(EI) _B (Nm ² /m)	5333,333
B (m)	5,000

Tabela 7 - Verificação dos Estados Limite de Utilização para a Classe C24

Deformabilidade						
	(m)	$w_{inst,G}$ (mm)	$w_{inst,q}$ (mm)	w_{fin} (mm)	L/300	L/150
L1	3,700	0,690	4,979	6,979	12,333	24,667
L3	3,500	0,571	4,119	5,774	11,667	23,333
Vibração						
	f_1 (Hz)	n_{40}	v (m/(Ns ²))	a(mm/kN)	b	comportamento
L1	9,221	8,955	0,012	1,828	125,319	médio
L3	10,305	8,924	0,013	1,547	126,190	bom

Anexo E – Cálculo da capacidade resistente de cada tipo de intervenção

Opção 1 – Empalme aparafusado com chapa metálica e parafusos de porca

1. Resistência dos parafusos – Rotura pelo ligador

Segundo a expressão apresentada no Capítulo 4, para a resistência característica dos ligadores, temos:

$$F_{v,parafuso} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 400 \times 78,5}{1,25} \times 10^{-3} = \mathbf{15,07 \text{ kN}}$$

2. Resistência da Chapa – Rotura pela Chapa

Tendo a força de corte atuante duas componentes, na direção vertical e horizontal, é necessário calcular a resistência da chapa para cada uma das direções, em que variam os parâmetros α_b e k_1 .

Os cálculos para a resistência das chapas metálicas são idênticos nas duas direções e seguem o disposto no Capítulo 4.

a. Para a componente vertical da força de corte

$$e_1 = 40 \text{ mm} \quad p_1 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ mm} \quad p_2 = 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ 1; \frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \right\} = \min \{1; 1,11; 1,33; 1,08\} = 1$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,5; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \right\} = \min \{2,5; 3,9; 9,5\} = 2,5$$

$$F_{v,chapa}^{vertical} = \frac{k_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{1 \times 2,5 \times 360 \times 2 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = \mathbf{14,4 \text{ kN}}$$

b. Para componente horizontal da força de corte

$$e_1 = 40 \text{ mm} \quad p_1 = 40 \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ mm} \quad p_2 = 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_b = 1 \quad k_1 = 2,5$$

$$F_{v,chapa}^{horizontal} = \mathbf{14,4 \text{ kN}}$$

3. Resistência da Madeira

Seguindo o que foi exposto no Capítulo 4 para ligações madeira-aço (chapas laterais) e tendo as chapas uma espessura inferior a metade do diâmetro do ligador, tem-se as seguintes expressões para os modos de rotura:

- Modo de Rotura Tipo h)¹

$$F_{v,Rk1} = 0,5 f_{h,2,K} t_2 d = 0,5 \times 15,74 \times 80 \times 10 \times 10^{-3} = \mathbf{6,30 \text{ kN}}$$

Foi considerada a pré-furação para facilitar a mão-de-obra na colocação dos ligadores.

$$f_{h0} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k = 0,082(1 - 0,01 \times 10) \times 320 = 23,62 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{h90} = \frac{23,62}{1,35 + 0,015 * 10} = 15,74 \text{ N/mm}^2$$

- Modo de Rotura Tipo i) (chapas finas) – sem considerar a resistência ao arranque

¹ Os tipos de modos de rotura estão de acordo com a Figura 4.7 da Secção 4.4

$$F_{v,Rk2} = 1,63 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,K} d + \frac{F_{ax,Rk}}{4}} = 1,63 \times \sqrt{47772,86 \times 15,74 \times 10} = \mathbf{4,47 \text{ kN}}$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \times 400 \times 10^{2,6} = 47772,86 \text{ Nmm}$$

4. Rotura por corte em bloco

Considerando-se o caso mais desfavorável quando os parafusos estão alinhados, assume-se que se verificar para esse caso também verifica para quando os parafusos estão desalinhados.

