

DIMENSIONAMENTO DE UM PAVILHÃO EM MADEIRA SEGUNDO O EUROCÓDIGO 5

Ying Hao

Dissertação de Mestrado

Orientador na FEUP: Prof. José Luís Soares Esteves



Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica

Junho de 2020

Página em branco

Resumo

O presente trabalho pretende dar ênfase ao dimensionamento de um pavilhão em madeira segundo o Eurocódigo 5.

Numa primeira fase, foi exposta uma análise sobre as propriedades inerentes à madeira, estabelecendo as vantagens e as desvantagens do material e dos seus derivados. De seguida, procedeu-se ao estabelecimento das combinações de ações através das normas EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 e EN 1991-1-4. A partir das combinações de ações, foram definidos os perfis dos elementos constituintes do pavilhão segundo a norma EN 1995-1-1. Além disso, foram dimensionadas as principais ligações da estrutura pelas normas EN 1991-1-8 e EN 1995-1-1.

No trabalho concluiu-se que as madres de cobertura, as madres da fachada e os pilares de empena são críticos à resistência à flexão, enquanto que os elementos da asna e os montantes dos contraventamentos são críticos ao risco de encurvadura. Os pilares são os elementos mais solicitados do pavilhão e como apresentam um baixo módulo de elasticidade, são críticos ao estado limite de utilização. Nas ligações, em geral, a resistência total da ligação é o fator crítico no seu dimensionamento. É de salientar que numa ligação de madeira sujeita ao momento fletor, o ligador crítico é o elemento com maior ângulo força-fio.

PALAVRAS-CHAVE: Eurocódigo 5, Estruturas em Madeira, Dimensionamento, Madeira Lamelada Colada, Ligações.

Página em branco

Timber Structural Design of an Industrial Building According to Eurocode 5

Abstract

The present dissertation intends to emphasize the timber structural design of an industrial building according to Eurocode 5.

Initially, an analysis of the timber's properties was exposed, establishing the advantages and disadvantages of the material and its derivatives. Afterwards, the combinations of loads were established through the standards EN 1990, EN 1991-1-1, EN 1991-1-3 and EN 1991-1-4. From these combinations of loads, profiles of the pavilion's elements were defined according to standard EN 1995-1-1. Moreover, the main connections of the structure were designed by the standards EN 1991-1-8 and EN 1995-1-1.

At the end of dissertation, it was concluded that the roof purlins, the sidewall girts and endwall columns are critical to bending strength, whereas the trussed rafter's elements are critical to buckling strength. The main frame columns are the most requested elements of the building and due to low modulus of elasticity, they are critical to serviceability limit states. In connections, in general, the total of the connection strength is the critical factor in its designing. It should be noted that in a timber connection subject to the bending, the critical connector is the element with greater force-wire angle.

KEY-WORDS: Eurocode 5, Timber Structures, Designing, Glued Laminated Timber, Connections.

Página em branco

Agradecimentos

Devo os meus sinceros agradecimentos ao meu orientador da dissertação, Professor José Luís Soares Esteves, pela motivação dada ao longo do semestre, pela disponibilidade, pelo acompanhamento e principalmente pelo exemplo como pessoa.

Agradeço à minha namorada, Vânia Silva, pelo acompanhamento deste o primeiro dia da faculdade e pela presença em todos os momentos áridos. Obrigada por todo o apoio e pelas sugestões de melhoramento da dissertação.

Gostaria de agradecer a todos os professores e amigos que me ajudaram a progredir no meu percurso académico.

Finalmente, à minha família, sobretudo à minha mãe Jiang LiYu, ao meu pai Shu YanJun e ao meu irmão Miguel Shu, por proporcionarem todas as condições de aprendizagem, pelo carinho e por apoiarem sempre nas minhas decisões.

Página em branco

Índice de Conteúdos

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	ENQUADRAMENTO DO PROJETO E MOTIVAÇÃO	1
1.2	OBJETIVOS DO PROJETO	2
1.3	MÉTODO SEGUIDO NO PROJETO	2
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2	A MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL.....	5
2.1	INTRODUÇÃO	5
2.2	ESTRUTURA DA MADEIRA	5
2.3	PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA.....	7
2.3.1	Anisotropia da madeira.....	7
2.3.2	Humidade	7
	Massa volúmica.....	8
	Retractilidade	8
2.3.3	Defeitos da madeira	10
2.3.4	Propriedades mecânicas da madeira	10
	Resistência à flexão estática.....	11
	Resistência à tração e de compressão paralela às fibras.....	11
	Resistência à tração e de compressão perpendicular às fibras	12
	Resistência ao corte.....	12
2.3.5	Propriedades térmicas da madeira	13
	Condutividade térmica	13
	Calor específico.....	13
	Resistência ao fogo	14
2.4	PRODUTOS COMERCIAIS DERIVADOS DA MADEIRA.....	14
2.4.1	Madeira serrada	14
	Classes de qualidade	15
	Classes de resistência	15
2.4.2	Madeira lamelada colada	17
	Adesivos.....	17
	Processo de fabrico	18
	Propriedades mecânicas de madeira lamelada colada.....	18
2.4.3	Madeira contraplacada.....	19
2.4.4	Madeira micro lamelada colada.....	20
2.4.5	Placas de aglomerados de macro partículas orientadas de madeira.....	20
2.4.6	Placas de aglomerados de fibras.....	21
3	DIMENSIONAMENTO DE UM PAVILHÃO INDUSTRIAL.....	23
3.1	DEFINIÇÃO DAS AÇÕES VARIÁVEIS	25
3.1.1	Ação da neve	26
3.1.2	Ação do vento.....	26
	Valor de referência de velocidade do vento	27
	Valor da velocidade média do vento	27
	Valor da turbulência do vento	28

Valor da pressão dinâmica de pico.....	29
Pressão exercida pelo vento	29
Pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores	29
Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores	34
Pressão resultante	34
3.1.3 Ação de sobrecarga.....	36
3.2 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	37
3.3 DIMENSIONAMENTO DOS PAINÉIS DE COBERTURA	38
3.4 DIMENSIONAMENTO DOS PAINÉIS DE FACHADA	40
3.5 DIMENSIONAMENTO DAS MADRES DE COBERTURA	41
3.5.1 Verificação do estado limite último.....	42
3.5.2 Verificação do estado limite de utilização.....	47
3.6 DIMENSIONAMENTO DAS MADRES DA FACHADA.....	48
3.6.1 Verificação do estado limite último.....	48
3.6.2 Verificação do estado limite de utilização.....	49
3.7 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DE EMPENA.....	50
3.7.1 Verificação do estado limite último.....	51
3.7.2 Verificação do estado limite de utilização.....	52
3.8 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA RESISTENTE PRINCIPAL	52
3.8.1 Forças concentradas equivalentes.....	53
3.9 DIMENSIONAMENTO DA ASNA	58
3.9.1 Dimensionamento dos banzos superior e inferior da asna.....	58
3.9.2 Dimensionamento dos montantes e diagonais.....	60
3.10 VERIFICAÇÃO AO RISCO DE ENCURVADURA NA ASNA	61
3.10.1 Verificação à encurvadura do banzo superior	62
3.10.2 Verificação à encurvadura do banzo inferior.....	64
3.10.3 Verificação à encurvadura dos montantes da asna	65
3.10.4 Verificação à encurvadura das diagonais da asna.....	66
3.11 INFLUÊNCIA DO PESO PRÓPRIO DA ASNA	67
3.12 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	68
3.12.1 Verificação do estado limite último do pilar	69
3.12.2 Verificação à encurvadura dos pilares.....	70
3.12.3 Verificação ao efeito de bambeamento	72
3.13 VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO DO PAVILHÃO.....	74
3.13.1 Verificação do estado limite de utilização da asna.....	74
3.13.2 Verificação do estado limite de utilização dos pilares.....	75
3.14 DIMENSIONAMENTO DOS CONTRAVENTAMENTOS NA COBERTURA	76
3.14.1 Dimensionamento dos montantes do sistema de contraventamentos	79
3.14.2 Dimensionamento das diagonais do sistema de contraventamentos	80
3.14.3 Verificação do banzo inferior.....	81
3.14.4 Verificação das madres.....	81
3.15 DIMENSIONAMENTO DOS CONTRAVENTAMENTOS NA FACHADA	82
3.15.1 Dimensionamento dos montantes do sistema de contraventamentos laterais.....	83

3.15.2	Dimensionamento das diagonais do sistema de contraventamentos laterais	83
3.15.3	Verificação dos pilares	84
4	LIGAÇÕES	85
4.1	LIGAÇÕES ENTALHADAS	85
4.2	LIGAÇÕES MECÂNICAS.....	87
4.2.1	Parafusos de porca.....	88
4.3	DIMENSIONAMENTO DAS CHAPAS DE AÇO	88
4.4	TEORIA DE JOHANSEN.....	89
4.4.1	Modos de rotura.....	92
4.4.2	Corte simples	93
	Ligações madeira-madeira e derivados	93
	Ligações madeira-aço.....	95
4.4.3	Corte duplo	96
	Ligações madeira-madeira e derivados	96
	Ligações madeira-aço (chapas laterais).....	97
	Ligações madeira-aço (chapa central).....	98
4.5	RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO TOTAL	98
4.6	ESPAÇAMENTO ENTRE PARAFUSOS	99
4.7	ROTURA POR CORTE EM BLOCO	100
4.8	LIGAÇÕES PARA FORÇAS OBLÍQUAS	101
4.9	LIGAÇÕES RESISTENTES AO MOMENTO FLETOR.....	102
4.10	DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES.....	103
4.9.1	Ligação 1	105
	Resistência do parafuso.....	105
	Dimensionamento da chapa	107
	Espaçamento entre os parafusos.....	108
	Rotura por corte em bloco.....	108
	Resistência da ligação	109
	Resistência da madeira às forças oblíquas	110
4.9.2	Ligação 9	110
	Dimensionamento da chapa	111
	Espaçamento entre os parafusos.....	112
	Rotura por corte em bloco.....	112
	Resistência da ligação	112
4.9.3	Ligações 2, 3 e 4.....	113
	Dimensionamento da chapa	114
	Espaçamento entre os parafusos.....	115
	Resistência da ligação	115
	Resistência da madeira às forças oblíquas	116
4.9.4	Ligações 6, 7 e 8.....	116
	Dimensionamento da chapa	117
	Espaçamento entre os parafusos.....	118
	Resistência da ligação	119
4.9.5	Ligação 5	119
	Resistência do parafuso.....	120
	Dimensionamento da chapa	121

Espaçamento entre os parafusos.....	122
Rotura por corte em bloco.....	123
Resistência da ligação	123
Resistência da madeira às forças obliquas	124
4.9.6 Ligação da base do pilar	124
Dimensionamento da ligação da base do pilar do tipo madeira-aço	125
Resistência do ligador	125
Resistência da ligação	127
dimensionamento da chapa.....	127
Espaçamento entre os parafusos	129
Resistência da madeira às forças obliquas.....	130
Dimensionamento da base encastrada.....	130
Verificação da espessura da placa de base	134
Dimensionamento do cordão de soldadura.....	134
5 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS DE TRABALHO FUTURO	137
REFERÊNCIAS	141
ANEXO A: DESENHOS TÉCNICOS DAS LIGAÇÕES	143

Lista de Unidades

$^{\circ}C$	Graus Celcius
g	Grama
h	Hora
J	Joule
K	Kelvin
m	Metro
N	Newton
Pa	Pascal
s	Segundo
W	Watt

Lista de Símbolos em Maiúsculos

A	Área da secção transversal
$A_{net,t}$	Área útil da secção perpendicular ao fio
$A_{net,v}$	Área útil de corte paralela ao fio
C_e	Coeficiente de exposição
C_{dir}	Coeficiente de direção
C_{season}	Coeficiente de sazão
C_t	Coeficiente de atrito
C_w	Coeficiente de retração volumétrica parcial para o teor em água w
C_z	Coeficiente dependente da zona
$E_{0,05}$	Valor correspondente ao módulo de elasticidade a 5%
E_d	Valor de cálculo do módulo de elasticidade
E_{mean}	Valor médio do módulo de elasticidade longitudinal
$E_{mean,fin}$	Valor médio final do módulo de elasticidade longitudinal
F	Força
$F_{ax,Ed}$	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
$F_{v,Ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal por plano de corte do ligador
$F_{v,Rd}$	Valor de cálculo da capacidade resistente por plano de corte do ligador
$F_{v,Rk}$	Valor de características da capacidade resistente por plano de corte do ligador

$G_{0,05}$	Valor do módulo de elasticidade transversal correspondente a 5%
G_d	Valor de cálculo do módulo de elasticidade transversal
G_{mean}	Valor médio do módulo de elasticidade transversal
H	Altura total de uma asna
I_v	Intensidade de turbulência
$L_{net,t}$	Largura útil da secção perpendicular ao fio
$L_{net,v}$	Comprimento útil da secção de rotura ao corte
$M_{y,Rk}$	Valor característico do momento de cedência plástica de um ligador
N	Esforço normal
P_w	Peso da madeira para teor de água w
Q_k	Valor característico da sobrecarga concentrada variável
V_0	Volume da madeira no estado anidro
V	Esforço transversal
V_w	Volume da madeira para teor de água w
W_y	Módulo resistente à flexão no eixo y

Lista de Símbolos em Minúsculos

a_1	Espaçamento, paralelamente ao fio, entre ligadores dispostos numa fiada
a_2	Espaçamento, perpendicularmente ao fio, entre fiadas de ligadores
$a_{3,c}$	Distância entre o ligador e um topo não solicitado
$a_{3,t}$	Distância entre o ligador e um topo solicitado
$a_{4,c}$	Distância entre o ligador e um bordo não solicitado
$a_{4,t}$	Distância entre o ligador e um bordo solicitado
b	Largura
c_o	Coeficiente de orografia
c_{pe}	Coeficiente de pressão para pressão exterior
c_{pi}	Coeficiente de pressão para pressão interior
c_r	Coeficiente de rugosidade
d	Diâmetro
$f_{ax,k}$	Valor característico do parâmetro de arranque
$f_{c,0,d}$	Valor de cálculo da resistência à compressão na direção do fio
$f_{c,90,k}$	Valor característico da resistência à compressão na direção perpendicular ao fio
$f_{h,k}$	Valor característico da resistência ao esmagamento localizado

$f_{m,k}$	Valor característico da resistência à flexão
$f_{m,d}$	Valor de cálculo da resistência à flexão
$f_{t,0,d}$	Valor de cálculo da resistência à tração na direção do fio
$f_{t,0,k}$	Valor característico da resistência à tração na direção do fio
$f_{t,90,d}$	Valor de cálculo da resistência à tração perpendicular ao fio
$f_{v,d}$	Valor de cálculo da resistência ao corte
h	Altura
i	Raio de giração
$k_{c,y}$	Fator de instabilidade
k_{crit}	Fator utilizado para o bambeamento
k_r	Coeficiente de terreno
q_k	Valor característico da sobrecarga uniformemente distribuída
q_p	Pressão dinâmica de pico
v_b	Valor de referência da velocidade do vento
$v_{b,0}$	Valor básico da velocidade de referência do vento
v_m	Velocidade média do vento
s	Carga da neve
s_k	Valor característico da carga da neve ao nível do solo
w_e	Pressão exterior exercida pelo vento
w_i	Pressão interior exercida pelo vento
z	Altura do pavilhão
z_0	Comprimento de rugosidade
$z_{0,II}$	Comprimento de rugosidade da categoria II
ρ_w	Densidade da madeira para teor de água w

Página em branco

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Cronograma de tarefas.	2
Figura 2.1 - Secção transversal de um tronco com as respetivas nomenclaturas das camadas.(Guerreiro, 2010)	6
Figura 2.2 - As direções dos eixos principais da madeira.(Green, Winandy, & Kretschmann, 1999).....	7
Figura 2.3 - As curvas de retratilidade na madeira segundo as direções axial, radial e tangencial.(Pfeil, 1994).....	9
Figura 2.4 - Os principais defeitos presentes na madeira.(Kermani, 1999)	10
Figura 2.5 - O efeito de teor de água nas propriedades da madeira <i>Pinus Echinata</i> .(Green et al., 1999).....	11
Figura 2.6 - Curva da tensão-deformação, em madeira isenta de defeitos, na direção do fio (contínuo) e na direção perpendicular ao fio (tracejado).(Negrão & Faria, 2009).....	12
Figura 2.7 - Relação da condutividade térmica em função da temperatura.(CEN EN 1995-1-1, 2004).....	13
Figura 2.8 - Relação do calor específico em função da temperatura.(CEN EN 1995-1-1, 2004)	14
Figura 2.9 - Madeira serrada.(Reproduz, 2020)	15
Figura 2.10 - Madeira lamelada colada.(BMC, 2020).....	17
Figura 2.11 - Ligação do tipo <i>Finger-joint</i>	18
Figura 2.12 - Madeira contraplacada.(Winter, 2008)	19
Figura 2.13 - Madeira micro lamelada colada.(Winter, 2008)	20
Figura 2.14 - Placa de aglomerado de macro partículas orientadas de madeira.(Winter, 2008)	20
Figura 2.15 - Placa de aglomerado de fibras.(Winter, 2008)	21
Figura 3.1 - Relações entre os comprimentos dos vãos e as inclinações das coberturas para diferentes soluções construtivas.(Harris et al., 2007).....	24
Figura 3.2 - Exemplos de diferentes configurações das treliças.(Augustin, 2008)	24
Figura 3.3 - Categorias e parâmetros de terreno.(CEN EN 1991-1-4, 2010).....	28
Figura 3.4 - Pressões exercidas nas superfícies.(CEN EN 1991-1-4, 2010)	29
Figura 3.5 - Perfil de pressão dinâmica.(CEN EN 1991-1-4, 2010)	30
Figura 3.6 - Divisão de zonas nas paredes laterais.(CEN EN 1991-1-4, 2010)	30
Figura 3.7 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior.(CEN EN 1991-1-4, 2010).....	31
Figura 3.8 - Divisão de zonas na cobertura para o vento transversal.(CEN EN 1991-1-4, 2010)	32
Figura 3.9 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas com vento transversal.(CEN EN 1991-1-4, 2010)	32
Figura 3.10 - Divisão de zonas na cobertura para o vento longitudinal.(CEN EN 1991-1-4, 2010).....	33

Figura 3.11 - Coeficientes de pressão exterior para cobertura no caso do vento longitudinal.	33
Figura 3.12 - Coeficientes de pressão atuantes no pórtico, a) para o vento transversal e b) para o vento longitudinal.	36
Figura 3.13 - Categorias de cobertura.(CEN EN 1991-1-1, 2009).	36
Figura 3.14 - Sobrecarga em coberturas do tipo H.(CEN EN 1991-1-1, 2009)	37
Figura 3.15 - Painéis de ROOFTEC - 4 FIRECLASS.(PERFITEC, 2020)	39
Figura 3.16 - Propriedades dos painéis de ROOFTEC - 4 FIRECLASS.(PERFITEC, 2020)	40
Figura 3.17 - Painéis de WALLTEC - N (1000).(PERFITEC, 2020)	41
Figura 3.18 - Propriedades dos painéis de WALLTEC - N (1000).(PERFITEC, 2020)	41
Figura 3.19 - Forças aplicadas nas madres da cobertura.	42
Figura 3.20 - Valores de k_{mod} .(CEN EN 1995-1-1, 2004)	44
Figura 3.21 - Coeficientes parciais de segurança.(CEN EN 1995-1-1, 2004)	45
Figura 3.22 - Diagrama de momentos na madre da cobertura.	45
Figura 3.23 - Diagrama de esforços transversais na madre da cobertura.	47
Figura 3.24 - Os deslocamentos obtidos na madre de cobertura através do <i>Multiframe4D</i> .	47
Figura 3.25 - Forças aplicadas nas madres da fachada.	48
Figura 3.26 - Diagrama de momentos na madre da fachada.	48
Figura 3.27 - Diagrama de esforços transversais na madre da fachada.	49
Figura 3.28 - Os deslocamentos obtidos na madre da fachada através do <i>Multiframe4D</i>	49
Figura 3.29 – Representação dos pilares de empena (a vermelho) na fachada de empena.	50
Figura 3.30 - Reações no pilar da fachada de empena.(Gomes, 2019)	50
Figura 3.31 - Os deslocamentos obtidos no pilar de empena através do <i>Multiframe4D</i> .	52
Figura 3.32 – Pavilhão no plano da asna.	53
Figura 3.33 - Representação das forças concentradas equivalentes das ações do vento na estrutura.	53
Figura 3.34 - Representação das forças da sobrecarga na estrutura.	54
Figura 3.35 – Representação das forças resultantes dos pesos próprios das madres e dos painéis na estrutura.	54
Figura 3.36 - Diagrama de momentos para a primeira combinação de ações.	55
Figura 3.37 - Diagrama de esforços transversos para a primeira combinação de ações.	55
Figura 3.38 - Diagrama de esforços normais para a primeira combinação de ações.	55
Figura 3.39 - Diagrama de momentos para a segunda combinação de ações.	56
Figura 3.40 - Diagrama de esforços transversos para a segunda combinação de ações.	56
Figura 3.41 - Diagrama de esforços normais para a segunda combinação de ações.	56
Figura 3.42 - Diagrama de momentos para a terceira combinação de ações.	57
Figura 3.43 - Diagrama de esforços transversos para a terceira combinação de ações.	57
Figura 3.44 - Diagrama de esforços normais para a terceira combinação de ações.	57

Figura 3.45 - Forças equivalente dos pesos próprios dos elementos de asna.	68
Figura 3.46 - Comprimento de encurvadura dos pilares em pórticos de nós moveis.(Gomes, 2019).....	71
Figura 3.47 - Deslocamentos verticais máximos para a primeira combinação de ações.....	74
Figura 3.48 - Deslocamentos verticais máximos para a segunda combinação de ações.	75
Figura 3.49 - Deslocamentos verticais máximos para a terceira combinação de ações.	75
Figura 3.50 - Deslocamentos horizontais máximos para a terceira combinação de ações.	76
Figura 3.51 - Enumeração dos pilares de empena.	77
Figura 3.52 - Configuração do sistema de contraventamentos em cruz de Santo André.(Gomes, 2019).....	77
Figura 3.53 - Sistema equivalente do sistema de contraventamentos.	78
Figura 3.54 - Aplicação dos carregamentos no sistema de contraventamentos.	78
Figura 3.55 - Diagrama de esforços normais no sistema de contraventamentos.....	78
Figura 3.56 - Sistema equivalente do sistema de contraventamentos laterais.....	82
Figura 3.57 - Diagrama de esforços normais no sistema de contraventamentos laterais.	83
Figura 4.1 - Ligações entalhadas: a) ligação entalhada de dente simples na parte superior; b) ligação entalhada de dente simples na parte inferior; c) ligação entalhada de dentes duplos.(Negrão & Faria, 2009).....	85
Figura 4.2 - Ligações metálicas: a) pregos; b) cavilha; c) parafusos de porca; d) parafusos autorroscante de cabeça redonda; e) parafuso autorroscante de cabeça em embeber; f) parafuso autorroscante de cabeça sextavada; g) anel aberto; h) placa metálica denteada; i) chapa metálica denteada.(Kuklik, 2008)	87
Figura 4.3 - Ligação madeira-madeira em corte simples: a) vista frontal; b) vista de corte.(Negrão & Faria, 2009)	90
Figura 4.4 - O ensaio para a determinação da resistência ao esmagamento localizada.(Negrão & Faria, 2009)	91
Figura 4.5 - Modo de rotura: 1) em corte simples; 2) em corte duplo.(CEN EN 1995-1-1, 2004)	92
Figura 4.6 - Diferentes cotas de espaçamento.(CEN EN 1995-1-1, 2004)	100
Figura 4.7 - Um exemplo de rotura por corte em bloco.(CEN EN 1995-1-1, 2004).....	100
Figura 4.8 - Indicação das cotas l_t e l_v .(CEN EN 1995-1-1, 2004)	101
Figura 4.9 - Modelo de análise de uma ligação aparafusada sujeito a momento fletor.(Castro, 2013).....	102
Figura 4.10 - Localizações das ligações na asna.	103
Figura 4.11 - Direções das forças aplicadas no nó 1.	105
Figura 4.12 - Chapa de aço da ligação 1.	107
Figura 4.13 - Direções das forças aplicadas no nó 9.	110
Figura 4.14 - Chapa de aço da ligação 9.	111
Figura 4.15 - Direções das forças aplicadas nos nós 2 e 3.	113
Figura 4.16 - Chapas de aço: a) ligação 2; b) ligação 3; c) ligação 4.....	114

Figura 4.17 - Direções das forças aplicadas nos nós 6, 7 e 8.	116
Figura 4.18 - Chapas de aço: a) ligação 6; b) ligação 7; c) ligação 8.....	117
Figura 4.19 - Direções das forças aplicadas no nó 5.	119
Figura 4.20 - Chapa de aço da ligação 5.	121
Figura 4.21 - Ligação encastrada na base.(Gomes, 2019).....	124
Figura 4.22 - Diferentes ângulos de força-fio na ligação da base.	126
Figura 4.23 - Diferentes distâncias entre o centro geométrico do furo e centro de rotação na ligação da base.....	129
Figura 4.24 - Tensões originados na base do pilar.	130
Figura 4.25 - Vista de topo da base.	131
Figura 4.26 – As cotas b e d na placa base.	132
Figura 4.27 - Diagrama de tensões resultantes.	133
Figura 4.28 - Representação das tensões no cordão de soldadura.(Castro, 2013).....	135
Figura 4.29 - Estrutura da ligação da base.....	136
Figura 5.1 - Representações das ligações no pórtico em <i>SolidWorks</i>	139
Figura 5.2 - Representação do pavilhão em <i>SolidWorks</i>	140

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Propriedades físicas e mecânicas de madeira das espécies resinosas.	16
Tabela 2.2 - Propriedades físicas e mecânicas de madeira das espécies folhosas.....	16
Tabela 2.3 - Classes de resistência para algumas espécies de madeira existentes em Portugal.	17
Tabela 2.4 - Propriedades mecânicas de madeira lamelada colada.	19
Tabela 3.1 - Os valores dos parâmetros de cálculo da carga de neve na cobertura.....	26
Tabela 3.2 - Valores básicos da velocidade de referência do vento	27
Tabela 3.3 - Valores dos parâmetros de cálculo do valor de referência de velocidade do vento.	27
Tabela 3.4 - Valores dos parâmetros de cálculo do valor da velocidade média do vento.	28
Tabela 3.5 - Valores dos comprimentos das zonas nas paredes laterais para o vento transversal.	31
Tabela 3.6 - Valores dos coeficientes de pressão para o vento transversal.	31
Tabela 3.7 - Valores dos comprimentos das zonas nas paredes laterais para o vento longitudinal.	31
Tabela 3.8 - Valores dos coeficientes de pressão para o vento longitudinal.	32
Tabela 3.9 - Valores dos coeficientes de pressão para o vento transversal na cobertura.	33
Tabela 3.10 - Valores dos coeficientes de pressão para o vento longitudinal na cobertura.	34
Tabela 3.11 - Coeficientes de pressão interna.	34
Tabela 3.12 - Coeficientes de pressão interna na situação de acidente.	34
Tabela 3.13 - Os coeficientes de pressão resultante para as diversas combinações possíveis na situação corrente.	35
Tabela 3.14 - Os coeficientes de pressão resultante para as diversas combinações possíveis na situação de acidente.	35
Tabela 3.15 - Valores dos coeficientes de segurança no estado limite de utilização.	38
Tabela 3.16 - Valores dos coeficientes ψ_0	38
Tabela 3.17 - Os valores de $\psi_{i,j}$	38
Tabela 3.18 - Combinações críticas de ações para a situação de acidente na cobertura.	39
Tabela 3.19 - Combinações críticas de ações para a situação corrente na cobertura.	39
Tabela 3.20 - Resumo dos valores estabelecidos para os painéis de cobertura.	40
Tabela 3.21 - Combinações críticas de ações para a situação de acidente na fachada.	40
Tabela 3.22 - Combinações críticas de ações para a situação corrente na fachada.	40
Tabela 3.23 - Resumo dos valores estabelecidos para a fachada.	41
Tabela 3.24 - Propriedades da madeira lamelada colada GL24h.	42
Tabela 3.25 - Os valores do fator km	43
Tabela 3.26 - Classes de duração das ações.	44

Tabela 3.27 - Valores limite para a deformação total.....	47
Tabela 3.28 - Esforços instalados nos elementos da asna para as respectivas combinações de ações.	58
Tabela 3.29 - Áreas críticas dos banzos superiores e inferiores.	59
Tabela 3.30 - As propriedades do perfil GL24h para os banzos superior e inferior da asna....	59
Tabela 3.31 - Áreas críticas dos montantes e diagonais.	60
Tabela 3.32 - As propriedades do perfil GL24h para os montantes e diagonais da asna.	60
Tabela 3.33 - Valores de cálculo para $\sigma_c, 0, d$ do banzo superior.....	62
Tabela 3.34 - Valores de cálculo para k_c, y do banzo superior no eixo y.....	63
Tabela 3.35 - Valores de cálculo para k_c, z do banzo superior no eixo z.	63
Tabela 3.36 - Valores de cálculo para $\sigma_c, 0, d$ do banzo inferior.....	64
Tabela 3.37 - Valores de cálculo para k_c, y do banzo inferior no eixo y.....	64
Tabela 3.38 - Valores de cálculo para k_c, z do banzo inferior no eixo z.	65
Tabela 3.39 - Valores de cálculo para $\sigma_c, 0, d$ do montante.	65
Tabela 3.40 - Valores de cálculo para k_c, y e k_c, z do montante no eixo y e z.....	66
Tabela 3.41 - Valores de cálculo para $\sigma_c, 0, d$ da diagonal.....	66
Tabela 3.42 - Valores de cálculo para k_c, y e k_c, z da diagonal no eixo y e z.....	67
Tabela 3.43 - Peso próprio dos elementos da asna.	67
Tabela 3.44 - Esforços instalados nos elementos da asna para as combinações de ações incluindo os pesos próprios.	68
Tabela 3.45 - Esforços instalados nos pilares para as respectivas combinações de ações.	69
Tabela 3.46 - Propriedades do perfil do pilar.	69
Tabela 3.47 - Valores relevantes para a análise à encurvadura dos pilares.....	71
Tabela 3.48 - Valores dos parâmetros para o calculado da encurvadura do pilar no eixo y.	71
Tabela 3.49 - Valores dos parâmetros para o calculado da encurvadura do pilar no eixo z.	72
Tabela 3.50 - Valores do parâmetro k_{crit}	72
Tabela 3.51 - Valores do comprimento efetivo para as diferentes condições de fronteira e distribuições de carga.	73
Tabela 3.52 - Valores dos parâmetros para o cálculo do risco ao bambeamento.....	74
Tabela 3.53 - Reações originadas nos pilares.....	77
Tabela 3.54 - Os esforços máximos nos respetivos elementos.....	79
Tabela 3.55 - Propriedades do perfil dos montantes.	79
Tabela 3.56 - Valores dos parâmetros para o cálculo do risco de encurvadura no montante...80	
Tabela 3.57 - Propriedades dos tirantes de aço de RND 25.	80
Tabela 3.58 - Os esforços máximos nos respetivos elementos.....	83
Tabela 3.59 - Propriedades dos tirantes RND 25.	84
Tabela 4.1 - Classes de resistência dos parafusos.	88

Tabela 4.2 – Valores de k_{90} .	91
Tabela 4.3 – Rácios entre o efeito de cabo e a parcela de Johansen.	94
Tabela 4.4 - Espaçamentos entre parafusos.	99
Tabela 4.5 - Dimensões das secções transversais dos elementos da asna.	103
Tabela 4.6 - Propriedades do parafuso M24.	104
Tabela 4.7 - Propriedades da porca M24.	104
Tabela 4.8 - Propriedades da anilha M24.	104
Tabela 4.9 - Propriedades da chapa de aço.	104
Tabela 4.10 - Esforços originados pela primeira combinação de ações no nó 1.	105
Tabela 4.11 - Esforços originados pela terceira combinação de ações no nó 1.	105
Tabela 4.12 - Valores de f_h, k e M_y, R_k para o parafuso M24.	106
Tabela 4.13 - Valores de resistência ao arranque do parafuso.	106
Tabela 4.14 - Valores dos modos de rotura do tipo 1 e 2.	106
Tabela 4.15 - Valores de cálculo de resistência aos esforços normais.	107
Tabela 4.16 - Valores de cálculo de resistência aos esforços transversais.	107
Tabela 4.17 - Valores de cálculo do coeficiente α_b .	108
Tabela 4.18 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .	108
Tabela 4.19 - Valores de cálculo para a verificação à resistência ao esmagamento diametral.	108
Tabela 4.20 - Espaçamentos entre os parafusos na ligação 1.	108
Tabela 4.21 - Valores de cálculo para a verificação da resistência à rotura por corte em bloco.	109
Tabela 4.22 - Valores de cálculo para a verificação da resistência da ligação 1.	109
Tabela 4.23 - Valores de cálculo para a verificação da resistência às forças oblíquas.	110
Tabela 4.24 - Esforços originados pela terceira combinação de ações no nó 9.	110
Tabela 4.25 - Valores de cálculo da resistência aos esforços normais.	111
Tabela 4.26 - Valores de cálculo do coeficiente α_b .	111
Tabela 4.27 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .	112
Tabela 4.28 - Valores de cálculo para a verificação à resistência ao esmagamento diametral.	112
Tabela 4.29 - Espaçamentos entre os parafusos na ligação 9.	112
Tabela 4.30 - Valores de cálculo para a resistência à rotura por corte em bloco.	112
Tabela 4.31 - Valores de cálculo para a verificação de resistência da ligação 9.	113
Tabela 4.32 - Esforços originados pela primeira combinação de ações nos nós 2, 3 e 4.	113
Tabela 4.33 - Esforços originados pela terceira combinação de ações nos nós 2, 3 e 4.	114
Tabela 4.34 - Valores de cálculo da resistência aos esforços normais.	114
Tabela 4.35 - Valores de cálculo do coeficiente α_b .	115

Tabela 4.36 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .	115
Tabela 4.37 - Valores de cálculo para a verificação à resistência ao esmagamento diametral.	115
Tabela 4.38 - Espaçamento entre parafusos nas ligações 2, 3 e 4.	115
Tabela 4.39 - Valores de cálculo para a verificação da resistência das ligações 2, 3 e 4.	116
Tabela 4.40 - Valores de cálculo para verificação da resistência às forças oblíquas.	116
Tabela 4.41 - Esforços originados pela primeira combinação de ações nos nós 6, 7 e 8.	117
Tabela 4.42 - Esforços originados pela terceira combinação de ações nos nós 6, 7 e 8.	117
Tabela 4.43 - Valores de cálculo da resistência aos esforços normais.	118
Tabela 4.44 - Valores de cálculo do coeficiente αb .	118
Tabela 4.45 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .	118
Tabela 4.46 - Valores de cálculo para a verificação ao esmagamento diametral.	118
Tabela 4.47 - Espaçamentos entre os parafusos nas ligações 6, 7 e 8.	119
Tabela 4.48 - Valores de cálculo para a verificação da resistência das ligações 6, 7 e 8.	119
Tabela 4.49 - Esforços originados pela primeira combinação de ações no nó 5.	120
Tabela 4.50 - Esforços originados pela terceira combinação de ações no nó 5.	120
Tabela 4.51 - Valores de f_h, k e M_y, R_k para o parafuso M24.	120
Tabela 4.52 - Valores de resistência ao arranque da ligação 5.	121
Tabela 4.53 - Valores dos modos de rotura do tipo 1, 2 e 3.	121
Tabela 4.54 - Valores de cálculo da resistência aos esforços normais.	122
Tabela 4.55 - Valores de cálculo do coeficiente αb .	122
Tabela 4.56 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .	122
Tabela 4.57 - Valores de cálculo para a verificação ao esmagamento diametral.	122
Tabela 4.58 - Espaçamentos entre os parafusos na ligação 5.	123
Tabela 4.59 - Valores de cálculo para a verificação da resistência à rotura por corte em bloco.	123
Tabela 4.60 - Valores de cálculo para a verificação de resistência da ligação 5.	123
Tabela 4.61 - Valores de cálculo para a verificação da resistência às forças oblíquas.	124
Tabela 4.62 - Esforços originados pela primeira combinação de ações na base.	125
Tabela 4.63 - Esforços originados pela segunda combinação de ações na base.	125
Tabela 4.64 - Esforços originados pela terceira combinação de ações na base.	125
Tabela 4.65 - Valores de f_h, k e M_y, R_k para o parafuso M24.	126
Tabela 4.66 - Valores dos modos de rotura do tipo 1 e 3.	126
Tabela 4.67 - Valores de cálculo do momento resistente do ligador.	127
Tabela 4.68 - Valores de cálculo para a verificação da resistência ao momento fletor.	127
Tabela 4.69 - Soma dos rácios dos componentes fletores e normais da ligação.	127
Tabela 4.70 - Valores de cálculo para a verificação da resistência à flexão da chapa.	128

Tabela 4.71 - Valores de cálculo do coeficiente αb .	128
Tabela 4.72 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .	128
Tabela 4.73 - Valores de cálculo da força F_i .	129
Tabela 4.74 - Valores de cálculo da força resultante.	129
Tabela 4.75 - Valores de cálculo para o esmagamento diametral.	129
Tabela 4.76 - Espaçamento entre os parafusos na ligação base.	130
Tabela 4.77 - Valores de cálculo para a verificação da resistência às forças oblíquas.	130
Tabela 4.78 - Valores de cálculo para a verificação da resistência do chumbadouro.	132
Tabela 4.79 - Valores de cálculo para a determinação do eixo neutro.	133
Tabela 4.80 - Valores de cálculo para a verificação da resistência à tração dos chumbadouros.	133
Tabela 4.81 - Valores de cálculo para a verificação da resistência à compressão da base.	133
Tabela 4.82 - Valores de cálculo para a determinação da espessura da placa.	134
Tabela 5.1 - Rácios das condições de dimensionamento dos perfis.	138
Tabela 5.2 - Rácios das condições de dimensionamento das ligações.	139

Página em branco

1 Introdução

1.1 Enquadramento do projeto e motivação

A madeira é um dos recursos mais sustentáveis e abundantes na natureza, com a devida gestão ambiental. Como resultado, é um material recorrentemente utilizado em projetos estruturais por apresentar um conjunto de propriedades mecânicas únicas, como um elevado rácio entre a resistência e o peso específico, uma condutividade térmica baixa que proporciona um aumento do isolamento térmico, uma boa resistência ao fogo e uma elevada durabilidade se forem tratadas e aplicadas adequadamente. Em adição, a sua produção é de baixo custo energético e gera baixos níveis de poluição em comparação com o aço e o betão armado, contribuindo assim para um menor impacto na pegada ecológica.

Cada vez mais, existe a necessidade de garantir a segurança e a sustentabilidade dos projetos de estruturas de madeira. Para tal, foram realizadas inúmeras investigações no campo da ciência dos materiais o que permitiu entender o comportamento e a durabilidade das estruturas de madeira, de modo a possibilitar a elaboração de conjunto de normas para a quantificação da segurança. A União Europeia rege-se pelas normas do Eurocódigo que são um conjunto de normas europeias que visam unificar os critérios, designadamente normas de cálculo e dimensionamento de estruturas.

O Eurocódigo é constituído por uma sequência de normas, neste projeto serão abordadas a norma EN 1990 que confere as bases de projeto para o dimensionamento, a norma EN 1991 que estabelece as combinações de ações, a norma EN 1995 referente aos critérios de dimensionamento de estruturas em madeira e a norma EN 1993 para os elementos estruturais em aço.

O correto uso da madeira é de elevada complexidade pois é um material anisotrópico, desta forma, exige um estudo tridimensional das deformações e tensões. Com a evolução dos programas computacionais de cálculo em 3D, esta barreira deixou de ser um entrave nos projetos de estruturas. Além disso, com a descoberta de novos adesivos de alto desempenho, possibilitou colmatar uma das principais dificuldades da madeira, a produção de perfis superiores a 12 m.

Em Portugal, ao contrário do que se verifica em muitos países do norte da Europa, a construção de estruturas em madeira ainda é rara, exceção do uso de madeira para as coberturas, como por exemplo o pavilhão *Altice Arena* em Lisboa. Segundo o Instituto Nacional de Estatística (INE, 2019), Portugal possui em 2015 cerca de 36,11% de área florestal. Deste modo, o país em termos de recursos de madeira é riquíssimo e para poder aproveitar desta riqueza, é necessário formar mais técnicos especializados e implementar mais regulamentações específicas para que a madeira seja mais valorizada e assim proporcionar mais uma resposta de prevenção de futuras catástrofes florestais.

1.2 Objetivos do projeto

O objetivo do projeto é compreender e aplicar as normas do Eurocódigo para o dimensionamento de estruturas em madeira. Deste modo, no dimensionamento foram estabelecidas alguns parâmetros pré-definidos, a saber:

- Distância entre vãos de 26 m;
- Comprimento da nave de 42 m;
- Altura do pilar de 8 m;
- Localização, distrito do Porto, cidade de Matosinhos, rua Dr. Afonso Cordeiro.

A solução estrutural para a cobertura do pavilhão será em asna do tipo Pratt, que são recomendadas para vãos longos, compreendidos entre 18 a 30 m. A asna é um conjunto de treliças formadas por barras ligadas pelas extremidades, formando um conjunto rígido. Os pontos de união das barras, denominados por nós da treliça, são considerados como rótulas, embora a ligação tenha alguma rigidez.

1.3 Método seguido no projeto

A tese de mestrado foi desenvolvida de forma autónoma com o acompanhamento do orientador. Na Figura 1.1 está apresentada o cronograma de tarefas ao longo do semestre.

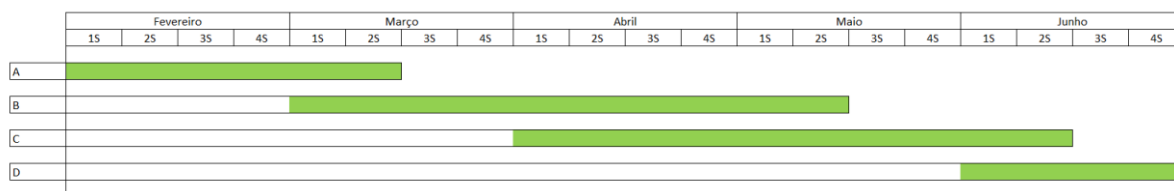


Figura 1.1 - Cronograma de tarefas.

Onde:

A é referente à pesquisa do estado de arte, Eurocódigo, livros da especialidade e elementos de projeto;

B é referente ao desenvolvimento do projeto através dos programas computacionais e cálculos analíticos;

C é referente ao desenvolvimento de cálculos de dimensionamento dos elementos constituintes do pavilhão segundo o Eurocódigo 5;

D é referente à organização e escrita dos conteúdos da tese.

1.4 Estrutura da dissertação

A estrutura da dissertação é sequenciada de seguinte forma:

No capítulo 1 é apresentado a introdução do tema da dissertação.

No capítulo 2 são apresentadas as propriedades da madeira, envolvendo uma análise teórica do material nas suas características intrínsecas. Além disso, uma breve disposição dos produtos comerciais derivados da madeira.

No capítulo 3 é exclusivamente dedicado ao processo de dimensionamento do pavilhão segundo o Eurocódigo. Desde a definição das ações variáveis, elaboração dos cálculos de dimensionamento para o estado limite último, o estado limite de utilização e ao risco de encurvadura dos perfis selecionados.

No capítulo 4 é exposto um desenvolvimento do dimensionamento das ligações necessárias para garantir a segurança e estabilidade do pavilhão segundo o Eurocódigo.