- Para força de corte na peça

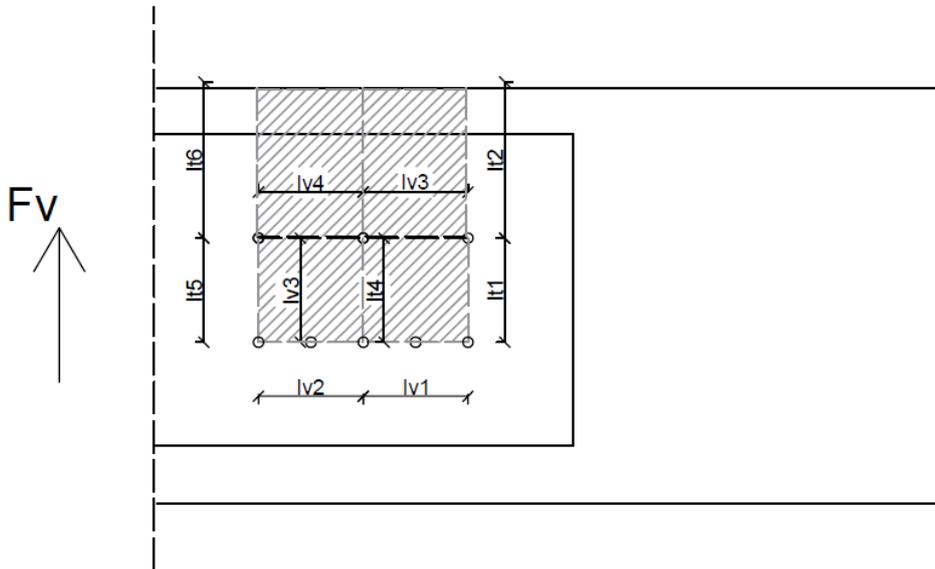


Figura i - Esquema da rotura por corte em bloco - Força de Corte na peça

$$F_{bs,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5A_{net,t}f_{t,0k} = 396 \text{ kN} \\ 0,7A_{net,v}f_{v,k} = 17,92 \text{ kN} \end{array} \right. = \mathbf{396 \text{ kN}}$$

$$A_{net,t} = L_{net,t} \times t_1 = \sum_i l_{t,i} \times t_1 = 3 \times (4 + 6) \times 8 = 240 \text{ cm}^2$$

$$A_{net,v} = L_{net,v} \times t_1 = \sum_j l_{v,j} \times t_1 = 4 \times 4 \times 8 = 128 \text{ cm}^2$$

$$F_{bs,Rk} = 396 \text{ kN} \gg \frac{V_{sd}}{2} = \frac{1,442}{2} = 0,72 \text{ kN}$$

Conclui-se que a rotura por corte em bloco não será condicionante para a ligação em nenhum dos casos, pois tem uma resistência muito superior à força actuante no grupo de parafusos.

Opção 2 – Corte em bisel aparafusado

Esta solução representa a situação, exposta no Capítulo 4 de ligação madeira-madeira com corte simples, em que a espessura equivalente das duas peças é que 4,62 cm. Temos então os seguintes modos de rotura:

1. Resistência do ligador

$$F_{t,parafuso} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 20,1}{1,25} \times 10^{-3} = \mathbf{5,788 \text{ kN}}$$

$$F_{v,parafuso} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 400 \times 28,3}{1,25} \times 10^{-3} = \mathbf{5,434 \text{ kN}}$$

2. Resistência ao arranque

Neste caso a parcela do efeito de biela, como explicado no Cap.4, este efeito dado por $\frac{F_{ax,Rk}}{4}$, neste caso é limitado por 100% da parcela do modelo de Johansen. Para o caso de parafusos de enroscar tem-se, segundo (Negrão & Faria, 2009):

$$F_{ax,Rk} = \frac{n_{ef} \times d \times f_{ax,k} \times l_{ef} \times k_d}{1,2 \cos \alpha^2 + \sin \alpha^2} = \mathbf{13,25 \text{ kN}}$$

$$f_{ax,k} = 0,52 \times d^{-0,5} \times l_{ef}^{-0,1} \times 320^{0,8} = 13,64 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rk,2A} = F_{v,Rk,2B}$$

Do lado da segurança, não é considerada na verificação ao corte a contribuição da resistência ao arranque. E só é considerada onde é mobilizada directamente, ou seja, quando é comparada com a força de arranque actuante.

3. Resistência ao corte da madeira

- Modo de rotura de tipo b)

$$F_{v,Rk,1A1} = f_{h,1,k} t_1 d$$

$$F_{v,Rk,1A2} = f_{h,2,k} t_2 d$$

Como $t_1 = t_2$ e o material é o mesmo, ou seja, $f_{h,1,k} = f_{h,2,k}$, significa que $F_{v,Rk,1A1} = F_{v,Rk,1A2}$.