No capítulo 5 são apresentadas as considerações finais do trabalho realizado e recomendações para futuros trabalhos.

Página em branco

2 A madeira como material estrutural

2.1 Introdução

A madeira é um dos recursos naturais mais sustentáveis à disposição do Homem, consequentemente, é um recurso imprescindível em inúmeras construções de infraestruturas. É um material utilizado em diversas formas estruturais como vigas, pilares e asnas pois possui propriedades relevantes. Isso inclui, um elevado rácio entre a resistência e o peso específico, uma condutividade térmica baixa que proporciona um aumento do isolamento térmico, uma boa resistência ao fogo e uma elevada durabilidade (se forem tratadas e aplicadas adequadamente). Além disso, beneficia da disponibilidade em diversas espécies, tamanhos e formas que a torna num material versátil e aplicável a todos os campos da engenharia.

Desde épocas pré-históricas, a madeira foi sempre um material utilizado pelo Homem. Só na primeira metade do século XX é que foram estabelecidas técnicas teóricas de aplicação. Com o fim da II Guerra Mundial, houve um aumento do interesse em investigar para caracterizar as propriedades estruturais da madeira e dos seus produtos derivados, o que possibilitou a criação de métodos de procedimento seguros e precisos para os dimensionamentos de estruturas em madeira, como por exemplo, o Eurocódigo.

Neste capítulo, apresentar-se-á uma breve descrição das propriedades físicas e mecânicas da madeira, bem como, dos produtos derivados da madeira.

2.2 Estrutura física da madeira

A madeira utilizada em construções é proveniente principalmente dos troncos das árvores, sendo um material biológico, heterogéneo e anisotrópico. Dada a diversidade de fatores que influenciam o seu crescimento, como a natureza do solo, a altitude e as condições climáticas, é difícil adquirir as mesmas propriedades de uma espécie de árvore cultivada em duas áreas distintas.

Existe uma grande diversidade de espécies de árvores que podem ser distinguidas pela sua estrutura celular do tronco e não propriamente pela sua resistência mecânica. Assim, a madeira é dividida em dois grandes grupos botânicos, as *Gimnospérmicas*, vulgarmente designadas de resinosas, coníferas ou madeiras brandas ou macias (*Softwoods*), e as *Angiospérmicas*, vulgarmente designadas de folhosas ou madeiras duras (*Hardwoods*). O grupo botânico das *Gimnospérmicas* é formado por quatro classes, sendo que as coníferas são as mais utilizadas como madeira estrutural. Caraterizam-se por ter folha perene e de crescimento rápida. Alguns exemplos deste grupo são o Pinheiro, o Abeto, o Cedro e o Cipreste. No grupo das *Angiospérmicas* é constituído principalmente pelas monocotiledóneas e pelas dicotiledóneas. O primeiro grupo é o das madeiras como as palmeiras e os bambus, caraterizadas pela sua elevada percentagem de fibras e pela baixa resistência estrutural. O segundo grupo é o das

madeiras folhosas, sendo que alberga tanto madeira de baixa como de elevada qualidade. Alguns exemplos deste grupo são o Castanho, o Eucalipto, o Carvalho e a Nogueira. (Negrão & Faria, 2009)

Para uma melhor caracterização da madeira é necessário, primeiramente, denominar as diferentes camadas da secção transversal de um tronco de árvore pois apresentam características diferenciadas, ver na Figura 2.1.

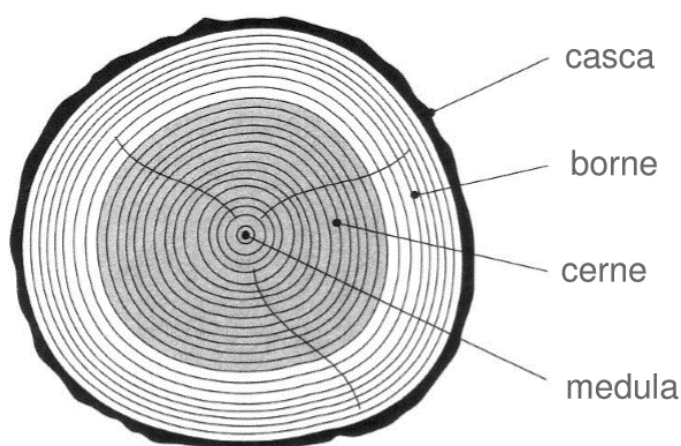


Figura 2.1 - Secção transversal de um tronco com as respetivas nomenclaturas das camadas. (Guerreiro, 2010)

As partes mais utilizadas do tronco das árvores para a produção dos elementos estruturais de madeira são o borne e o cerne. O borne é, geralmente as camadas mais claras, formadas por células vivas que têm a função de transportar seiva das raízes para as folhas, enquanto que o cerne é composto por camadas de borne em que as células se tornaram inativas, de coloração mais escura, tendo a função de suportar a estrutura da árvore. Além da distinção da cor entre as camadas, também apresentam resistência à decomposição diferenciadas. De modo geral, ambos são utilizados em peças estruturais pois apresentam os teores de água e os pesos específicos semelhantes, pelo que não existem grandes diferenças em relação às propriedades mecânicas entre o borne e o cerne. Porém, as camadas de cerne manifestam uma maior durabilidade e consequentemente devem ser preferenciais para as construções em madeira. (Negrão & Faria, 2009; Pfeil, 1994)

O crescimento do tronco das árvores é composto pela adição de anéis em torno da medula. Esse crescimento é fortemente influenciado pelas condições climáticas inerentes a cada estação do ano. Durante a primavera e o início de verão, é constatado um crescimento intenso do tronco, formando-se células grandes de paredes finas. No entanto, no fim do verão e do outono, existe uma diminuição do crescimento, formando-se células pequenas de paredes grossas. Deste modo, através do crescimento diferenciado das células durante o ano, formam-se os anéis anuais constituídos por duas camadas, uma clara referente à primavera e outra escura correspondente ao verão. Assim, é possível determinar a idade da árvore através dos anéis. Contudo, os anéis nem sempre são perceptíveis pois dependem das condições do seu meio envolvente.

Na composição química da madeira como uma substância orgânica, independentemente da espécie, é composta por cerca de 50% de carbono, 44% de oxigénio e 6% de hidrogénio. Em relação aos compostos orgânicos é predominante a *Celulose*, presente nas paredes celulares, constituindo cerca de 40 a 50% da madeira. Além deste, é de referir outro composto orgânico importante, a *Lenhina*, cerca de 20 a 30%, cuja função é de reforçar as paredes e reduzir a absorção de humidade por ser uma substância impermeável. Sendo que os restantes

constituintes, as resinas, óleos, amidos e ceras, contribuem para a coloração e cheiro característico de cada espécie de madeira.(Pfeil, 1994)

2.3 Propriedades físicas da madeira

2.3.1 Anisotropia da madeira

A madeira, conforme referido anteriormente, é um material anisotrópico devido à orientação das células. Através dos estudos ao nível microscópico da secção transversal do tronco constatou-se a existência de fibras radiais, denominadas por raios medulares, formados na medula e que se estendem até à periferia, cuja função é a de circular a seiva radialmente. Porém, a grande maioria das fibras estão orientados longitudinalmente. Então, com base nestes factos, a madeira pode ser considerada como um material ortotrópico, sendo que as direções principais são os eixos longitudinal, radial e tangencial, ver na Figura 2.2. A direção longitudinal, o eixo paralelo às fibras longitudinais, é o eixo de interesse para estruturas em madeira pois apresenta melhores propriedades mecânicas e as propriedades nas direções radial e tangencial têm pouca relevância prática.(Pfeil, 1994)

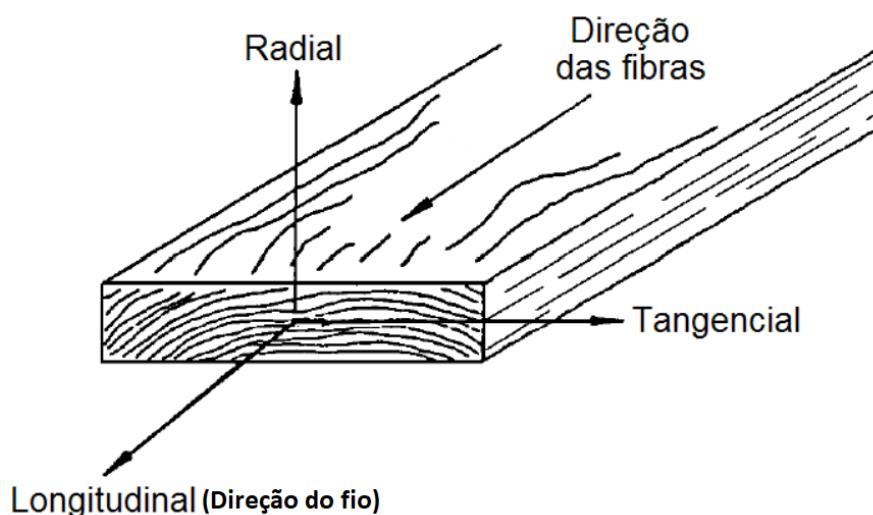


Figura 2.2 - As direções dos eixos principais da madeira.(Green, Winandy, & Kretschmann, 1999)

2.3.2 Humidade

Para que a madeira seja apropriadamente aplicada em construções, primeiramente, é necessário ser submetida a um processo de secagem. Existe principalmente dois processos de secagem, ao ar livre (natural) e em estufa (artificial). Quando a madeira é abatida, a água é evaporada drasticamente até ao seu ponto de saturação das fibras, ou seja, quando as paredes das células estão totalmente saturadas, porém as suas cavidades encontram-se vazias. Neste ponto, a madeira apresenta um teor de água de cerca de 30%. A secagem da madeira só é finalizada quando atinge o ponto de equilíbrio com a atmosfera envolvente, denominado por *seco*, variando geralmente entre 10 a 20% dependendo do processo.(Pfeil, 1994)

Como a madeira tem características higroscópicas, ou seja, o seu teor de água é em função da humidade do ambiente a que está exposta, sendo que a humidade depende do conteúdo de vapor de água e da temperatura ambiente. A variação de teor de água influencia as propriedades físicas e mecânicas da madeira, tornando-a imprevisível e prejudicial para os projetos pois as paredes

das células do material lenhoso absorvem a água promovendo o fenómeno de retratilidade. (Negrão & Faria, 2009)

Mais adiante no subcapítulo das propriedades mecânicas, é apresentado um gráfico das relações entre as propriedades da madeira em função do teor de água pelos autores *David Green, Jerrold Winandy* e *David Kretschmann*. No gráfico da Figura 2.5 verificou-se, de modo geral, uma diminuição das propriedades com o aumento do teor de água. Tendo a noção de que a humidade afeta as propriedades da madeira, foi necessário estabelecer padrões de referência de forma a otimizar a qualidade da madeira. No Eurocódigo 1995, foi definido classes de serviço para a madeira, como por exemplo, na classe de serviço 1 não é permitido exceder os 12% de teor da água em circunstâncias correntes.

Massa volúmica

No sector da madeira, a densidade é considerada em termos de massa volúmica aparente, pois, este parâmetro varia em função de teor de água da madeira, na qual influencia não só o seu peso, como também, o seu volume. Em que pode ser calculada através da Equação (2.1). (Negrão & Faria, 2009)

$$\rho_w = \frac{P_w}{V_w} \quad (2.1)$$

Onde:

ρ_w é a densidade da madeira para teor de água w

P_w é o peso da madeira para teor de água w

V_w é o volume da madeira para teor de água w .

Sendo uma medida de concentração de substância por unidade de volume, logicamente, influencia a resistência mecânica do material. Porém, esta relação não é direta devido à grande heterogeneidade e diversidade morfológica das espécies existentes. Uma das grandes vantagens da madeira é apresentar valores de massa volúmica relativamente baixa, comparativamente com outros materiais de construção. Um exemplo de comparação, um aço com 0,2% de carbono tem a massa volúmica de cerca de 7860 Kg/m^3 . Enquanto que a madeira lamelada colada homogénea, GL24h, com teor de água inferior a 12 % tem a massa volúmica de cerca de 380 Kg/m^3 , vinte vezes menor que a do aço. Assim, esta última permite um grande potencial para o uso estrutural.

Retratilidade

O fenómeno de retratilidade acontece quando existe uma variação de teor de água na madeira entre o estado saturado, cerca de 30% de teor de água, e o estado anidro, ausência de água, de modo a preservar o equilíbrio higroscópico com o meio. Assim, resulta numa alteração do volume devido às dilatações e contrações das paredes celulares.

Para quantificar esta propriedade, retratilidade volumétrica, é necessário determinar a variação volúmica da madeira em função de teor de água de que resulta um coeficiente de retração volumétrica parcial dado pela Equação (2.2). (Negrão & Faria, 2009)

$$C_w = \frac{V_w - V_0}{V_0} \quad (2.2)$$

Onde:

C_w é o coeficiente de retração volumétrica parcial para o teor em água w

V_w é o volume do provete para o teor em água w

V_0 é o volume do provete no estado anidro.

Conforme anteriormente referido, a madeira é um material ortotrópico, pelo que é de interesse determinar a retratilidade linear segundo as direções principais, longitudinal, radial e tangencial, sendo esta abordada do mesmo modo que a retratilidade volumétrica, mas que agora é estudada a variação do comprimento em função do teor de água e segundo um eixo principal. Verificou-se que este fenómeno tem maior impacto na retração linear na direção tangencial, cerca de 5 a 15%, e que é o dobro da retração linear na direção radial. Na direção longitudinal é menos pronunciada, apenas 0,1 a 0,2%. Além disso, constatou-se que a soma das retrações lineares é aproximadamente o mesmo valor da retração volumétrica. (Negrão & Faria, 2009; Pfeil, 1994)

Na Figura 2.3 apresentado pelo *Walter Pfeil*, um gráfico da relação entre retratilidade linear nas direções principais em função do teor de água para diferentes espécies de árvores, sendo as espécies: o Carvalho (1), o Eucalipto (2) e o Pinho (3). Além do que já foi referido, verifica-se maior deformação no eixo tangencial e é quase nula no eixo longitudinal. Verificou-se que existe uma variação linear entre o ponto anidro (0%) e o ponto de saturação das fibras (30%) e após atingir o ponto de saturação era constante a retratilidade linear.

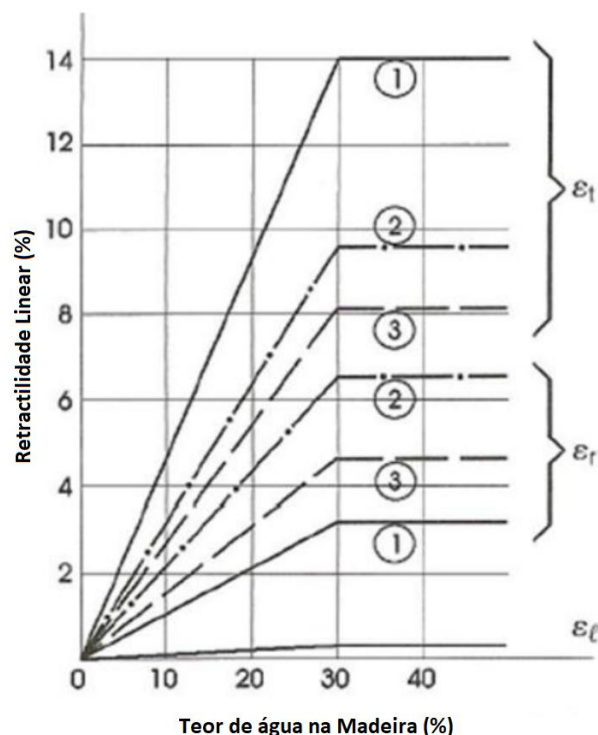


Figura 2.3 - As curvas de retratilidade na madeira segundo as direções axial, radial e tangencial. (Pfeil, 1994)

2.3.3 Defeitos da madeira

Nos troncos de madeira durante o seu crescimento surgem um conjunto de defeitos que prejudicam a resistência, o aspeto ou a durabilidade. Os principais defeitos na madeira, ver na Figura 2.4, são os seguintes:(Kermani, 1999)

- Nós, que são originados pelo crescimento dos ramos no tronco, fazendo com que as fibras longitudinais sofram um desvio de direção provocando uma redução na resistência à tração;
- Fendas, que são aberturas nas extremidades das peças devido à secagem rápida da superfície;
- Gretas, que são as separações entre os anéis anuais de crescimento;
- Descaio, é o arredondamento nas extremidades do tronco promovendo a redução da área de secção transversal.

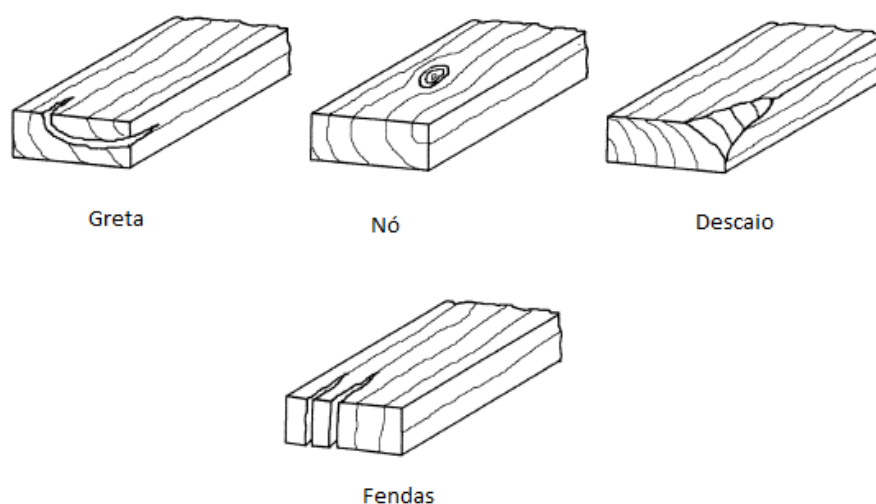


Figura 2.4 - Os principais defeitos presentes na madeira.(Kermani, 1999)

2.3.4 Propriedades mecânicas da madeira

Dada a natureza orgânica, higroscópica, anisotrópica e heterogênea da madeira. A concentração e o arranjo das fibras são os fatores preponderantes para a análise das propriedades mecânicas, como tal, não é apropriado abordar a resistência mecânica globalmente de um elemento de madeira. Para uma correta análise, é necessário determinar o seu comportamento perante as diversas solicitações, nomeadamente, com a sua grandeza, duração e direção. A estrutura do tronco da árvore é desenvolvida de modo a resistir às solicitações que estão presentes durante o seu crescimento, especialmente, a ação do vento, que induz esforços de flexão, e ação gravítica, que induz esforços de compressão e flexão no caso de existir um desvio da verticalidade do tronco.(Negrão & Faria, 2009)

Assim, será analisada resumidamente as principais propriedades mecânicas da madeira que são:

- Resistência à flexão estática;
- Resistência à tração paralela às fibras;
- Resistência à compressão paralela às fibras;

- Resistência à tração perpendicular às fibras;
- Resistência à compressão perpendicular às fibras;
- Resistência ao corte.

Na Figura 2.5 é apresentado, pelos autores *David Green, Jerrold Winandy e David Kretschmann*, um gráfico das relações entre propriedades da madeira *Pinus Echinata* em função do teor de água. As propriedades ensaiadas foram a resistência à tração paralela às fibras (a curva A), a resistência à flexão (a curva B), a resistência à compressão paralela às fibras (a curva C), a resistência à compressão perpendicular às fibras (a curva D) e a resistência à tração perpendicular às fibras (a curva E). Verificou-se, de modo geral, uma perda das propriedades com o aumento do teor de água, exceto a curva A, que só a partir dos 13% é que se verificou um declínio da resistência, até ao ponto de saturação das fibras. (Green et al., 1999)

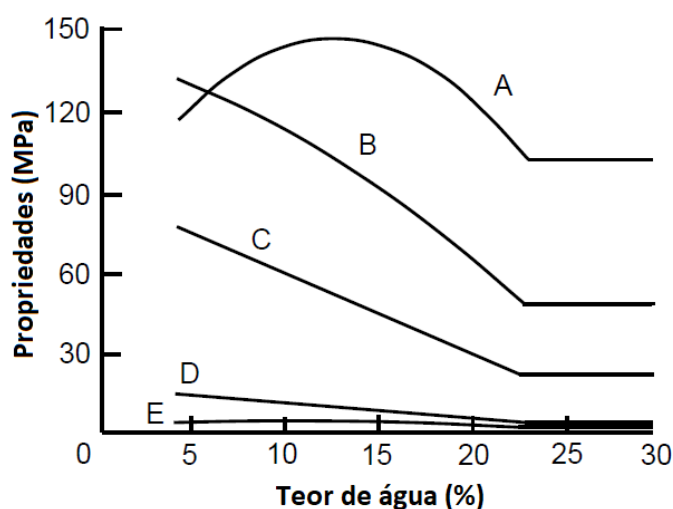


Figura 2.5 - O efeito de teor de água nas propriedades da madeira *Pinus Echinata*. (Green et al., 1999)

Resistência à flexão estática

A madeira é um material que possui uma elevada resistência à flexão estática, como por exemplo, o Pinho bravo verificando-se na ordem dos 140 MPa para valores de teor de água baixa. O módulo de elasticidade à flexão estática na direção das fibras é uma propriedade importante na análise estrutural, constituindo-se como um indicador ou medida da flexibilidade ou rigidez.

Resistência à tração e de compressão paralela às fibras

Na madeira, verifica-se que a resistência à tração paralela às fibras é elevada quando comparada com a resistência das outras solicitações, exceto de flexão. Este facto deve-se a que a solicitação de tração na direção longitudinal provoca a aproximação das fibras, contribuindo para o aumento da coesão. Por vezes, pode suceder que elementos estruturais sujeitos a esforços de tração apresentem valores de rotura inferiores ao referido, sendo que nestes casos estão associados a outros tipos de solicitações, nomeadamente a resistência ao corte paralela às fibras longitudinais.

A resistência à compressão paralela às fibras é bastante inferior à tração, chegando a ser três vezes menor, pois quando as fibras são solicitadas à compressão provoca uma separação das fibras longitudinais e daí resultando numa diminuição da coesão.

Os resultados experimentais de tração e compressão obtidos através dos ensaios num provete de pequena dimensão traduzem a resistência inerente das fibras de madeira, excluindo a influência dos defeitos. Na Figura 2.6 está representada a curva tensão-deformação para as tensões na direção paralela e perpendiculares às fibras. Constata-se que o comportamento em tração paralela ao fio, no sentido das fibras longitudinais, é linear até a rotura. Também se pode observar que a rotura por tração é do tipo frágil, sem ocorrência de plastificação na vizinhança da rotura. Em compressão paralela ao fio é, igualmente, linear e na proximidade da rotura ocorre um aumento de deformação resultado do esmagamento das fibras. O modelo constitutivo linear elástico é generalizadamente aceite para descrever o comportamento dos elementos de madeira.

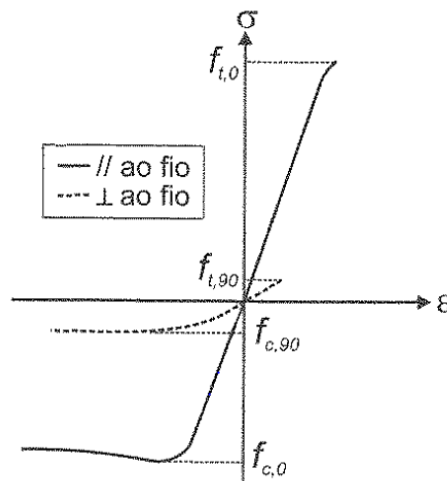


Figura 2.6 - Curva da tensão-deformação, em madeira isenta de defeitos, na direção do fio (contínuo) e na direção perpendicular ao fio (tracejado). (Negrão & Faria, 2009)

Resistência à tração e de compressão perpendicular às fibras

Sendo a maioria das fibras orientadas na direção longitudinal, na direção transversal são escassas. Este facto condiciona a resistência da madeira nesta direção devido à debilidade das ligações intercelulares transversais. No caso do Pinho bravo a resistência à tração perpendicular às fibras é da ordem dos 3 MPa. Na resistência à compressão perpendicular às fibras, pode ser traduzida pela sua resistência ao esmagamento, e apresenta igualmente valores reduzidos de resistência.

Resistência ao corte

A resistência ao corte pode ser avaliada segundo as tensões tangenciais que se verificam em relação à orientação das fibras, sendo essas, as tensões tangenciais normais às fibras, as tensões tangenciais paralelas às fibras e as tensões tangenciais oblíquas às fibras. A resistência dos elementos da madeira a tensões tangenciais paralelas às fibras é da ordem dos 12 MPa para o caso do Pinho bravo. Estas tensões promovem o seu deslizamento ou escorregamento.

2.3.5 Propriedades térmicas da madeira

Condutividade térmica

Como anteriormente referido a madeira é um bom isolante térmico pois a condutividade térmica da madeira estrutural é muito menor do que a condutividade dos metais, na qual a combinação entre os dois elementos são recorrentes nas ligações estruturais. Como é exemplo, uma madeira macia com 12% de teor de água, tem uma condutividade de térmica entre $0,1$ a $0,4 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$, enquanto que no aço é de $45 \text{ Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$. O valor da condutibilidade térmica é influenciada pelos vários fatores como a massa volúmica, o teor de água, a direção das fibras e a temperatura. Segundo os autores *William Simpson* e *Anton TenWolde* referem que a condutividade térmica aumenta em função do aumento dos parâmetros referidos anteriormente. (Simpson & TenWolde, 1999)

No Eurocódigo 1995-1-2 é apresentado um gráfico da relação da condutividade térmica em função da temperatura, em que se constatou um aumento da condutividade térmica em função da temperatura, ver na Figura 2.7.

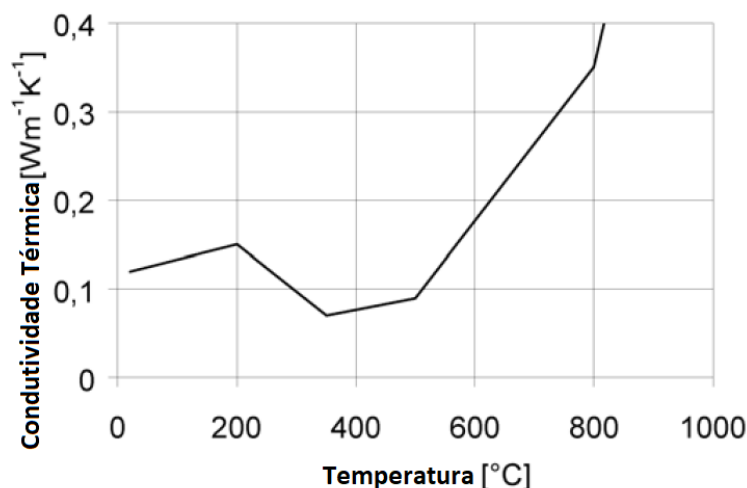


Figura 2.7 - Relação da condutividade térmica em função da temperatura. (CEN EN 1995-1-1, 2004)

Calor específico

Sendo o calor específico definido pela quantidade de energia necessária para aumentar uma unidade de massa e de temperatura, ou seja, a intensidade de variação térmica quando o material é sujeita ao calor. O calor específico da madeira depende da temperatura e de teor de água, porém, é independente da massa volúmica e da sua espécie.

No Eurocódigo 1995-1-2 é apresentado um gráfico na Figura 2.8 da relação do calor específico em função da temperatura, em que se constatou uma variação mínima para valores de temperatura entre 7°C e 147°C , sendo o seu valor médio de $2 \text{ kJ Kg}^{-1}\text{K}^{-1}$.

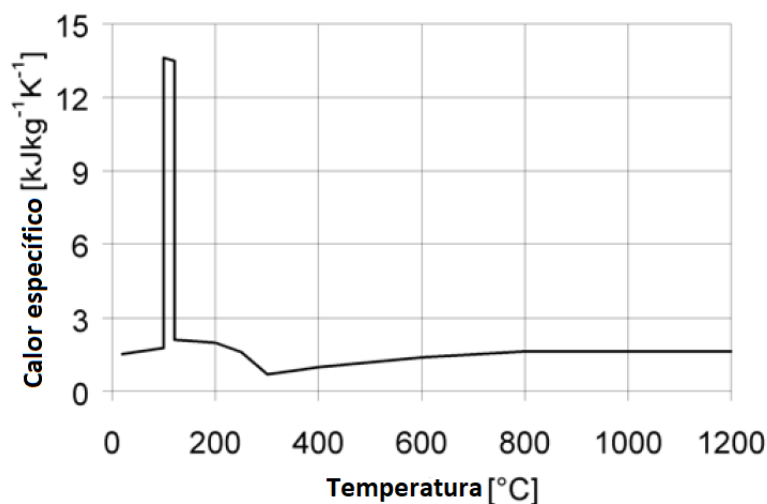


Figura 2.8 - Relação do calor específico em função da temperatura.(CEN EN 1995-1-1, 2004)

Resistência ao fogo

A madeira apresenta uma elevada resistência ao fogo, uma situação contraditória ao senso comum pois a madeira é vista como um material combustível devido à sua composição química composta por carbono, oxigénio e hidrogénio. De facto, a madeira é muito reativa quando exposta ao fogo, dando o início da combustão para temperaturas da superfície na ordem dos 300°C na presença da chama, e 400°C na ausência dela.

Em reação à combustão, é formada uma camada carbonizada da madeira queimada na superfície da madeira, que proporciona um efeito de isolamento, preservando até temperaturas superiores a 1000°C. Deste modo, retardando o processo de combustão e mantendo a parte interna intacta sem perdas drásticas das propriedades e constatou-se que as propriedades da madeira não diminuem devido à ação da temperatura, mas pela diminuição da secção transversal devido à combustão. Ao contrário do que se verifica nas estruturas metálicas, em que a sua resistência diminui drasticamente quando atinge temperaturas na ordem dos 300°C.(Negrão & Faria, 2009)

Para prolongar o tempo da integralidade estrutural da madeira sobre circunstâncias de incêndio, existem duas soluções possíveis: aplicação de um revestimento retardante de fogo em torno da madeira; ou aplicação de um tratamento de compactação da madeira. A aplicação de um tratamento de compactação influencia a resistência ao fogo pois a densidade interfere no fluxo calorífico, verificando-se que quanto maior for a densidade, menor o fluxo.(White & Dietenberger, 1999)

2.4 Produtos comerciais derivados da madeira

2.4.1 Madeira serrada

A madeira serrada, ver Figura 2.9, é uma madeira maciça de borne ou cerne obtida diretamente do tronco da árvore, cortada em dimensões padronizadas para o comércio sem se proceder a qualquer processo de colagem e sujeita a um processo de secagem.



Figura 2.9 - Madeira serrada.(Reproduz, 2020)

Classes de qualidade

Aplicação da madeira como um material estrutural fiável e seguro, implica estabelecer um plano de controlo de qualidade, de modo, a garantir as características compatíveis com as especificações de projeto. Um procedimento adotado consiste na classificação das madeiras em classes de qualidade. Assim, permitindo atribuir qualidades à madeira estrutural e definir os principais parâmetros como a sua resistência, massa volúmica e rigidez para cada classe.

O sistema europeu de classificação da madeira em classes de qualidade baseia-se nas quatro normas da série EN 14081, que até à data apenas foi traduzida a parte 1 para português. Estas normas têm como objetivo estipular as regras gerais de classificação.

Existem dois métodos de classificação: a classificação visual; e a classificação por máquina. A primeira é definida através da apreciação das características anatómicas da madeira, como é exemplo os defeitos presentes, o que permite a sua classificação de acordo com os limites da norma para cada classe de qualidade da madeira, ao nível da qualidade média. Este método é simples e de fácil compreensão, não sendo necessário um técnico especializado. Porém, carece de falta de rigor e a inspeção é feita peça a peça. No segundo método, a classificação é estabelecida através dos ensaios numa máquina com sensores, os quais podem ser relacionados com os valores característicos para cada classe. É este o método utilizado, recorrentemente, em países desenvolvidos onde a madeira é usada como material de construção. A grande vantagem deste processo é a capacidade de automatização do processo de inspeção para as indústrias de produção contínua.(Negrão & Faria, 2009)

Classes de resistência

De modo a simplificar as aplicações da madeira em projetos, existe a classificação por classes de resistência, implementada na Europa através da norma EN 338, com o objetivo de atribuição de valores às principais propriedades mecânicas e físicas de uma dada população de madeira. Assim possibilitando, os cálculos da madeira estrutural da mesma forma como o betão armado ou o aço. Este método melhorou o controlo de qualidade da madeira e facilitou a atividade dos projetistas na seleção adequada dos materiais.

Na norma, as classes de resistência estão divididas em C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C40, C45, e C50 para as resinosas, e D30, D35, D40, D50, D60 e D70 para as folhosas. Cada classe é definida por uma sigla representativa da sua espécie, em que C refere-se à madeira macia *Coniferous* (palavra inglesa para resinosas) e D à madeira dura *Deciduous* (folhosas em inglês), e acompanhado com um número indicativo do valor da sua resistência característica à

flexão na direção paralela às fibras. As outras propriedades físicas e mecânicas estão apresentadas nas Tabela 2.1 e Tabela 2.2.

Tabela 2.1 - Propriedades físicas e mecânicas de madeira das espécies resinosas.

	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Propriedades resistentes em MPa												
$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8
Propriedades de rigidez em GPa												
$E_{0,g,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
$E_{0,g,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
$E_{90,g,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
$G_{g,mean}$	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Massa volúmica em Kg/m³												
ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Tabela 2.2 - Propriedades físicas e mecânicas de madeira das espécies folhosas.

	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Propriedades resistentes em MPa						
$f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70
$f_{t,0,k}$	18	21	24	30	36	42
$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$f_{c,0,k}$	23	25	26	29	32	34
$f_{c,90,k}$	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
$f_{v,k}$	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Propriedades de rigidez em GPa						
$E_{0,g,mean}$	10	10	11	14	17	20
$E_{0,g,k}$	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
$E_{90,g,mean}$	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
$G_{g,mean}$	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25
Massa volúmica em Kg/m³						
ρ_k	530	560	590	650	700	900
ρ_{mean}	640	670	700	780	840	1080

Assim, o projetista no caso de pretender utilizar a madeira de uma espécie específica, não necessitará de defini-lo com rigor absoluto sobre a espécie florestal, bastando-lhe referir a espécie e a classe de resistência, tendo o cuidado de escolher classes de resistência que correspondam a produtos disponíveis no mercado. Na Tabela 2.3, são apresentados alguns exemplos de espécies correspondentes a classes de resistência.

Tabela 2.3 - Classes de resistência para algumas espécies de madeira existentes em Portugal.

Espécie da madeira	Classe de Resistência
Pinho Bravo	C18
Choupo Branco	C22
Casquinha	C16, C24
Abeto	C16, C24, C30
Castanho	D30
Carvalho	D30
Eucalipto	D30

2.4.2 Madeira lamelada colada

A madeira lamelada colada, ver Figura 2.10, é um dos produtos derivados da madeira que consiste na união de um conjunto de lamelas por ligações de topos denteados (*Finger-joints*), de modo a possibilitar a criação de elementos de comprimentos variáveis, e posteriormente colados. Este material foi a chave para colmatar uma das principais dificuldades das madeiras maciças, designadamente a obtenção de perfis de comprimentos superiores a 12 m e secções transversais superiores a $20 \times 30 \text{ cm}^2$ e, mesmo estes, só em condições muito especiais. A madeira lamelada colada ou *Glulam*, uma abreviatura das palavras *Glued laminated timber* em inglês, permite contornar essas dificuldades devido ao seu processo de fabrico. Esta técnica permite o fabrico de perfis de madeira com comprimentos excecionais e elementos curvados. Além disso, reduz o impacto dos defeitos inerentes à madeira devido ao uso de lamelas, por ser de menor dimensão. Assim, obtém-se um produto homogéneo e relativamente mais resistente que a madeira maciça original.(Negrão & Faria, 2009)



Figura 2.10 - Madeira lamelada colada.(BMC, 2020)

Adesivos

O adesivo é um elemento essencial para o fabrico da madeira lamelada colada. A escolha do adesivo deve-se principalmente às condições ambientais, como a humidade relativa do ar, a temperatura, a proteção solar e a presença de compostos agressivos na atmosfera, a que as peças estão sujeitas, sendo colocada a durabilidade em primeiro plano e a estética em segundo plano. Os adesivos devem possuir características que permita a adesão devida da madeira, sendo capaz

de penetrar nas duas superfícies e formar uma película de modo a fluir em todas as direções da superfície. No mercado existe uma grande variedade de adesivos, porém as opções mais frequentes são os adesivos baseados em diversos compostos químicos tais como Resorcinol, Caseína ou Ureia-formol.(Negrão & Faria, 2009)

Processo de fabrico

O processo de fabrico da madeira lamelada colada pode ser dividido em cinco fases, que são os seguintes, pela respetiva ordem:

- Secagem;
- Ligação das lamelas;
- Colagem;
- Preparação da forma das peças e os acabamentos;
- Aplicação de tratamentos de preservação.

Na primeira etapa, a secagem na maioria dos casos é realizada numa estufa pois permite uma maior redução de teor de água. O limite máximo de teor de água é de 15%, sendo comum valores de 12%, de modo a prevenir problemas de retratilidade e face às exigências dos adesivos. De seguida, as lamelas são aplainadas e serradas com as dimensões pretendidas, antes de se proceder à união das lamelas por ligações de topos denteados, ver Figura 2.11. Esta etapa é fundamental para garantir o correto funcionamento da madeira. A grande vantagem desta ligação é a redução dos desperdícios e uma grande resistência mecânica pois existe uma grande área de contacto por volume cortado. Na etapa seguinte, inicia-se o processo de colagem das lamelas sob pressão, variando entre 0,7 a 1,5 MPa dependendo da espécie da madeira, sendo importante que a pressão seja aplicada igualmente distribuída nas lamelas. Por fim, são esculpidas as formas das peças e aplicados os tratamentos superficiais de preservação.



Figura 2.11 - Ligação do tipo *Finger-joint*.

Propriedades mecânicas de madeira lamelada colada

A madeira lamelada colada é composta por um conjunto de lamelas sobrepostas, como anteriormente referido, em que a resistência das lamelas pode ser diferente consoante a sua aplicação. Atualmente, no mercado estão disponíveis as madeiras lameladas coladas homogéneas e as combinadas. As homogéneas são constituídas por lamelas, todas da mesma classe de resistência. As combinadas, por sua vez mais económicas, as lamelas exteriores são de classe de resistência superiores às lamelas interiores pois estão projetadas a suportar um maior esforço, como no caso do dimensionamento à flexão, em que os esforços máximos situam-se nas lamelas exteriores.

Na norma EN 1194 estão definidas quatro classes de resistência para a madeira lamelada colada homogénea ou combinada. As classes de resistência para *Glulam* homogénea são de GL24h, GL28h, GL32h e GL36h. No caso de *Glulam* combinada são de GL24c, GL28c, GL32c e

GL36c. A nomenclatura é semelhante à de classe de resistência para a madeira maciça, em que agora GL representa a madeira lamelada colada e o valor numérico acoplado é o valor característico da resistência à flexão na direção das fibras e as letras h e c correspondem às palavras homogênea e combinada, respectivamente. Na Tabela 2.4 encontram-se os valores das propriedades mecânicas para cada classe de resistência da madeira lamelada colada na norma referida.

Tabela 2.4 - Propriedades mecânicas de madeira lamelada colada.

	GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
Propriedades resistentes em MPa								
$f_{m,k}$	24	28	32	36	24	28	32	36
$f_{t,0,k}$	16,5	19,5	22,5	26	14	16,5	19,5	22,5
$f_{t,90,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6	0,35	0,4	0,5	0,6
$f_{c,0,k}$	24	26,5	29	31	21	24	29	31
$f_{c,90,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6	2,4	2,7	3,3	3,6
$f_{v,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,8	4,3
Propriedades de rigidez em GPa								
$E_{0,g,mean}$	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7
$E_{0,g,k}$	9,4	10,2	11,1	11,9	9,4	10,2	11,1	11,9
$E_{90,g,mean}$	0,39	0,42	0,46	0,49	0,32	0,39	0,46	0,49
$G_{g,mean}$	0,72	0,78	0,85	0,91	0,59	0,72	0,85	0,91
Massa volúmica em Kg/m³								
ρ_k	380	410	430	450	350	380	430	450

2.4.3 Madeira contraplacada

Na Figura 2.12 é apresentada uma placa de madeira contraplacada, ou *plywood* em inglês, que é composta por várias camadas finas de madeira sobrepostas umas às outras, onde cada camada é orientada perpendicularmente às camadas adjacentes. O processo de fabrico é semelhante ao do processo de fabrico de *Glulam*. Este derivado de madeira é normalizado pela norma EN 636.

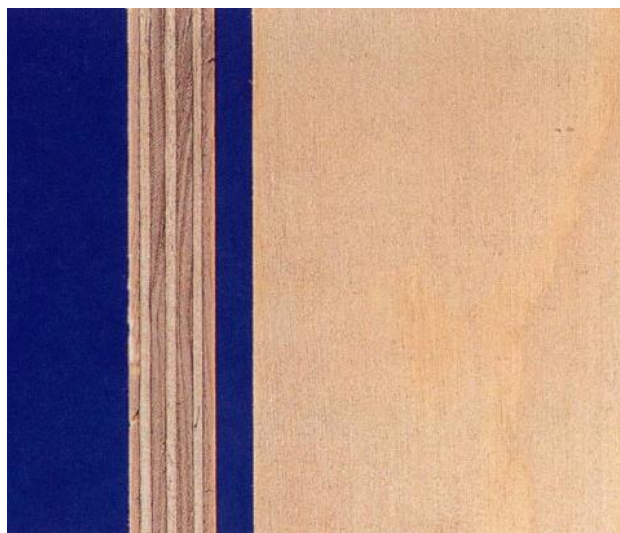


Figura 2.12 - Madeira contraplacada.(Winter, 2008)

2.4.4 Madeira micro lamelada colada

Na Figura 2.13 é apresentada uma placa de madeira micro lamelada colada, ou *LVL* uma abreviatura das palavras inglesas *Laminated Vanner Lumber*, que é um produto resultante da colagem de folhas de madeira, com uma espessura média de 3 a 4 *mm*, obtidas por um processo de desenrolamento dos troncos com comprimentos entre 2 *m* a 3 *m*. As folhas, ao contrário da madeira contraplacada, estão orientadas todos no mesmo sentido para usos estruturais do tipo viga ou pilar. As normas EN 14374 e EN 14279 têm como objetivo caracterizar a madeira micro lamelada colada para o uso estrutural.

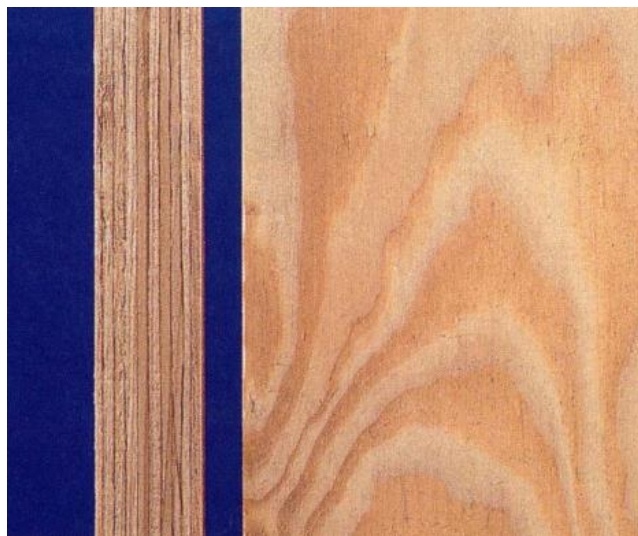


Figura 2.13 - Madeira micro lamelada colada.(Winter, 2008)

2.4.5 Placas de aglomerados de macro partículas orientadas de madeira

Na Figura 2.14 é apresentada uma placa de aglomerados de macro partículas orientadas de madeira, ou *OSB* uma abreviatura das palavras inglesas *Oriented Strand Board*, que são constituídos por lascas de madeira e são reguladas pela norma EN 300.