Para $t=4,62 \text{ cm}$ e $\alpha = 30^\circ$:

$$f_{h,30,k} = \frac{f_{h,o,k}}{k_{90} \times \sin \alpha^2 + \cos \alpha^2} = \frac{0,082 \times 320 \times (1 - 0,01 \times 6)}{(1,35 + 0,015 \times 6) \times \sin 30^{\circ 2} + \cos 30^{\circ 2}} = 22,22 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rk,1A} = 22,22 \times 46,2 \times 6 = \mathbf{6,16 \text{ kN}}$$

- Modo de rotura de tipo c)

Em que $\beta = f_{h,1,k}/f_{h,2,k} = 1$ e $\alpha = t_2/t_1 = 1$

$$F_{v,Rk,1B} = \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2(1 + \alpha + \alpha^2) + \beta^3 \alpha^2} - \beta(1 + \alpha) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$= \frac{22,22 \times 46,2 \times 6}{1 + 1} \left[\sqrt{1 + 2(1 + 1 + 1) + 1} - 1(1 + 1) \right] = \mathbf{2,55 \text{ kN}}$$

- Modo de rotura do tipo d) /e)

$$F_{v,Rk,2A} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_1^2 d} - \beta} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$= 1,05 \frac{22,22 \times 46,2 \times 6}{2 + 1} \left[\sqrt{2(1 + 1) + \frac{4(2 + 1) \times 12658}{22,22 \times 46,2^2 \times 6} - 1} \right] = \mathbf{4,05 \text{ kN}}$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6} = 12658 \text{ Nmm}$$

- Modo de rotura do tipo f)

$$F_{v,Rk,3} = 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,1,k}d \frac{2\beta}{1+\beta} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}} = 1,15 \sqrt{2 \times 12658 \times 22,22 \times 6 \frac{2}{1+1}} = \mathbf{2,11 \text{ kN}}$$

4. Ruptura por corte em bloco

Tal como na situação das chapas metálicas, a resistência característica da ligação à ruptura por corte em bloco é muito superior às resistências da ligação, pelo que não é condicionante.

$$F_{bs,Rk} = 0,7 \times A_{net,v}f_{v,k}$$

$$L_{net,t} = 0 \text{ logo } A_{net,t} = 0$$

$$A_{net,v} = 3 \times 80 \times (2 \times 46,2) = 22176 \text{ mm}^2$$

$$F_{bs,Rk} = 0,7 \times 29568 \times 2 = 31,05 \text{ kN} \gg F_{v,Rk}$$

Com $f_{v,k} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ para C18

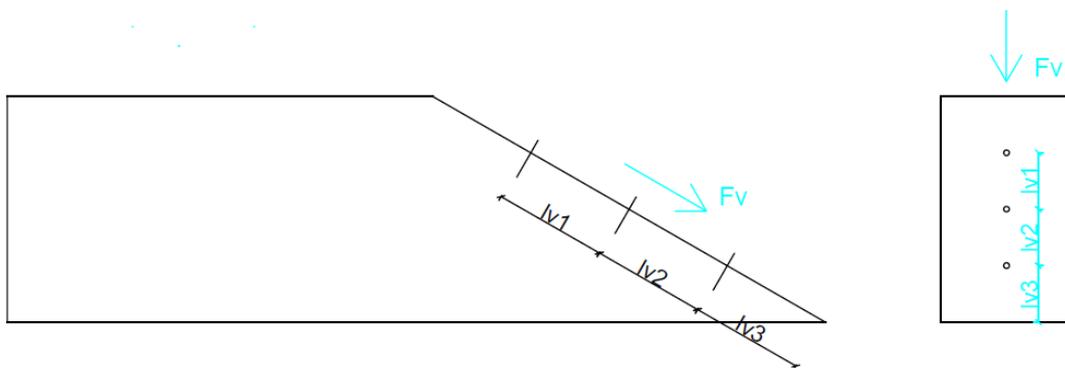


Figura ii - Esquema da ruptura por corte em bloco para a força de corte

Opção 3 – Empalme aparafusado com barrotes de madeira e parafusos de porca

No que diz respeito à capacidade resistente da ligação, trata-se de uma ligação madeira-madeira em que, como já referido, a capacidade resistente será o menor dos valores das resistências características de cada um dos elementos (ligadores e madeira), para cada modo de ruptura possível. Os ligadores têm as mesmas características dos usados na solução de chapa metálica, pelo que a sua resistência é a mesma. E a madeira, tendo a mesma classe de resistência tem igual valor de $f_{h,90,1}$ e de $M_{y,Rk}$.