Figura 2.14 - Placa de aglomerado de macro partículas orientadas de madeira.(Winter, 2008)

2.4.6 Placas de aglomerados de fibras

Na Figura 2.15 é apresentada uma placa de aglomerados de fibras de madeira, ou *Fibreboard* em inglês, obtêm-se a partir de fibras lenho-celulósicas. Destas fibras, destacam-se as placas *MDF*, aglomerados de fibras de média densidade, obtidos por um processo de fabrico seco a partir de fibras de média densidade. A norma EN 622 tem como objetivo normalizar estas placas.



Figura 2.15 - Placa de aglomerado de fibras.(Winter, 2008)

Página em branco

3 Dimensionamento de um pavilhão industrial

Este capítulo tem como objetivo a aplicação dos conceitos presentes no Eurocódigo para concepção de um pavilhão industrial. Existem inúmeras soluções construtivas, tais como:

- Pilar e asna, uma solução tradicional em que a estrutura resistente principal é constituída por pilares e a sustentação da cobertura é feita pela asna.
- Pilar e viga armada, uma solução para vãos elevados em que a estrutura resistente principal é constituída por pilares e a sustentação da cobertura é feita pela viga armada.
- Pórticos, uma solução em que os pilares e a cobertura são constituídos por perfis normalizados.

Na solução por pórticos, os perfis são sujeitos a esforços maioritariamente de flexão, sendo excelentes para soluções construtivas em aço por apresentarem tensões de cedência superiores à tensão de rotura da madeira, como é exemplo um aço S275 que apresenta uma tensão de cedência cerca de onze vezes superior à tensão de rotura da madeira GL24h. Visto que a localização geográfica do pavilhão é situada numa zona costeira, são sujeitas a elevadas pressões devido à ação do vento, no que resultaria em perfis de madeira com secções transversais enormes. Deste modo, não seria apropriado tendo em conta as outras soluções construtivas.

As soluções construtivas de viga armada e asna são semelhantes entre si, são um conjunto de treliças formadas por barras ligadas pelas extremidades, formando um conjunto rígido. Os pontos de união das barras, denominados por nós da treliça, são considerados como rótulas, embora a ligação tenha alguma rigidez. Diferenciado apenas pela inclinação da cobertura. Nos casos de viga armada, apresentam valores baixos de inclinação, deste modo, são mais suscetíveis a problemas de estanquicidade, sendo este fator importante devido à sua localização. Assim, optou-se pela solução construtiva pilar e asna para o dimensionamento do pavilhão.

No dimensionamento foram estabelecidos alguns parâmetros pré-definidos, a saber:

- Distância entre vãos de 26 m;
- Comprimento da nave de 42 m;
- Altura do pilar de 8 m;
- Localização, distrito do Porto, cidade de Matosinhos, rua Dr. Afonso Cordeiro.

Segundo os autores *Harris R. et al.* propõem relações entre os comprimentos dos vãos e as inclinações das coberturas para diferentes soluções construtivas. Na Figura 3.1 estão apresentados os valores recomendados.(Harris et al., 2007)

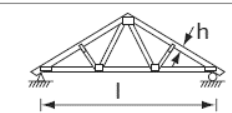
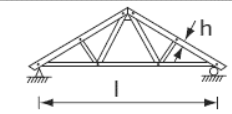
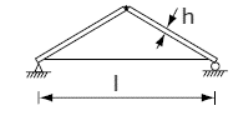
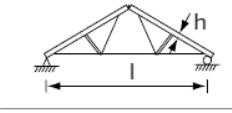
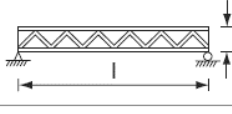
	Trussed rafter Solid timber and punched metal plate fasteners	15–40°	3 – 15
	Bolted or connected timber truss with purlins and intermediate common rafters and ceiling ties	15–45°	5 - 20
	Pitched tied frame Solid timber, glulam, LVL, steel tension members	$\geq 14^\circ$	15 – 50
	Truss Solid timber glulam, LVL, steel tension members	$\geq 14^\circ$	20 – 80
	Trussed girder, Warren type etc. Solid timber, glulam, LVL	$< 3^\circ$	30 – 80

Figura 3.1 - Relações entre os comprimentos dos vãos e as inclinações das coberturas para diferentes soluções construtivas.(Harris et al., 2007)

Para uma solução de asna com vão de 26 m, recomenda-se é de um ângulo de inclinação superior a 14°, de modo a minimizar as ações na cobertura. Concluiu-se que as ações estabelecidas na norma EN 1991-1-4 aumentavam em função do ângulo de inclinação. Assim, optou-se por uma inclinação de 15°.

Para uma solução estrutural de asna, existem inúmeras configurações das barras. Na Figura 3.2 estão representadas várias configurações das barras, cada uma com os respectivos nomes associados. Para vãos longos são recomendadas as asnas do tipo Pratt.

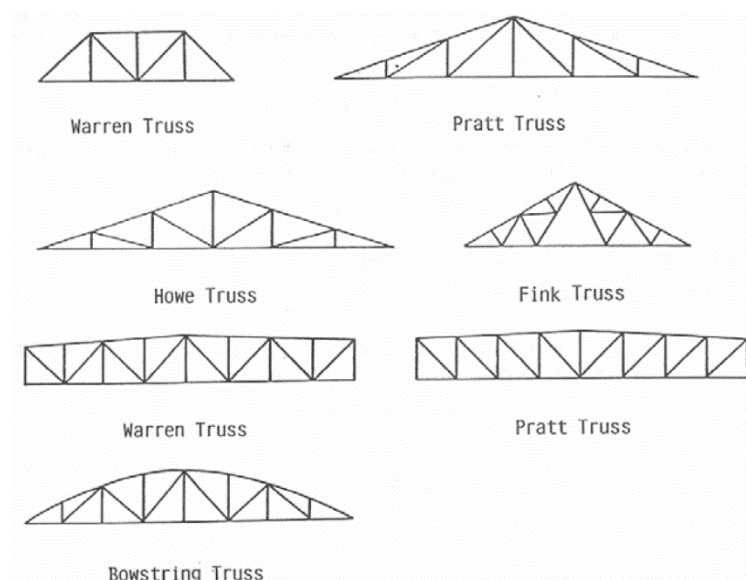


Figura 3.2 - Exemplos de diferentes configurações das treliças.(Augustin, 2008)

Uma vez definida a solução estrutural pretendida, o dimensionamento dos elementos de madeira seguem de acordo com as normas do Eurocódigo 5 (EC5), uma das normas europeias de responsabilidade do Comité Europeu de Normalização que visa a uniformização dos critérios dos cálculos de dimensionamento de estruturas. A norma é composta pelas seguintes partes:

- EN 1995-1-1: Regras gerais – Regras comuns e regras para edifícios;
- EN 1995-1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo;
- EN 1995-1-3: Pontes.

O presente trabalho terá um maior foco na primeira norma. Nesta norma é definido um conjunto de princípios a considerar para certificar a segurança das estruturas de madeira, quer em estados limites últimos, quer em estados limites de utilização. Os modelos de cálculo para os diferentes estados limites têm em consideração, conforme cada caso, as suas propriedades mecânicas, como a resistência e a rigidez, o seu comportamento ao longo do tempo, como a duração da carga e a fluência, as condições ambientais de serviço, como a temperatura e a humidade, e ainda situações de projeto, como as diferentes etapas de construção e as mudanças das condições de apoio.

A verificação em relação aos estados limites últimos está associada à capacidade resistente máxima da estrutura de modo a garantir a segurança das pessoas e da estrutura. Para isso é necessário verificar os estados que precedem ao colapso estrutural. Esses estados são: o estado limite de equilíbrio; a rotura por deformação excessiva; a encurvadura; e a fadiga.

Os estados limites de utilização correspondem à capacidade máxima de serviço da estrutura de modo a garantir o correto funcionamento da estrutura em condições normais de utilização, o conforto das pessoas e as deformações limites da estrutura.

Assim, para poder efetuar o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, deve-se estudar as ações a que o pavilhão é sujeito recorrendo à norma EN 1990, as bases para projeto de estruturas, para definir as combinações de ações.

3.1 Definição das ações variáveis

É essencial conhecer as ações para o dimensionamento da estrutura, essas ações dependem crucialmente da sua localização geográfica. No Eurocódigo distinguem-se as ações em três categorias, a saber:

- As ações permanentes (G), que são as cargas fixas na estrutura, tais que a sua intensidade e direção são determinadas sem ambiguidade e constantes ao longo do tempo. Como por exemplo, o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos e dos pavimentos rodoviários;
- As ações variáveis (Q), que são as cargas dinâmicas frequentes que vão atuar na estrutura, tais que a sua intensidade e direção não são constantes, nem previsíveis ao longo do tempo. Como por exemplo, as sobrecargas nos pavimentos, a ação do vento e a ação da neve;
- As ações de acidente (A), que são as cargas de curta duração, mas de elevada intensidade com pouca probabilidade de ocorrência numa dada estrutura durante o tempo útil de vida de projeto. Como por exemplo, explosões ou choques provocados por veículos.

Deste modo, começa-se por quantificar as ações variáveis da neve, do vento e da sobrecarga segundo as normas EN 1991-1-3, EN 1991-1-4 e EN 1991-1-1, respetivamente.

3.1.1 Ação da neve

A ação da neve pode ser representada como uma carga distribuída significativa na cobertura, sendo que em alguns países nórdicos a ação da neve é uma ação predominante. Como Portugal é um país do sul da Europa, a influência da neve é menos significativa. Assim sendo, recorre-se ao Eurocódigo 1991-1-3 para quantificar a ação da neve.

Assumindo o pior caso de projeto, a situação de projeto persistente/transitória, o cálculo da carga da neve na cobertura, s , é expresso na Equação (3.1).

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (3.1)$$

Onde:

μ_i é o coeficiente de forma para a carga da neve

C_e é o coeficiente de exposição

C_t é o coeficiente térmico

s_k é o valor característico da carga da neve ao nível do solo expresso na Equação (3.2).

$$s_k = C_z \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (3.2)$$

Onde:

C_z é o coeficiente dependente da zona

H é a altura do local, em metros.

Na Tabela 3.1 estão apresentados os valores dos parâmetros necessários para o cálculo da carga da neve na cobertura.

Tabela 3.1 - Os valores dos parâmetros de cálculo da carga de neve na cobertura.

μ_i	C_e	C_t	Zona	C_z	$H [m]$	$s_k [kNm^{-2}]$	$s [kNm^{-2}]$
0,8	1	1	Porto	0,2	20	0,2	0,16

Visto que a carga da neve apresenta um valor inferior ao valor da sobrecarga de $0,4 kNm^{-2}$, tratado mais adiante, este valor será incluído nos casos de sobrecarga.

3.1.2 Ação do vento

A ação do vento é representada como um conjunto de pressões simplificadas cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos dos ventos turbulentos na estrutura. A quantificação da ação do vento é fundamental pois o pavilhão apresenta uma grande área de superfície exposta ao vento. Sendo que a ação do vento é influenciada em função da rugosidade do terreno, da localização e da configuração da envolvente da estrutura. Deste modo, o terreno do projeto localiza-se numa zona industrial em Matosinhos com coberturas regulares de pavilhões industriais e existindo algumas zonas livres entre edifícios contribuindo para um agravamento das ações do vento. Na norma EN 1991-1-4 são definidos os procedimentos de cálculo para a determinação da ação do vento, tendo presente os anexos nacionais de cada país.

Valor de referência de velocidade do vento

Na norma, a base de cálculo inicia-se com a determinação do valor de referência da velocidade do vento, v_b , representado através da Equação (3.3).

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (3.3)$$

Onde:

c_{dir} é o coeficiente da direção

c_{season} é o coeficiente de sazonal

$v_{b,0}$ é valor básica da velocidade de referência do vento.

O valor apresentado de $v_{b,0}$ é um valor característico da velocidade média do vento referida a períodos de 10 min, independentemente da direção do vento e da época do ano, a uma altura de 10 m acima do nível do solo em terreno do tipo campo aberto. No anexo nacional é apresentado uma tabela, ver Tabela 3.2, com os valores básicos da velocidade em função da zona, zona A para a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B, e a Zona B para os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.

Tabela 3.2 - Valores básicos da velocidade de referência do vento

Zona	$v_{b,0} [ms^{-1}]$
A	27
B	30

Na Tabela 3.3 estão apresentados os valores dos parâmetros necessários para o cálculo do valor de referência da velocidade do vento.

Tabela 3.3 - Valores dos parâmetros de cálculo do valor de referência de velocidade do vento.

c_{dir}	c_{season}	Zona	$v_{b,0} [ms^{-1}]$	$v_b [ms^{-1}]$
1	1	B	30	30

Valor da velocidade média do vento

O cálculo da velocidade média do vento, $v_m(z)$, é dado pela Equação (3.4).

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (3.4)$$

Onde:

z é a altura do pavilhão

$c_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade do terreno expresso na Equação (3.5)

$c_o(z)$ é o coeficiente de orografia.

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right); \text{ para } z_{\min} < z < z_{\max} \quad (3.5)$$

Onde:

z_0 é o comprimento de rugosidade

k_r é o coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através da Equação (3.6).

$$k_r = 0.19 \times \ln\left(\frac{z}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.6)$$

Onde:

$z_{0,II}$ é igual a 0,05 referente à categoria de terreno II.

Os parâmetros z_0 e $z_{\min}$ são definidos em função das categorias do terreno, apresentados na Figura 3.3. Tendo em perspectiva o meio envolvente do terreno, foi estabelecida a categoria de terreno III para o projeto.

Categoria de terreno		z_0 [m]	$z_{\min}$ [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

Figura 3.3 - Categorias e parâmetros de terreno.(CEN EN 1991-1-4, 2010)

Na Tabela 3.4 estão apresentados os valores dos parâmetros necessários para o cálculo do valor da velocidade média do vento.

Tabela 3.4 - Valores dos parâmetros de cálculo do valor da velocidade média do vento.

z [m]	k_r	$c_r(z)$	$c_o(z)$	v_b [ms^{-1}]	$v_m(z)$ [ms^{-1}]
11,48	0,215	0,785	1	30	23,55

Valor da turbulência do vento

O valor da turbulência do vento, $I_v(z)$, é a intensidade de turbulência à altura z , dado pela Equação (3.7).

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)}; \text{ para } z_{min} < z < z_{max} \quad (3.7)$$

Onde:

k_1 é o coeficiente de turbulência.

Resultando num $I_v(z)$ de 0,274.

Valor da pressão dinâmica de pico

O valor da pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$, é expresso pela Equação (3.8).

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (3.8)$$

Onde:

ρ é a densidade do ar, valor recomendado é de $1,25 \text{ kgm}^{-3}$.

Resultando num valor da pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$, de 1012 Nm^{-2} .

Pressão exercida pelo vento

A ação do vento provoca pressões externas e internas em simultâneo na estrutura. A pressão resultante exercida será a diferença entre as pressões atuantes sobre as duas faces, externa e interna, tendo em conta as pressões de sucção e de pressão. As pressões de sucção são pressões negativas atuando com o sentido de afastamento da superfície e as pressões de pressão são pressões positivas que vão contra a superfície. Na Figura 3.4 são apresentados alguns exemplos de pressões possíveis.

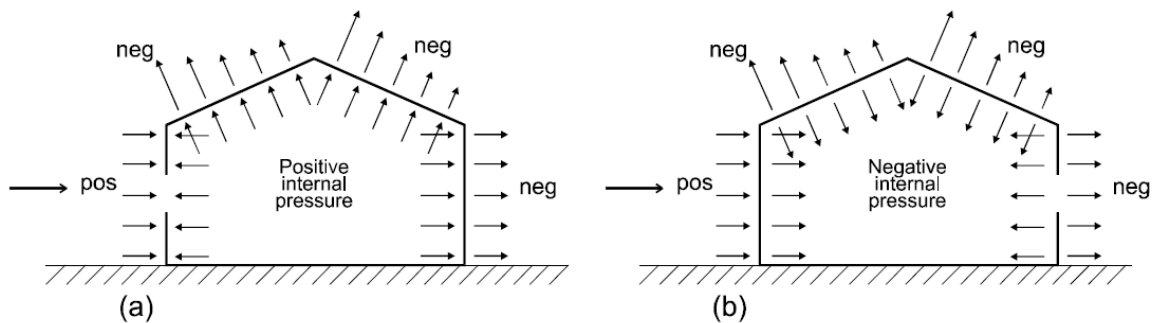


Figura 3.4 - Pressões exercidas nas superfícies.(CEN EN 1991-1-4, 2010)

Pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, w_e , é dada pela Equação (3.9).

$$w_e = q_p(z) \times c_{pe} \quad (3.9)$$

Em que o c_{pe} é o coeficiente de pressão para pressão exterior. Este coeficiente é em função da direção incidente do vento sobre a estrutura e da intensidade nela provocada podendo originar-se várias combinações possíveis. Assim sendo, define-se o coeficiente de pressão exterior como coeficientes globais, $c_{pe,10}$, para a determinação dos coeficientes.

É de salientar que os valores de $c_{pe,10}$ fornecidos pela norma EN 1991-1-4 para as direções ortogonais do vento 0° e 90° correspondem aos valores mais desfavoráveis obtidos entre uma gama de direções do vento $\theta = \pm 45^\circ$ para cada direção ortogonal considerada, logo, é justificada a análise das pressões exercidas pelo vento apenas nas direções referidas. As direções 0° e 90° referem-se ao vento transversal, o vento que incide na fachada lateral, e ao vento longitudinal, o vento que incide na fachada de empena, respetivamente.

Na norma é apresentada um conjunto de possíveis perfis de distribuição das pressões exercidas pelo vento ao longo da parede em função da altura h do pavilhão e da distância b de vão. No pavilhão em estudo, apresenta uma altura de $11,48\text{ m}$ e vão de 26 m , satisfazendo a condição h menor que b , ilustrado na Figura 3.5. Assim, considera-se o perfil de distribuição das pressões exercidas pelo vento como constantes.

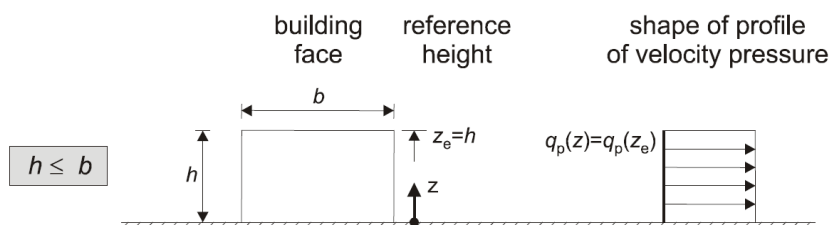


Figura 3.5 - Perfil de pressão dinâmica.(CEN EN 1991-1-4, 2010)

A ação do vento é aplicada em toda envolvente do pavilhão desde fachadas à cobertura. No Eurocódigo são distinguidas as fachadas das coberturas pois são atribuídos diferentes valores para o coeficiente de pressão externa.

A determinação dos coeficientes de pressão externa nas fachadas é em função da direção de incidência do vento e do parâmetro e . Sendo o parâmetro e correspondente ao menor valor entre as variáveis b e $2h$, ilustrado na Figura 3.6, e tem como objetivo de definir a divisão das zonas nas fachadas para as quais apresentam coeficientes de pressão externa diferentes.

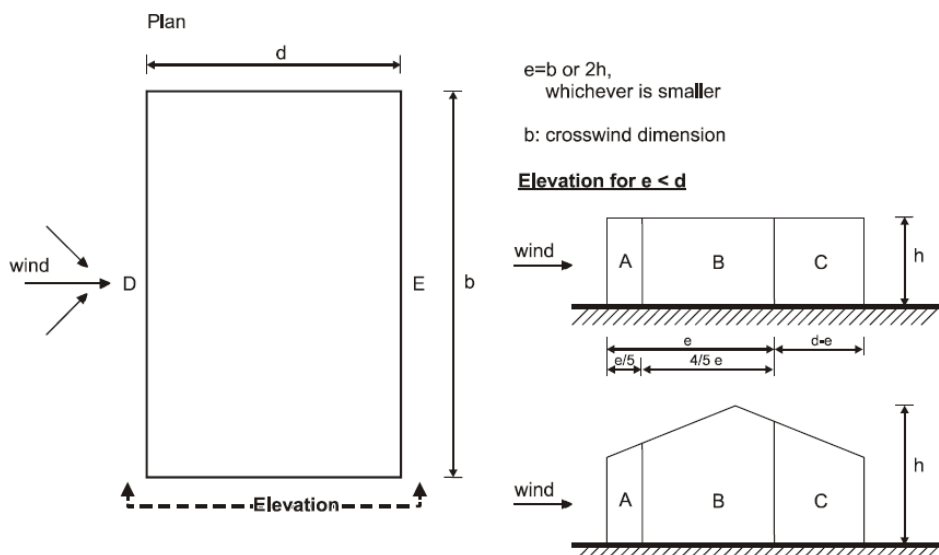


Figura 3.6 - Divisão de zonas nas paredes laterais.(CEN EN 1991-1-4, 2010)

Analisando em primeiro lugar o caso de o vento incidente ser o vento transversal, 0° , as variáveis estão presentes Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Valores dos comprimentos das zonas nas paredes laterais para o vento transversal.

d [m]	b [m]	$2h$ [m]	e [m]
26	42	22,96	22,96

Como o parâmetro e é menor que d , a fachada é dividida em cinco partes correspondendo às zonas A, B, C, D e E , sendo as primeiras três pertencentes à fachada de empena e as últimas duas à fachada lateral. Assim, através da Figura 3.7 são obtidos os valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior que são função da razão entre h e d . Neste caso a razão é de 0,442.