1. Resistência dos parafusos

$$F_{v,parafuso} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 400 \times 78,5}{1,25} \times 10^{-3} = \mathbf{15,07 \text{ kN}}$$

2. Resistência da Madeira

- Modo de Ruptura Tipo h) e i)

Em que $t_1 = 5 \text{ cm}$ e $t_2 = 8 \text{ cm}$ e são ambos do mesmo material.

$$f_{h,90,1} = f_{h,90,2} = 15,74 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,Rk,1A1} = f_{h,1,k}t_1d = 15,74 \times 50 \times 10 \times 10^{-3} = \mathbf{7,87 \text{ kN}}$$

$$F_{v,Rk,1A2} = 0,5f_{h,2,k}t_2d = 0,5 \times 15,74 \times 80 \times 10 \times 10^{-3} = \mathbf{6,30 \text{ kN}}$$

- Modo de Ruptura j)

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k}d^{2,6} = 47772,86 \text{ Nmm}$$

Com $\beta = 1$

$$F_{v,Rk,2} = 1,05 \frac{f_{h,1,k}t_1d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k}t_1^2d} - \beta} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$= 1,05 \times \frac{15,74 \times 50 \times 10}{3} \left(\sqrt{4 + \frac{12 \times 47772,86}{15,74 \times 50^2 \times 10} - 1} \right) \times 10^{-3} = \mathbf{3,68 \text{ kN}}$$

- Modo de Rotura k)

$$F_{v,Rk,3} = 1,15 \sqrt{\frac{4\beta}{1 + \beta} M_{y,Rk} f_{h,1,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,15 \times \sqrt{\frac{4}{2} \times 47772,86 \times 15,74 \times 10} = \mathbf{4,46 \text{ kN}}$$

3. Resistência ao arranque

Até aqui a contribuição da resistência ao arranque na resistência ao corte da madeira não foi tida em consideração. Veja-se se for tida em conta esta parcela:

$F_{ax,Rd} = \min\{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}; N_{R,c,90,k}\}$, em que $F_{ax,Rd}$ é a resistência ao arranque, $F_{t,Rd}$ a resistência à tracção do ligador, $B_{p,Rd}$ a resistência ao punção da chapa e $N_{R,c,90,k}$ a resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha.

$$F_{ax,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 58}{1,25} \times 10^{-3} = 16,70 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times f_u \times d_m \times t_p}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times \pi \times 400 \times 17 \times 2}{1,25} \times 10^{-3} = 20,5 \text{ kN}$$

$$N_{R,c,90,k} = 3f_{c,90,k} \frac{\pi \times (d_{anilha}^2 - d^2)}{4} = 3 \times 2,2 \frac{\pi \times (40^2 - 10^2)}{4} \times 10^{-3} = 7,78 \text{ kN}$$

$$F_{ax,Rd} = \min\{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}; N_{R,c,90,k}\} = \{16,70; 20,5; 7,78\} = 7,78 \text{ kN}$$

4. Rotura por corte em bloco

Como referido anteriormente neste tipo de ligações a rotura por corte em bloco não é condicionante, pois as resistências para a rotura em bloco são muito superiores a todos os outros valores, o que significa que a rotura em bloco não será um modo de rotura condicionante ao dimensionamento.

Opção Palacete – Empalme aparafusado com chapa metálica

1. Resistência da madeira

Tabela 8 - Verificações de segurança no apoio e ao corte

Verificação da madeira ao corte	
fh _{0,k} (N/mm ²)	23,62
fh _{90,k}	15,74
My,Rk (Nmm)	47772,86
Modo de rotura tipo 1	
FV,Rk1 (kN)	7,87
Modo de rotura tipo 2	
FV,Rk2 (kN)	4,47
FV,Rd	2,75

Verificação no apoio	
Corte	
τ (N/mm ²)	0,32
f _{v,d} (N/mm ²)	1,23
Compressão Perpendicular ao fio	
lef (mm)	130,00
k _{c,90}	2,40
σ _{c,90} (N/mm ²)	0,38
k _{c,90} *f _{c,90,d} (N/mm ²)	3,25

2. Resistência ao arranque

$F_{ax,Rd} = \min\{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}; N_{R,c,90,k}\}$, em que $F_{ax,Rd}$ é a resistência ao arranque, $F_{t,Rd}$ a resistência à tracção do ligador, $B_{p,Rd}$ a resistência ao punçoamento da chapa e $N_{R,c,90,k}$ a resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha.

$$F_{ax,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 58}{1,25} \times 10^{-3} = 16,70 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times f_u \times d_m \times t_p}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times \pi \times 400 \times 17 \times 5}{1,25} \times 10^{-3} = 51,27 \text{ kN}$$

$$N_{R,c,90,k} = 3f_{c,90,k} \frac{\pi \times (d_{anilha}^2 - d^2)}{4} = 3 \times 2,2 \frac{\pi \times (40^2 - 10^2)}{4} \times 10^{-3} = 7,78 \text{ kN}$$

$$F_{ax,Rd} = \min\{F_{t,Rd}; B_{p,Rd}; N_{R,c,90,k}\} = 7,78 \text{ kN}$$

Anexo F – Orçamento discriminado pedido para avaliação económica das soluções propostas no edifício da Rua da Esperança do Cardal



ORÇAMENTO

Madalena Pereira
Reabilitação de Pavimentos em Madeira

ARTº Nº	DESCRIÇÃO	UN	QUANT.	PREÇOS UNIT.	IMPORTÂNCIAS	
					Parciais	Totais
Opção 1	Execução de empalmes em vigas de madeira, nas seguintes opções:					
	Empalme topo a topo com reforço por meio de chapas metálicas laterais (conforme desenho)					131,30 €
	Madeira C18	ml	1,00	17,00 €	17,00 €	
	Chapas 32x14x2 mm (S235)	un	2,00	3,65 €	7,30 €	
	Parafusos M10 Classe 4.6 com 12 cm, porcas e anilhas	cj	10,00	3,50 €	35,00 €	
	Mão de Obra:					
Carpinteiro	h	3,00	14,00 €	42,00 €		
Ajudante	h	3,00	10,00 €	30,00 €		
Opção 2	Empalme por sobreposição de topos a meia esquadria e fixação por aparafusamento (conforme desenho)					65,90 €
	Madeira C18	ml	1,00	17,00 €	17,00 €	
	Parafusos autoroscantes M6 Classe 4.6 com 10 cm	un	3,00	0,30 €	0,90 €	
	Mão de Obra:					
	Carpinteiro	h	2,00	14,00 €	28,00 €	
	Ajudante	h	2,00	10,00 €	20,00 €	
Opção 3	Empalme por encosto de vigas paralelas e fixação por aparafusamento (conforme desenho)					118,50 €
	Madeira C18	ml	1,50	17,00 €	25,50 €	
	Parafusos M10 Classe 4.6 com 25 cm, porcas e anilhas	cj	6,00	5,50 €	33,00 €	
	Mão de Obra:					
	Carpinteiro	h	2,50	14,00 €	35,00 €	
	Ajudante	h	2,50	10,00 €	25,00 €	
Opção 4	Substituição integral de viga existente (16*8 cm), por viga nova.					228,00 €
	Madeira C18 - peças com 6 ml	ml	6,00	30,00 €	180,00 €	
	Mão de Obra:					
	Carpinteiro	h	2,00	14,00 €	28,00 €	
	Ajudante	h	2,00	10,00 €	20,00 €	
	Notas: IVA não incluído Opção 4 - Esta opção implica a remoção integral do soalho.					

Anexo G – Fotografias do Edifício da Esperança do Cardal

Fotografia 1 - Estado atual do piso 1 visto do R/C



Fotografia 3 - Vista da Cobertura em madeira



Fotografia 2 - Estado do pavimento de madeira junto às fachadas



Anexo H – Fotografias do Placete Faria

Fotografia 4 - Pormenor da intervenção de rebaixamento de piso - Corte das vigas existentes



Fotografia 5 - Pormenor da Intervenção



Fotografia 6 - Vista da combinação no pavimento de elementos novos metálicos com os de madeira já existentes