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Figura 3.7 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior.(CEN EN 1991-1-4, 2010)

Os valores dos coeficientes foram obtidos por uma interpolação linear entre 1 e 0,25 para as respectivas zonas, e os seus valores apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Valores dos coeficientes de pressão para o vento transversal.

Zona	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	+0,73	-0,35

Do mesmo modo, para o caso de o vento incidente ser o vento longitudinal, 90° , os valores das variáveis estão presentes na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Valores dos comprimentos das zonas nas paredes laterais para o vento longitudinal.

d [m]	b [m]	$2h$ [m]	e [m]	h/d
42	26	16	16	0,19

Como o parâmetro e continua a ser menor que d , o número das divisões das zonas continuam a ser as mesmas sendo agora A, B, C para a fachada lateral e D, E para a fachada de empena. Como a relação entre h e d é menor que 0,25, foram estabelecidos os valores dos coeficientes para o rácio entre h e d de 0,25 para as respectivas zonas, que estão representados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Valores dos coeficientes de pressão para o vento longitudinal.

Zona	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	+0,70	-0,30

A cobertura do pavilhão é constituída por duas vertentes. O processo de cálculo dos coeficientes de pressão externa na cobertura é semelhante ao da fachada em que o parâmetro e , com o mesmo valor do caso do vento transversal na fachada de 22,96 m, define a divisão das zonas F, G, H, I, J . Para o primeiro caso do vento transversal na cobertura, as divisões das zonas estão representadas na Figura 3.8.

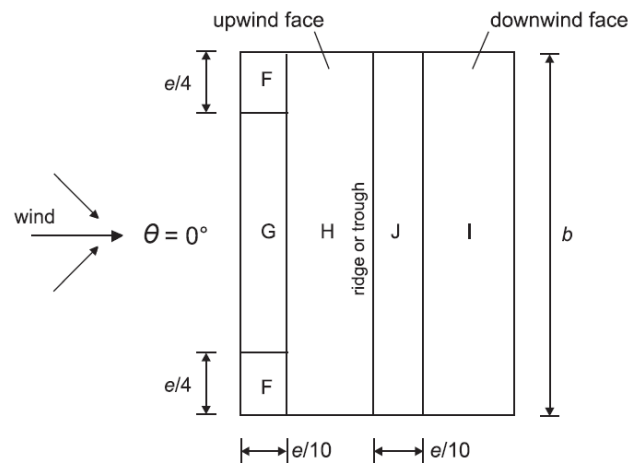


Figura 3.8 - Divisão de zonas na cobertura para o vento transversal.(CEN EN 1991-1-4, 2010)

Os valores dos coeficientes são obtidos através da tabela da Figura 3.9 para cobertura de duas vertentes com o ângulo de inclinação de 15°.

Ângulo de inclinação α	Zona: Direcção do vento $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2			+0,2	
							-0,6		-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
							+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
							+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
							+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Figura 3.9 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas com vento transversal.(CEN EN 1991-1-4, 2010)

Como a pressão é instável na vertente virada a barlavento, variando rapidamente entre valores positivos e negativos, a norma fornece ambos os valores dos coeficientes para as combinações. Os valores dos coeficientes encontram-se na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 - Valores dos coeficientes de pressão para o vento transversal na cobertura.

Zona	$c_{pe,10}$ de sucção	$c_{pe,10}$ de pressão
F	-0,9	+0,2
G	-0,8	+0,2
H	-0,3	+0,2
I	-0,4	-0,0
J	-1,0	-0,0

No caso do vento longitudinal, o valor do parâmetro e é o mesmo valor do caso do vento longitudinal na fachada e a divisão das zonas é apresentada na Figura 3.10.

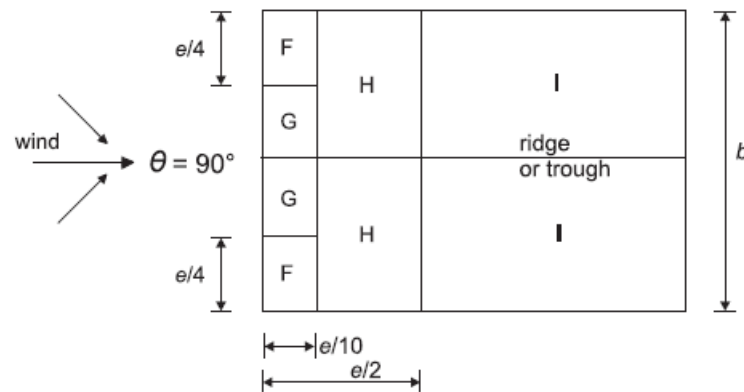


Figura 3.10 - Divisão de zonas na cobertura para o vento longitudinal.(CEN EN 1991-1-4, 2010)

Através da tabela da Figura 3.11 são apresentados os valores dos coeficientes de pressão exterior em função do ângulo de inclinação.

Ângulo de inclinação α	Zona: Direcção do vento $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Figura 3.11 - Coeficientes de pressão exterior para cobertura no caso do vento longitudinal.

Os valores obtidos dos coeficientes de pressão exterior para um ângulo de inclinação de 15° encontram-se na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 - Valores dos coeficientes de pressão para o vento longitudinal na cobertura.

Zona	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,30	-1,30	-0,60	-0,50

Pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores

No projeto definiu-se que o portão será localizado a meio da fachada de empena. Além disso, considerou-se a situação do portão fechado como uma situação corrente. Deixando assim a situação do portão aberto como uma situação de acidente.

No caso do portão fechado, não existe uma face predominante, ou seja, a área das aberturas na face do portão não é pelos menos o dobro da área total das aberturas. A norma define valores mais gravosos para os coeficientes de pressão interna caso não seja possível o cálculo das áreas das aberturas, apresentados na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 - Coeficientes de pressão interna.

Caso	c_{pi} de pressão	c_{pi} de sucção
c_{pi} do portão fechado	+0,2	-0,3

No caso do portão aberto, foi considerado que a face predominante seria igual a, pelo menos, três vezes a área das aberturas nas faces restantes. O cálculo do coeficiente de pressão interna é dado pela Equação (3.10).

$$c_{pi} = 0,90 \times c_{pe} \quad (3.10)$$

Em que o c_{pe} corresponde ao coeficiente de pressão externa na zona de abertura do portão para cada caso. Os valores de c_{pi} estão representados na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 - Coeficientes de pressão interna na situação de acidente.

Caso	Vento Transversal (B)	Vento Longitudinal Frontal (D)	Vento Longitudinal Traseira (E)
c_{pi} do portão aberto	-0,72	+0,63	-0,27

Pressão resultante

Sendo a pressão resultante a diferença entre a pressão externa e interna, através do programa *Microsoft Excel* foram calculadas as pressões resultantes possíveis, apresentadas na Tabela 3.13 e Tabela 3.14 para ambos os casos, portão fechado e portão aberto, respetivamente.

Tabela 3.13 - Os coeficientes de pressão resultante para as diversas combinações possíveis na situação corrente.

Zona	VL-S [kNm^{-2}]	VL-P [kNm^{-2}]	VT-S [kNm^{-2}]	VT-P [kNm^{-2}]	VTP-S [kNm^{-2}]	VTP-P [kNm^{-2}]
A	-0,91	-1,42	-0,91	-0,91	-1,42	-1,42
B	-0,51	-1,01	-0,51	-0,51	-1,01	-1,01
C	-0,20	-0,71	-0,20	-0,20	-0,71	-0,71
D	1,01	0,51	1,04	1,04	0,51	0,51
E	0,00	-0,51	-0,05	-0,05	-0,51	-0,51
F	-1,01	-1,52	-0,61	-1,11	0,51	0,00
G	-1,01	-1,52	-0,51	-1,01	0,51	0,00
H	-0,30	-0,81	0,00	-0,51	0,51	0,00
I	-0,20	-0,71	-0,10	-0,61	0,30	-0,20
J	---	---	-0,71	-1,21	0,30	-0,20

Onde:

VL-S representa as pressões resultantes entre o vento longitudinal e a pressão interna de sucção

VL-P representa as pressões resultantes entre o vento longitudinal e a pressão interna de pressão

VT-S representa as pressões resultantes entre o vento transversal de sucção e a pressão interna de sucção

VT-P representa as pressões resultantes entre o vento transversal de sucção e a pressão interna de pressão

VTP-S representa as pressões resultantes entre o vento transversal de pressão e a pressão interna de sucção

VTP-P representa as pressões resultantes entre o vento transversal de pressão e a pressão interna de pressão.

Tabela 3.14 - Os coeficientes de pressão resultante para as diversas combinações possíveis na situação de acidente.

Zona	VL-F [kNm^{-2}]	VL-O [kNm^{-2}]	VT-S-T [kNm^{-2}]	VTP-T [kNm^{-2}]
A	-1,85	-0,94	-0,49	-0,49
B	-1,45	-0,54	-0,08	-0,08
C	-1,14	-0,23	0,22	0,22
D	0,07	0,98	1,46	1,46
E	-0,94	-0,03	0,37	0,37
F	-1,95	-1,04	-0,18	0,93
G	-1,95	-1,04	-0,08	0,93
H	-1,25	-0,33	0,43	0,93
I	-1,14	-0,23	0,32	0,73
J	---	---	-0,28	0,73

Onde:

VL-F representa as pressões resultantes entre o vento longitudinal e a pressão interna quando a face do portão é a face do barlavento

VL-O representa as pressões resultantes entre o vento longitudinal e a pressão interna quando a face do portão é oposta à face do barlavento

VT-S-T representa as pressões resultantes entre o vento transversal de sucção e a pressão interna quando a face do portão é paralela à direção do vento

VTP-T representa as pressões resultantes entre o vento transversal de pressão e a pressão interna quando a face do portão é paralela à direção do vento.

Para as combinações de ações apenas serão utilizados os coeficientes de pressão que têm influência no pórtico. Na Figura 3.12 são representados os coeficientes de pressão atuantes no pórtico para o vento transversal e longitudinal, respetivamente.

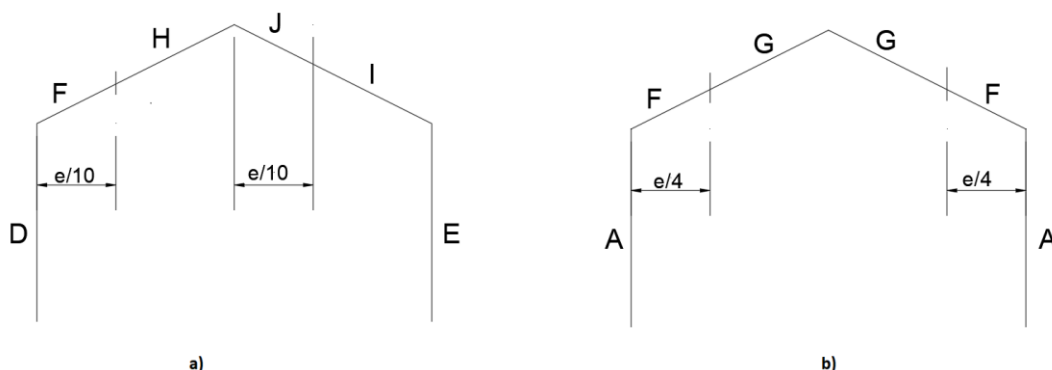


Figura 3.12 - Coeficientes de pressão atuantes no pórtico, a) para o vento transversal e b) para o vento longitudinal.

3.1.3 Ação de sobrecarga

A norma EN 1991-1-1 prevê que seja contabilizada a ação da sobrecarga na cobertura para prevenir eventuais casos de acidente como a ação da neve (em situações de valores baixos, inferiores ao da sobrecarga), manutenção e entre outros. A sua classificação é consoante a acessibilidade da cobertura representada através da tabela da Figura 3.13.

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

Figura 3.13 - Categorias de cobertura.(CEN EN 1991-1-1, 2009)

A categoria mais adequada para o projeto é a de categoria H pois são coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes. Assim, para esta categoria a quantificação dos valores de sobrecarga é dada no anexo nacional da norma apresentada na tabela da Figura 3.14.

Cobertura	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria H	0,4	1,0
<i>NOTA: A sobrecarga uniformemente distribuída q_k pode actuar em toda ou em parte da área da cobertura.</i>		

Figura 3.14 - Sobrecarga em coberturas do tipo H.(CEN EN 1991-1-1, 2009)

Sendo q_k uma carga distribuída equivalente e Q_k uma carga concentrada aplicada a meio do perfil.

3.2 Combinações de ações

Os critérios de combinações de ações utilizados são apresentados na norma EN 1990, em que se distinguem duas situações, situação de projeto persistente ou transitória e situação de projeto accidental.

Para a situação de projeto persistente, a norma define a verificação do estado limite de equilíbrio estático da estrutura através da Equação (3.11), em que o valor de cálculo do efeito das ações não estabilizantes, E_d , pode ser obtida através uma combinação de ações. As ações não estabilizantes para este projeto são a ação do vento com o portão fechado, da sobrecarga e do peso próprio.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.11)$$

Onde:

$\gamma_{G,j}$ é o coeficiente parcial relativo à ação permanente j

$G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente j

$\gamma_{Q,1}$ é o coeficiente parcial relativo à ação variável de base

$Q_{k,1}$ é o valor característico da ação variável de base

$\gamma_{Q,i}$ é o coeficiente parcial relativo à ação variável i

$\psi_{0,i}$ é o coeficiente para a determinação do valor da combinação da ação variável i

$Q_{k,i}$ é o valor característico da ação variável i.

Os coeficientes de segurança são determinados recorrendo à Tabela 3.15, assumindo valores do estado limite de utilização por apresentar os coeficientes mais gravosos. A utilização dos valores dos coeficientes de segurança é função da direção da ação variável base, ou seja, a ação variável base será sempre considerada como ação desfavorável e todas as ações acompanhantes serão considerados desfavoráveis no caso de ter o mesmo sentido que a ação base e favorável no caso de ter o sentido oposto.

Tabela 3.15 - Valores dos coeficientes de segurança no estado limite de utilização.

Coeficiente de segurança	Favorável	Desfavorável
$\gamma_{G,j}$	1,00	1,35
$\gamma_{Q,1}$	---	1,50
$\gamma_{Q,i}$	0,00	1,50

Os valores de ψ_0 são retidos através da Tabela 3.16.

Tabela 3.16 - Valores dos coeficientes ψ_0 .

	Sobrecarga	Vento
ψ_0	0	0.6

Para a situação acidental, a verificação das combinações de ações é dada pela Equação (3.12).

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.12)$$

Onde:

A_d é o valor de cálculo de uma ação de acidente.

Os valores de $\psi_{i,j}$ são retirados através da Tabela 3.17.

Tabela 3.17 - Os valores de $\psi_{i,j}$.

	Sobrecarga	Vento
$\psi_{0,1}$	0,0	0,6
$\psi_{1,1}$	0,0	0,2
$\psi_{2,1}$	0,0	0,0

Uma vez definidos os parâmetros das combinações de ações, procede-se ao pré-dimensionamento dos elementos constituintes do pavilhão. Para avaliar os esforços atuantes provocados pelas combinações de ações na estrutura, recorre-se ao programa *Multiframe4D* para a análise estrutural do pavilhão.

3.3 Dimensionamento dos painéis de cobertura

No dimensionamento dos painéis de cobertura, foi definido uma distância de 3,36 m entre madres. O processo iterativo inicia-se com as combinações de ações sem o peso próprio do painel e posteriormente adicionado nas combinações. As cargas equivalentes críticas das combinações de ações estão apresentadas na Tabela 3.18 e Tabela 3.19, para o caso de portão aberto e o caso do portão fechado, respetivamente.

Tabela 3.18 - Combinações críticas de ações para a situação de acidente na cobertura.

Caso de portão aberto, situação de acidente					
Comb.	$G_{k,j}$	Valor [kNm^{-2}]	A_d	Valor [kNm^{-2}]	Total [kNm^{-2}]
1	P	0,21	VMS	-1,95	-1,74
2	P	0,21	VMP	0,93	1,14

Onde:

P é referente ao peso próprio do elemento

VMS corresponde ao vento máximo de sucção

VMP corresponde ao vento máximo de pressão.

Tabela 3.19 - Combinações críticas de ações para a situação corrente na cobertura.

Caso de portão fechado, situação corrente											
Comb.	$G_{k,j}$	$\gamma_{G,j}$	Valor [kNm^{-2}]	$Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1}$	Valor [kNm^{-2}]	$Q_{k,i}$	$\gamma_{Q,i}$	$\psi_{0,i}$	Valor [kNm^{-2}]	Total [kNm^{-2}]
1	P	1,0	0,21	VMS	1,5	-1,52	-	-	-	-	-2.07
2	P	1,35	0,21	VMP	1,5	0,51	SC	1,5	0	0,40	1.05
3	P	1,35	0,21	SC	1,5	0,40	VMP	1,5	0,6	0,51	1,34

Onde:

SC corresponde à sobrecarga.

A pior combinação na cobertura corresponde ao caso do vento longitudinal com pressão interna de pressão como a ação de base, sem ação acompanhante para a situação corrente resultando numa carga de $2,07 kNm^{-2}$ à sucção. Neste sentido, deverá escolher-se um painel com uma carga máxima suportada superior ao valor da solicitação. O painel de cobertura selecionado foi um painel de cobertura em lâ de rocha com o nome comercial de ROOFTEC – 4 FIRECLASS 120 mm da PERFITEC, ver Figura 3.15. As suas propriedades estão apresentadas na Figura 3.16.

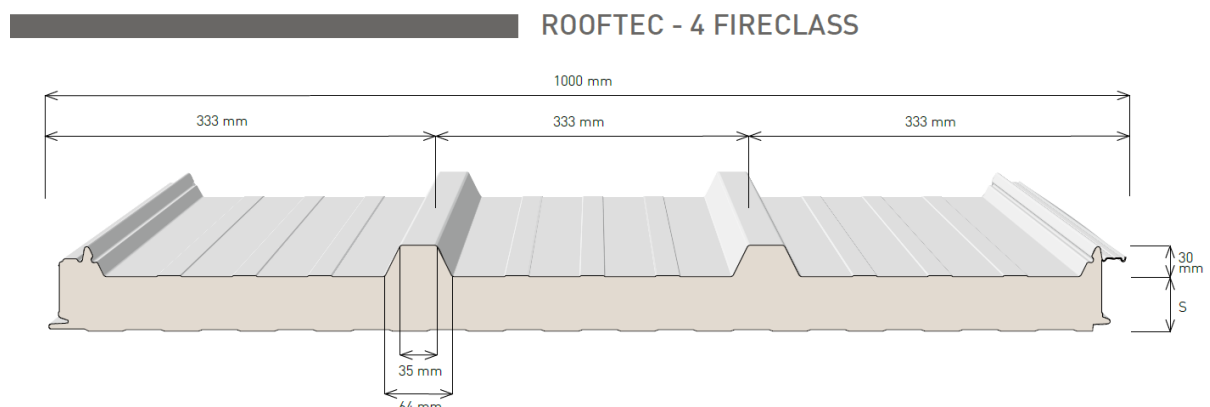


Figura 3.15 - Painéis de ROOFTEC - 4 FIRECLASS.(PERFITEC, 2020)

CONDIÇÕES DE CARGA					CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EM KG/m ² - KN/m ²												
ESP S mm	K		PESO PAINEL Kg/m ²		U.M.												
	Kcal m ² .h.°C	W m ² .K	0,6+0,5	0,5+0,5		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	5,00
50	0,64	0,72	15,37	14,39	Kg/m ² KN/m ²	158 1,55	131 1,29	113 1,11	80 0,78	65 0,64		171 1,68	141 1,38	121 1,19	82 0,80		
80	0,38	0,44	18,37	17,39	Kg/m ² KN/m ²	238 2,33	194 1,90	165 1,62	115 1,13	90 0,88		258 2,53	210 2,06	178 1,75	155 1,52	95 0,93	
100	0,32	0,36	20,37	19,39	Kg/m ² KN/m ²	291 2,85	236 2,32	199 1,95	173 1,70	153 1,50		316 3,10	256 2,51	216 2,12	187 1,83	166 1,63	
120	0,26	0,30	22,37	21,39	Kg/m ² KN/m ²	344 3,37	278 2,73	234 2,30	203 1,99	179 1,76	146 1,43	374 3,67	302 2,96	254 2,49	220 2,16	194 1,90	158 1,55

Figura 3.16 - Propriedades dos painéis de ROOFTEC - 4 FIRECLASS.(PERFITEC, 2020)

Na Tabela 3.20 é apresentado um resumo dos valores estabelecidos.

Tabela 3.20 - Resumo dos valores estabelecidos para os painéis de cobertura.

ROOFTEC – 4 FIRECLASS 120 mm	
Carga máxima a suportar [kNm^{-2}]	-2,07
Carga máxima suportada [kNm^{-2}]	2,16
Espessura [mm]	120
Peso do painel [Kgm^{-2}]	21,39

3.4 Dimensionamento dos painéis de fachada

No dimensionamento dos painéis de fachada, foi definida uma distância de 2 m entre madres. A ação permanente do peso próprio é excluída pelo facto de estar perpendicular à face de incidência do vento. As cargas equivalentes críticas das combinações de ações estão apresentadas na Tabela 3.21 e Tabela 3.22, para o caso de portão aberto e para o caso do portão fechado, respetivamente.

Tabela 3.21 - Combinações críticas de ações para a situação de acidente na fachada.

Caso de portão aberto, situação de acidente					
Comb.	$G_{k,j}$	Valor [kNm^{-2}]	A_d	Valor [kNm^{-2}]	Total [kNm^{-2}]
1	P	-	VMS	-1,85	-1,85
2	P	-	VMP	1,46	1,46

Tabela 3.22 - Combinações críticas de ações para a situação corrente na fachada.

Caso de portão fechado, situação corrente							
Comb	$G_{k,j}$	$\gamma_{G,j}$	Valor [kNm^{-2}]	$Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,1}$	Valor [kNm^{-2}]	Total [kNm^{-2}]
1	P	-	-	VMS	1,5	-1,42	-2,13
2	P	-	-	VMP	1,5	1,04	1,56

A pior combinação na fachada é a correspondente ao caso do vento longitudinal com pressão interna de pressão como a ação de base sem ação acompanhante para a situação corrente resultando numa carga de $2,13 \text{ kNm}^{-2}$ à sucção. Neste sentido, deverá escolher-se um painel com uma carga máxima suportada superior ao valor da solicitação. O painel de fachada selecionado foi um painel de fachada em poliuretano com o nome comercial de WALLTEC – N (1000) 50 mm da PERFITEC, ver na Figura 3.17. As suas propriedades estão na Figura 3.18.

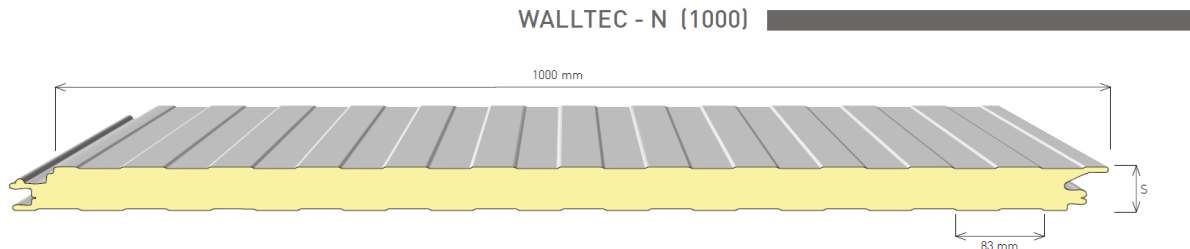


Figura 3.17 - Painéis de WALLTEC - N (1000).(PERFITEC, 2020)

CONDIÇÕES DE CARGA					CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EM KG/m² - KN/m²												
ESP s mm	K		PESO PAINEL Kg/m²		U.M.												
	Kcal m².h.°C	W m².K	0,5+0,4	0,6+0,4		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50
40	0,44	0,51	9,32	10,16	Kg/m² KN/m²	166 1,63	125 1,22	90 0,88	70 0,68	55 0,54	40 0,39	178 1,74	140 1,37	108 1,05	85 0,83	70 0,68	58 0,56
50	0,36	0,41	9,74	10,59	Kg/m² KN/m²	225 2,21	160 1,57	120 1,18	90 0,88	70 0,68	50 0,49	245 2,41	182 1,78	140 1,37	115 1,13	80 0,78	70 0,68
60	0,30	0,35	10,16	11,00	Kg/m² KN/m²	289 2,83	216 2,12	132 1,29	98 0,96	85 0,83	95 0,53	321 3,15	237 2,32	181 1,77	139 1,36	98 0,96	80 0,78
80	0,23	0,26	11,00	11,84	Kg/m² KN/m²	455 4,46	316 3,09	182 1,78	125 1,22	89 0,87	74 0,72	500 4,91	347 3,40	220 2,15	176 1,72	150 1,47	116 1,13
100	0,20	0,23	11,83	12,66	Kg/m² KN/m²	—	—	210 2,06	172 1,68	135 1,32	108 1,06	—	—	—	210 2,06	177 1,73	131 1,28

Figura 3.18 - Propriedades dos painéis de WALLTEC - N (1000).(PERFITEC, 2020)

Na Tabela 3.23 é apresentado um resumo dos valores estabelecidos.

Tabela 3.23 - Resumo dos valores estabelecidos para a fachada.

WALLTEC – N (1000) 50 mm	
Carga máxima a suportar [kNm^{-2}]	-2,13
Carga máxima suportada [kNm^{-2}]	2,41
Espessura [mm]	50
Peso do painel [Kg m^{-2}]	9,74

3.5 Dimensionamento das madres de cobertura

Tendo estabelecido os painéis de cobertura, é necessário dimensionar as madres, sendo estas elementos de suporte aos painéis e um meio de transmissão de esforços resultantes para a estrutura. Na Figura 3.19 está demonstrada uma representação da disposição das madres com uma inclinação de 15° na cobertura com as respetivas ações. Geralmente, as madres em madeira

são constituídas por perfis retangulares e para o dimensionamento assume-se que as cargas são aplicadas no centro de gravidade do perfil com as suas respetivas direções.

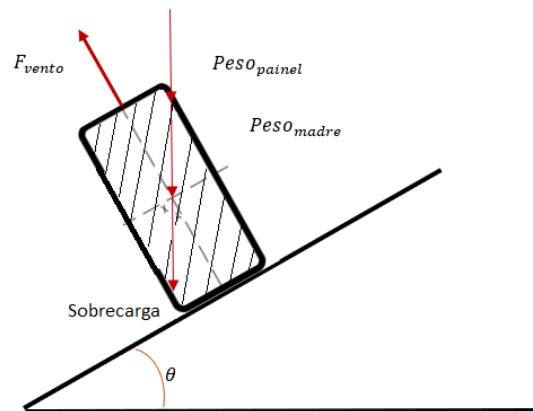


Figura 3.19 - Forças aplicadas nas madres da cobertura.

Para o projeto definiu-se os perfis em GL24h por ser um derivado da madeira de Pinho bravo, uma das madeiras mais comercializadas em Portugal. As propriedades mecânicas da madeira lamelada, bem como a sua classe de serviço, encontram-se representadas na Tabela 3.24.

Tabela 3.24 - Propriedades da madeira lamelada colada GL24h.

Classe de serviço	Classe 1
Classe de resistência da madeira	GL24h
$f_{m,k}$	24 MPa
$f_{t,0,k}$	16,5 MPa
$f_{c,0,k}$	24 MPa
$f_{v,k}$	2,7 MPa
$E_{0,mean}$	11,6 GPa
$E_{0,05}$	9,4 GPa
G_{mean}	0,72 GPa
ρ_k	380 kg.m ⁻³

A classe de serviço 1 é caracterizada por um teor de água nos elementos, correspondente a uma temperatura de 20 °C, sendo que a humidade relativa do ar não deverá exceder 65% mais do que uma semana por ano. No caso das madeiras resinosas, o teor de água média não deverá exceder os 12%.

3.5.1 Verificação do estado limite último

As cargas aplicadas nas madres não são uniformemente distribuídas, existem zonas com maior pressão e zonas onde as ações são mais ligeiras. Assim, de modo a garantir a segurança, considerou-se as madres sujeitas a uma carga uniformemente distribuída originada pela combinação das ações mais críticas na cobertura, de 2,07 kNm⁻² à sucção.

Para os efeitos de cálculo, o sistema é equivalente a uma carga uniformemente distribuída aplicada ao longo de uma viga contínua e dividida em tramos cujos apoios estão a uma distância

entre asnas de 4,67 m. Como a solicitação de $2,07 \text{ kNm}^{-2}$ à sucção está apresentada por unidades de área, é multiplicada pela sua largura útil de 3,36 m, distância entre madres, resultando numa carga distribuída por unidade de comprimento de $6,96 \text{ kNm}^{-1}$.

No dimensionamento, os esforços instalados nas madres são maioritariamente de flexão e de corte, sendo os outros esforços desprezáveis. Assim, a norma EN 1995-1-1 secção 6.1.6 propõe a verificação simultânea de duas condições de resistência à flexão expressas nas Equações (3.13) e (3.14) e na secção 6.1.7 é apresentada a verificação da condição de resistência ao corte expressas na Equação (3.19).

Deste modo, inicia-se o pré-dimensionamento pela verificação das condições de resistência à flexão por ser o esforço mais crítico na madre.

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.13)$$

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

Onde:

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ são os valores de cálculo das tensões máximas de flexão devidas aos momentos fletores de cálculo $M_{y,d}$ e $M_{z,d}$

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ são os valores de tensões de cálculo das resistências à flexão

k_m é um fator de consideração devido à redistribuição das tensões de flexão numa secção transversal.

Os valores do fator k_m estão apresentados na Tabela 3.25. Para o projeto será considerado k_m de 0,7.

Tabela 3.25 - Os valores do fator k_m .

Secções transversais	k_m
Secção retangular de madeira maciça, <i>Glulam</i> ou <i>LVL</i>	0,7
Secção circular de madeira maciça, <i>Glulam</i> ou <i>LVL</i>	1,0
Todas as secções para outros derivados de madeira	1,0

Neste caso particular, apesar da cobertura possuir um ângulo de inclinação de 15° , considerou-se o ângulo de inclinação do pior cenário de 0° devido à grandeza diminuta do valor do peso próprio dos painéis em relação à carga crítica. Assim, não existe cargas significativas atuantes no eixo z, fazendo com que as tensões instaladas no mesmo eixo sejam nulas. Deste modo, é obvio a constatação de que a primeira equação prevalece sempre superior a segunda.

O valor de $f_{m,y,d}$ é obtido pelo método dos coeficientes parciais dado pela Equação (3.15).

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \frac{f_{m,y,k}}{\gamma_M} \quad (3.15)$$

Onde:

k_{mod} é o fator de modificação para a duração das cargas e o teor de água presente na madeira.

γ_M é o fator parcial de segurança das propriedades do material.

A duração das ações e do teor de água nelas contidas afetam as propriedades de resistência e de rigidez dos elementos de madeira e seus derivados. Assim, na norma é definida uma tabela com as classes de duração das ações consoante o tipo de ações, apresentadas na Tabela 3.26.

Tabela 3.26 - Classes de duração das ações.

Classe de duração das ações	Ordem da duração acumulada do valor característico da ação	Exemplos de ações
Permanente	Mais de 10 anos	Peso próprio
Longa duração	De 6 meses a 10 anos	Armazenamento
Media duração	De 1 semana a 6 meses	Sobrecarga, neve
Curta duração	Menos de uma semana	Vento, neve
Instantâneo	---	Vento, ações acidentais

No caso da uma ação combinada composta por ações de classes de duração distintas, deverá ser contabilizado a menor classe de duração. Como exemplo, a combinação de ações entre o peso próprio e a ação do vento, em termos de cálculo prevalece a classe de duração do vento por ser de menor duração.

Os valores do fator k_{mod} estão apresentados na tabela da Figura 3.20.

Material	Standard	Service class	Load-duration class				
			Permanent action	Long term action	Medium term action	Short term action	Instantaneous action
Solid timber	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Glued laminated timber	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Figura 3.20 - Valores de k_{mod} . (CEN EN 1995-1-1, 2004)

Os valores do fator γ_M estão apresentados na tabela da Figura 3.21.

Fundamental combinations:	
Solid timber	1,3
Glued laminated timber	1,25
LVL, plywood, OSB,	1,2
Particleboards	1,3
Fibreboards, hard	1,3
Fibreboards, medium	1,3
Fibreboards, MDF	1,3
Fibreboards, soft	1,3
Connections	1,3
Punched metal plate fasteners	1,25
Accidental combinations	1,0

Figura 3.21 - Coeficientes parciais de segurança.(CEN EN 1995-1-1, 2004)

Tendo já estabelecido a madeira lamelada colada como material do perfil e pertencente à classe de serviço 1, o valor de γ_M é de 1,25 e k_{mod} de 0,90 pelo facto de que a ação de base ser a ação do vento, ação de curta duração. Resultando num $f_{m,y,d}$ de 17,28 MPa.

Para determinar $\sigma_{m,y,d}$ é necessário conhecer o valor do momento fletor instalado, para tal, foi utilizado dois processos de cálculo, um através do programa *Multiframe4D* e outra pela equação do momento máximo nos apoios para a situação de uma viga sujeita a uma carga uniformemente distribuída.

O valor do momento fletor máximo instalado no apoio, recorrendo ao programa *Multiframe4D*, foi de 16,18 kNm. Na Figura 3.22 está representado o diagrama de momentos obtido.

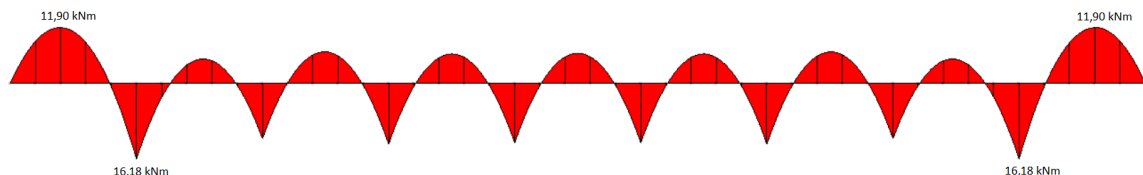


Figura 3.22 - Diagrama de momentos na madre da cobertura.

Utilizando a Equação (3.16) é calculado o momento máximo de uma viga simplesmente apoiada sujeita a uma carga uniformemente distribuída ao longo da viga, resultando num valor de 18,97 kNm.

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q \times L^2}{8} \quad (3.16)$$

Para os valores obtidos através dos dois métodos houve uma variação de 14,71% entre si. Deste modo, optando pelo lado conservativo assume-se o valor de 18,97 kNm. Assim, para iniciar o processo iterativo de seleção do perfil, o valor de $\sigma_{m,y,d}$ adota o mesmo valor que o $f_{m,y,d}$ e através da equação do momento fletor dada na Equação (3.17) resulta num módulo resistente crítico à flexão segundo o eixo y de 1096 cm³. De seguida, dada a secção retangular do perfil e as suas inércias da secção transversal em função da geometria expressas na Equação (3.18) é possível definir a altura e a largura da secção transversal do perfil.

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M \times y}{I} = \frac{M}{w} \quad (3.17)$$

Onde:

M é o momento fletor

y é a distância entre o eixo neutro e ponto de interesse

I é o momento de inércia

w é o módulo resistente à flexão.

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (3.18)$$

Onde:

b e h são correspondentes a largura e altura da secção transversal, respetivamente.

As dimensões do perfil selecionado foi de $22 \times 14 \text{ cm}^2$, resultando num módulo resistente à flexão de 1129 cm^3 . Uma vez selecionado o perfil, é possível determinar o peso próprio do perfil. A carga uniformemente distribuída originada pelo peso próprio foi de $0,115 \text{ kNm}^{-1}$. Devido ao facto da sua grandeza e do seu sentido oposto à direção da ação de base, resulta numa redução ligeira do módulo de resistente à flexão crítica de 1078 cm^3 . Deste modo, é averiguada as condições de dimensionamento com o novo perfil.

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{18,63 \times 10^3}{1129 \times 10^{-6}} = 16,50 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{16,50}{17,28} = 0,95 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

De seguida, com o mesmo perfil é feita a verificação à resistência ao corte através da Equação (3.19).

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (3.19)$$

Onde:

τ_d é o valor de cálculo das tensões máximas de corte instaladas

$f_{v,d}$ é o valor de cálculo da resistência ao corte.

O valor de τ_d máximo para uma secção retangular é expresso através da Equação (3.20).

$$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V}{b \times h} \quad (3.20)$$

Onde:

V é o esforço transversal.

Recorrendo ao programa *Multiframe4D*, resulta de um esforço cortante máximo de 19,89 *kN*. Na Figura 3.23 está representado o diagrama dos esforços cortantes.

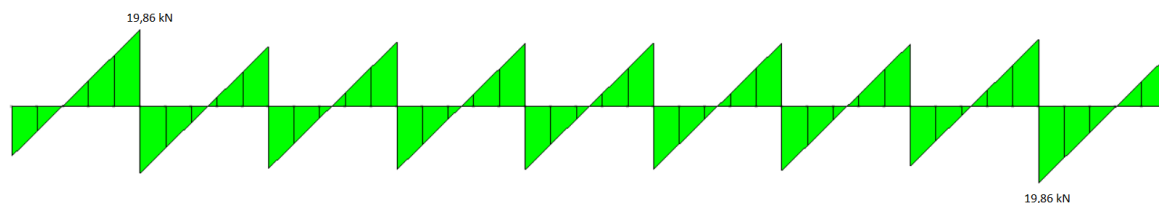


Figura 3.23 - Diagrama de esforços transversais na madeira da cobertura.

Deste modo, o cálculo da tensão de corte dado pela Equação (3.20) resulta numa tensão máxima de corte de 0,97 *MPa*. O valor de $f_{v,d}$ é de 1,94 *MPa* após a aplicação dos coeficientes parciais de segurança. Assim, é averiguada a condição de dimensionamento.

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,97}{1,94} = 0,5 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.5.2 Verificação do estado limite de utilização

Para a verificação ao estado limite de utilização recorre-se às combinações de ações estabelecidas anteriormente. Na norma EC5 na secção 7.2 é fornecida uma tabela com os deslocamentos verticais máximos admissíveis, representadas na Tabela 3.27.

Tabela 3.27 - Valores limite para a deformação total.

Condições de apoio	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Simplesmente apoiada	$\frac{L}{300} \text{ a } \frac{L}{500}$	$\frac{L}{250} \text{ a } \frac{L}{350}$	$\frac{L}{150} \text{ a } \frac{L}{300}$
Consola	$\frac{L}{150} \text{ a } \frac{L}{250}$	$\frac{L}{125} \text{ a } \frac{L}{175}$	$\frac{L}{75} \text{ a } \frac{L}{150}$

Utilizando novamente o programa de *Multiframe4D*, a flecha final, w_{fin} , para a combinação de ações críticas foi de 14,46 *mm*. Na Figura 3.24 está representado o resultando dos deslocamentos obtidos através do mesmo.

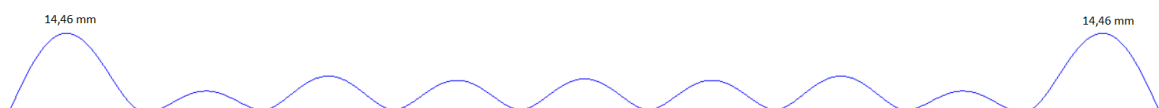


Figura 3.24 - Os deslocamentos obtidos na madeira de cobertura através do *Multiframe4D*.

Por fim, a verificação do estado limite de utilização com o valor obtido.

$$w_{fin} = \text{Máximo até } 15,57 \text{ a } 31,13 \text{ mm} = 14,46 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

3.6 Dimensionamento das madres da fachada

De mesmo modo que se obtêm os perfis para as madres de cobertura, obtêm-se os perfis para as madres da fachada lateral e de empena. Neste caso, ao contrário das madres da cobertura é necessário ter em consideração os carregamentos nos dois eixos do perfil da madre. Na Figura 3.25 está demonstrada uma representação da disposição das madres na fachada com as respetivas ações. O material dos perfis das madres da fachada será o mesmo material das madres de cobertura, a madeira lamelada colada GL24h, assim sendo, o valor de $f_{m,y,d}$ será o mesmo.

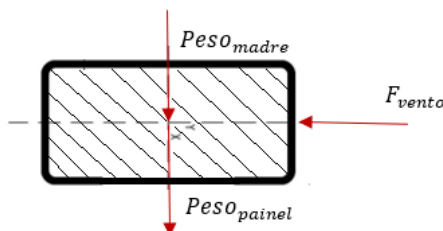


Figura 3.25 - Forças aplicadas nas madres da fachada.

3.6.1 Verificação do estado limite último

De modo a garantir a segurança, considerou-se as madres sujeitas a uma carga uniformemente distribuída no eixo y originada pela combinação das ações mais críticas na fachada de $2,13 \text{ kNm}^{-2}$ à sucção. No eixo x será aplicada a carga distribuída devido ao peso próprio dos painéis e da madre.

Para os efeitos de cálculo, a carga por unidades de área é multiplicada pela distância entre madres de 2 m , largura útil, resultando numa carga distribuída por unidades de comprimento de $4,26 \text{ kNm}^{-1}$ no eixo y . A carga distribuída resultante apenas do efeito do peso dos painéis de fachada foi de $0,19 \text{ kNm}^{-1}$ no eixo z , foi desprezada a contribuição dos pesos próprios dos painéis e de madres no pré-dimensionamento.

Recorrendo ao programa *Multiframe4D*, o valor do momento fletor máximo no apoio foi de $9,82 \text{ kNm}$. Na Figura 3.26 está representado o diagrama de momentos obtido.

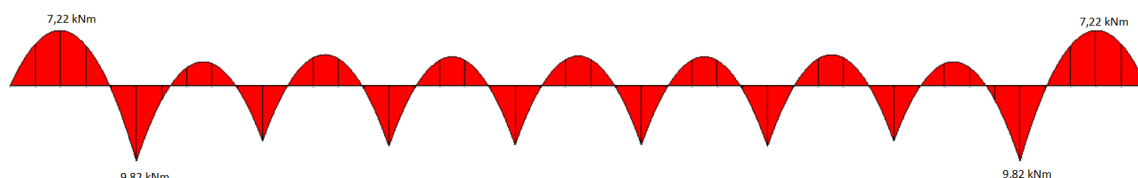


Figura 3.26 - Diagrama de momentos na madre da fachada.

Em alternativa pela Equação (3.16) é calculado o momento máximo no apoio, resultando num valor de $11,61 \text{ kNm}$. Novamente, optando pelo valor conservativo de $11,61 \text{ kNm}$. Deste modo, no processo iterativo o valor de $\sigma_{m,y,d}$ adota o mesmo valor que o $f_{m,y,d}$ e através da equação do momento fletor dada na Equação (3.17) resulta num módulo resistente crítico à flexão segundo o eixo y de 672 cm^3 .

As dimensões do perfil selecionado foi de $20 \times 12 \text{ cm}^2$, resultando num módulo resistente à flexão de 800 cm^3 no eixo y e 480 cm^3 no eixo z . Uma vez selecionado o perfil, é possível

determinar o peso próprio do perfil. A carga uniformemente distribuída originada pelo peso próprio foi de $0,09 \text{ kNm}^{-1}$. Assim, a carga distribuída resultante dos painéis e da madre é de $0,28 \text{ kNm}^{-1}$ no eixo z, resultando num momento fletor de $0,76 \text{ kNm}$. Então, é recalculado o valor de $\sigma_{m,d}$ e averiguadas as condições de resistência à flexão.

$$\sigma_{m,d} = \frac{11,61 \times 10^3}{800 \times 10^{-6}} + \frac{0,76 \times 10^3}{480 \times 10^{-6}} = 16,10 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = \frac{16,10}{17,28} = 0,93 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

De seguida, com o mesmo perfil é feita a verificação à resistência ao corte através da Equação (3.18).

Recorrendo ao programa *Multiframe4D*, resulta de um esforço cortante máximo de $12,05 \text{ kN}$. Na Figura 3.27 está representado o diagrama do esforço cortante obtido.

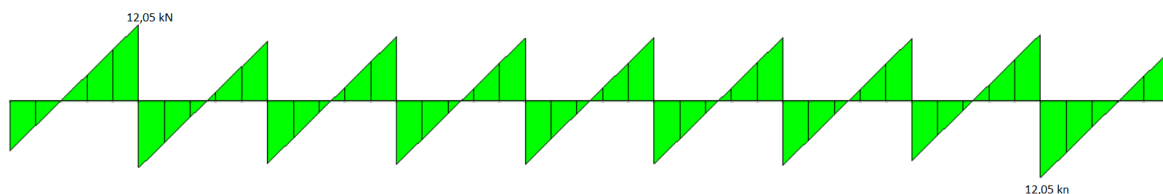


Figura 3.27 - Diagrama de esforços transversais na madre da fachada.

Deste modo, o cálculo da tensão de corte dado pela Equação (3.20) resulta numa tensão máxima de corte de $0,75 \text{ MPa}$. O valor de $f_{v,d}$ é de $1,94 \text{ MPa}$ após a aplicação dos coeficientes parciais de segurança. Assim, é averiguada a condição de dimensionamento.

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,75}{1,94} = 0,39 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.6.2 Verificação do estado limite de utilização

Para a verificação ao estado limite de utilização recorre-se às combinações de ações estabelecidas anteriormente. Através do programa *Multiframe4D*, a flecha final, w_{fin} , para a combinação de ações crítica foi de $17,69 \text{ mm}$. Na Figura 3.28 está representado o resultando dos deslocamentos obtidos através do mesmo.

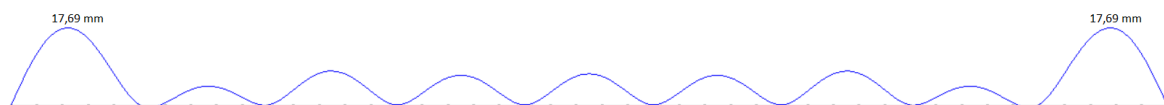


Figura 3.28 - Os deslocamentos obtidos na madre da fachada através do *Multiframe4D*

Por fim, a verificação do estado limite de utilização com o valor obtido.

$$w_{fin} = \text{Máximo até } 15,57 \text{ a } 31,13 \text{ mm} = 17,69 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

3.7 Dimensionamento dos pilares de empena

As madres definidas para a fachada lateral serão as mesmas que as definidas para a fachada de empena pelo facto da combinação crítica das ações apresentar valores de carga da mesma ordem de grandeza e a distância entre madres ser a mesma. Além disso, existe uma redução do comprimento entre apoios, passando a ser a distância entre pilares de empena de 4,33 m com seis divisões. Na Figura 3.29 está uma representação dos pilares de empena a vermelho.

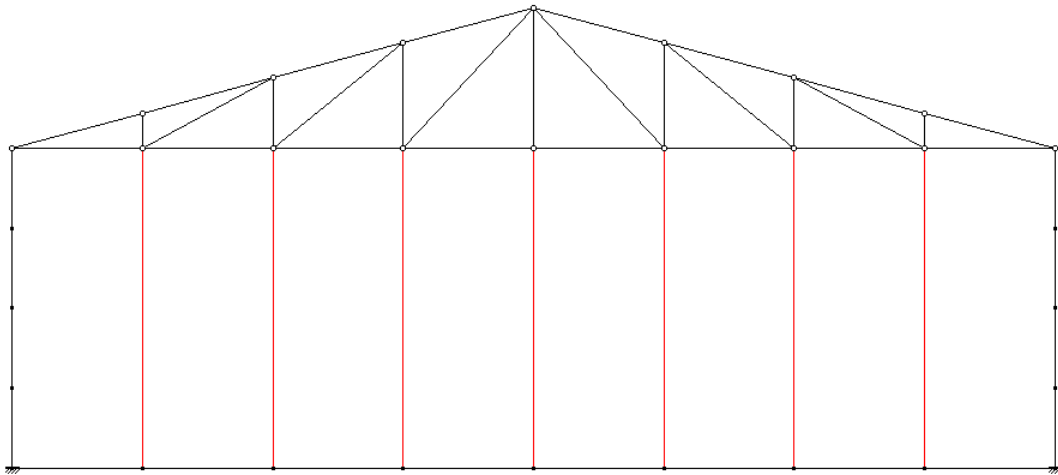


Figura 3.29 – Representação dos pilares de empena (a vermelho) na fachada de empena.

Os pilares da fachada de empena podem ser representados por uma viga ao alto com a base encastrada e simplesmente apoiada no topo e sujeita a uma carga uniformemente distribuída, tal como as madres. Na Figura 3.30 está representado um esquema de um pilar da fachada de empena com as respetivas cargas e reações.

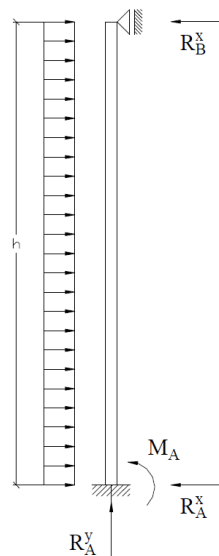


Figura 3.30 - Reações no pilar da fachada de empena.(Gomes, 2019)

Os valores das reações M_A^z , R_A^x e R_B^x originados pela carga distribuída são expressos nas Equações (3.16), (3.21) e (3.22), respetivamente.

$$R_A^x = \frac{5}{8} \times q \times L \quad (3.21)$$

$$R_B^x = \frac{3}{8} \times q \times L \quad (3.22)$$

O valor da reação R_B^x será utilizado posteriormente no dimensionamento dos contraventamentos de modo a garantir a estabilidade longitudinal do pavilhão. O efeito do peso próprio não é determinante neste caso devido à sua baixa relação com a capacidade de resistência à compressão do pilar. Assim, por uma questão de rigor, o valor do peso próprio é contabilizado nos cálculos.

3.7.1 Verificação do estado limite último

No cálculo do momento é utilizada a carga originada pela combinação crítica das ações na fachada de $2,13 \text{ kNm}^{-2}$ à sucção. Sendo que a carga está apresentada por unidades de área, esta é multiplicada pela distância entre pilares de $3,25 \text{ m}$, a largura útil, resultando numa carga por unidades de comprimento do pilar de $6,92 \text{ kNm}^{-1}$ e a altura de referência é de 8 m , a altura do pilar. Com estes dados, o valor do momento máximo resultante é de $55,36 \text{ kNm}$. Assim, a verificação do estado limite último inicia-se com o valor de $\sigma_{m,y,d}$ sendo igual ao valor de $f_{m,y,d}$ e através da equação do momento fletor dada na Equação (3.17) resulta num módulo resistente crítico à flexão segundo o eixo y de 3204 cm^3 .

As dimensões do perfil selecionado foi de $36 \times 16 \text{ cm}^2$, resultando num módulo resistente à flexão de 3456 cm^3 . Por fim, é recalculada a $\sigma_{m,y,d}$ e averiguada a condição de dimensionamento.

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{55,36 \times 10^3}{3456 \times 10^{-6}} = 16,02 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{16,02}{17,28} = 0,93 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

Visto que o perfil é adequado à flexão, de seguida é analisada o efeito do peso próprio do pilar. Resultando numa massa volúmica total de $1,72 \text{ kN}$. Assim, através da equação da tensão normal expressa na Equação (3.23) é obtida a tensão instalada de $0,03 \text{ MPa}$. Este valor em relação ao valor da resistência à compressão da madeira lamelada colada de 24 MPa , é pouco significativo, assim como o aumento de tensão existente no pilar de $16,02 \text{ MPa}$ para $16,05 \text{ MPa}$.

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (3.23)$$

Onde:

F é a força normal

A é a área da secção transversal.

3.7.2 Verificação do estado limite de utilização

Para a verificação ao estado limite de utilização recorre-se às combinações de ações estabelecidas anteriormente. Através do programa *Multiframe4D*, a flecha final, w_{fin} , para a combinação de ações crítica foi de 35,33 mm. Na Figura 3.31 está representado o resultando dos deslocamentos obtidos através do mesmo.



Figura 3.31 - Os deslocamentos obtidos no pilar de empena através do *Multiframe4D*.

Por fim, verificado o estado limite de utilização com o valor obtido.

$$w_{fin} = \text{Máximo até } 26,67 \text{ a } 53,33 \text{ mm} = 35,33 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

3.8 Dimensionamento da estrutura resistente principal

A estrutura resistente principal do pavilhão é constituída por um sistema de asna do tipo Pratt com uma inclinação de 15°. Numa primeira fase é admitida, por questões de simplificação do dimensionamento, que os perfis selecionados serão idênticos em todas as barras da asna e que posteriormente serão alterados em função dos esforços a que estão sujeitos, garantindo a estabilidade do sistema. Neste sentido, é selecionada a zona do pavilhão sujeita a um maior esforço resultante das combinações de ações possíveis. Nas combinações de ações são contabilizadas as ações do vento, da sobrecarga e dos pesos próprios dos painéis, das madres e da estrutura principal. Deste modo, para o cálculo dos esforços na estrutura resistente recorre-se mais uma vez ao programa *Multiframe4D* para a obtenção dos diagramas dos esforços instalados.

Para a análise, será considerada uma estrutura em duas dimensões, constituída pela asna e os dois pilares, em que são sujeitos a forças concentradas equivalentes às ações exercidas no pavilhão, ver na Figura 3.32 uma representação do pavilhão no plano da asna.

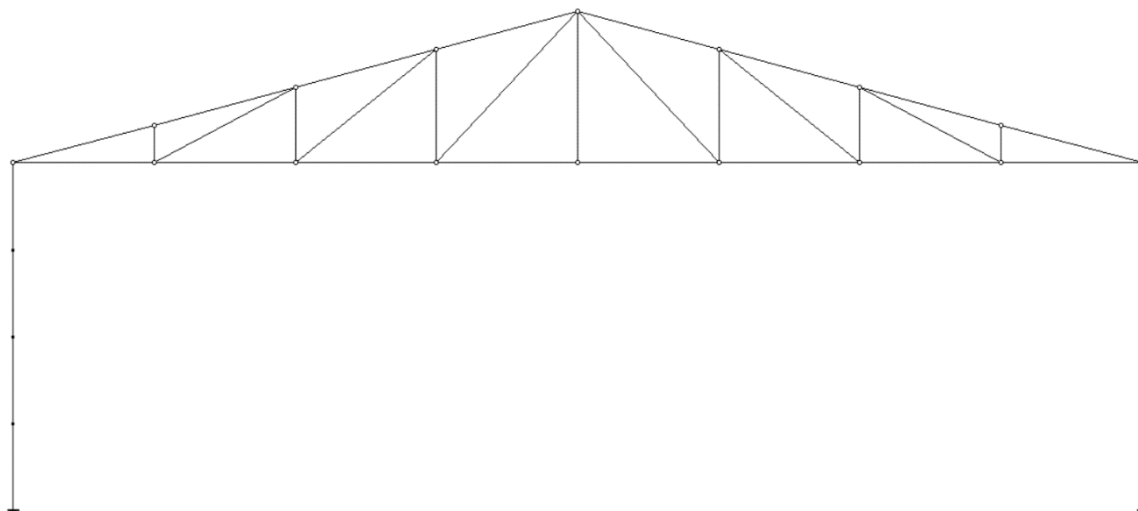


Figura 3.32 – Pavilhão no plano da asna.

3.8.1 Forças concentradas equivalentes

Em primeiro lugar, é necessário definir as forças concentradas equivalentes das ações na estrutura. Começando pela análise do exemplo da ação do vento longitudinal com pressão interna de pressão. Através da Tabela 3.13 estão referidos os valores das pressões resultantes da ação do vento exclusivamente nas respectivas zonas da estrutura. Para converter numa força é necessária multiplicar pelo fator de segurança definida pelo Eurocódigo de 1,5 e posteriormente pela área efetiva de influência ao redor do ponto de cruzamento entre madre e pórtico, sendo que essa área é resultante do produto entre as distâncias entre madres e pórticos e de referir que a área efetiva nas extremidades do pavilhão será dividida em metade. Assim, a área efetiva da cobertura é de $15,69 \text{ m}^2$ e da fachada de $9,34 \text{ m}^2$. Na Figura 3.33 estão representadas as forças concentradas equivalentes, em kN , aplicados perpendicularmente à superfície e nos pontos em que estão localizadas as madres sendo elas um meio de transmissão de esforços. De seguida, é repetido o mesmo processo para todas as combinações existentes.

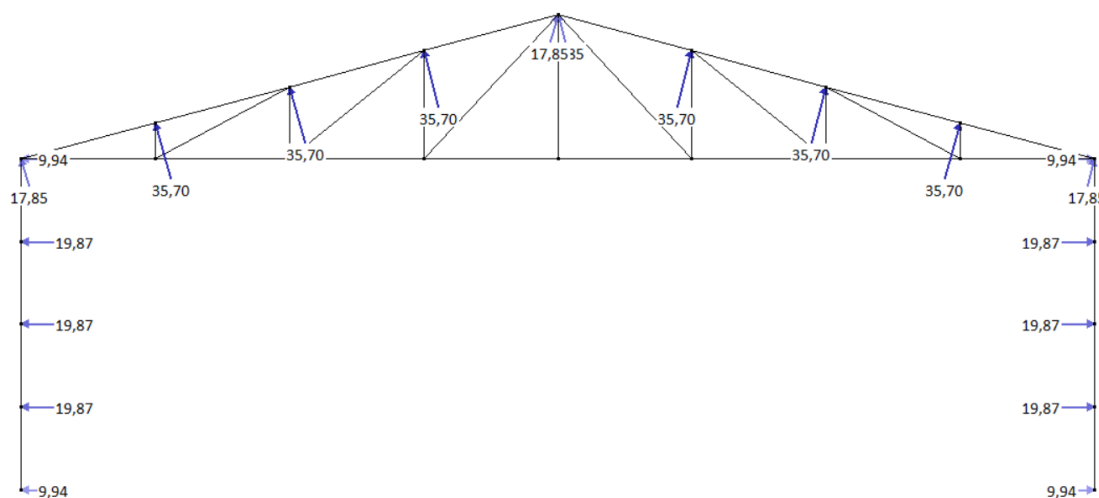


Figura 3.33 - Representação das forças concentradas equivalentes das ações do vento na estrutura.

A aplicação da sobrecarga é feita a mesma forma que a da ação do vento em que agora apenas são aplicadas as forças equivalentes da carga distribuída de $0,4 \text{ kNm}^{-2}$ no sentido da gravidade de $6,26 \text{ kN}$. Na Figura 3.34 está representada a aplicação da ação de sobrecarga em kN .

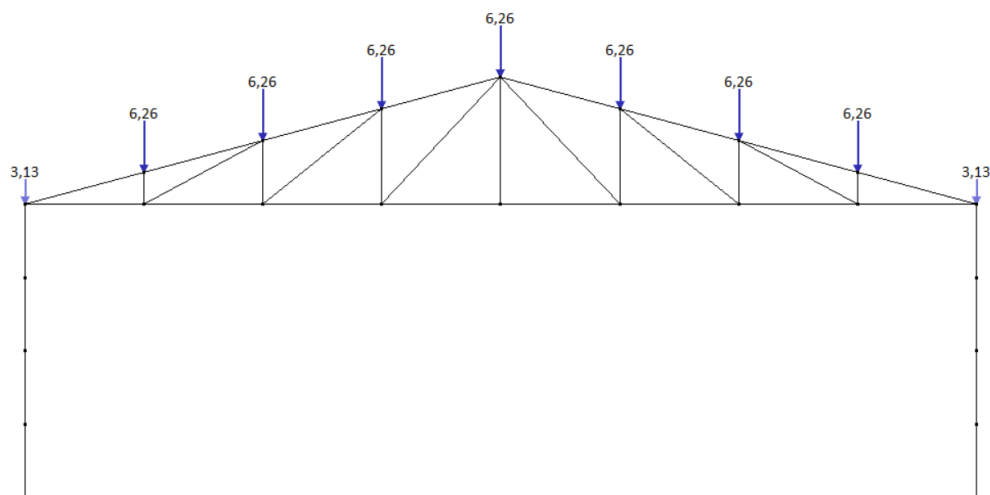


Figura 3.34 - Representação das forças da sobrecarga na estrutura.

Outra componente de carga necessária a ter em conta é o peso próprio das madres e dos painéis. Nesta fase, é excluído o peso próprio da estrutura da asna. A força resultante dos pesos próprios das madres e dos painéis é de $3,84 \text{ kN}$ na cobertura e $1,31 \text{ kN}$ na fachada. Na Figura 3.35 está representada a aplicação da ação permanente em kN .

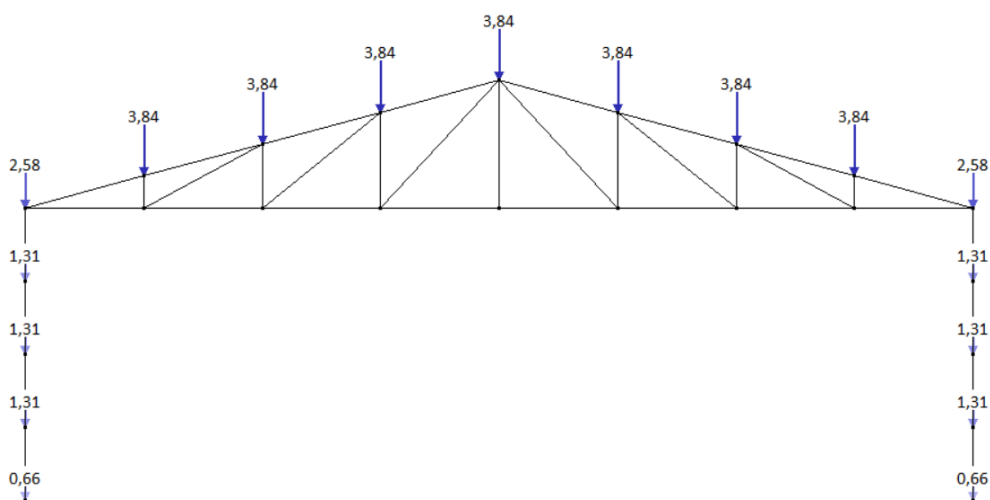


Figura 3.35 – Representação das forças resultantes dos pesos próprios das madres e dos painéis na estrutura.

Uma vez reunidas todas as variáveis, foram obtidos os diagramas de esforços através do *Multiframe4D* no que resultou em três combinações críticas de ações que necessitam de serem analisadas por apresentarem os esforços mais elevados e esses casos são originados pelas seguintes combinações incluindo o peso próprio dos painéis e das madres:

1. A primeira combinação é entre o vento longitudinal e a pressão interna de pressão como a ação de base em que o sistema de asna apresenta um maior esforço de tração no banzo superior da asna e de compressão no banzo inferior da asna. Na Figura 3.36, Figura 3.37 e Figura 3.38 estão representados os diagramas dos esforços obtidos para a primeira combinação.

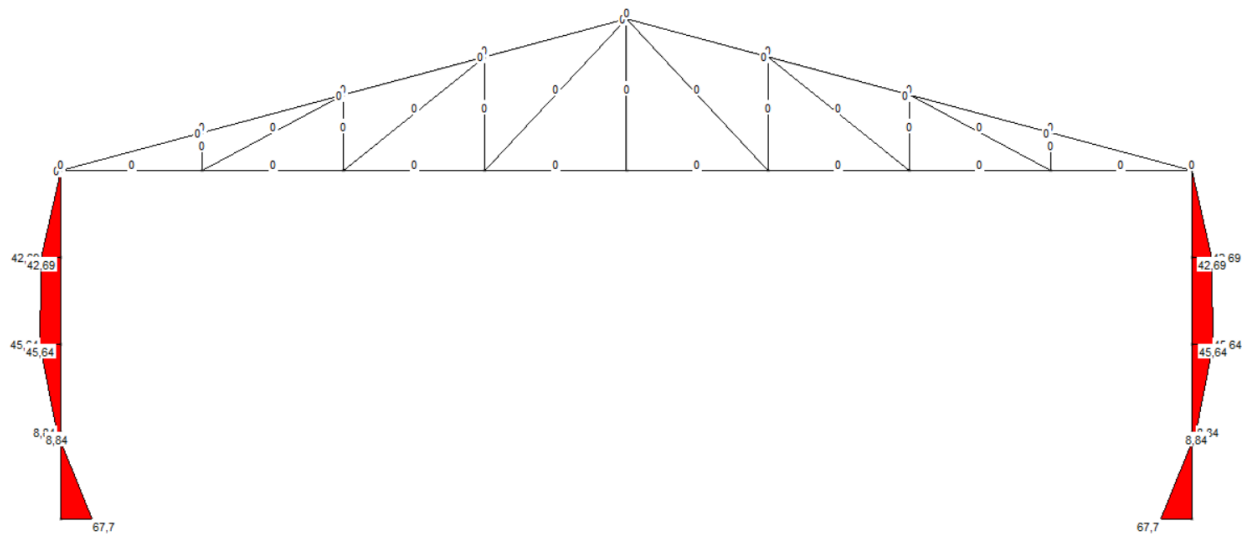


Figura 3.36 - Diagrama de momentos para a primeira combinação de ações.

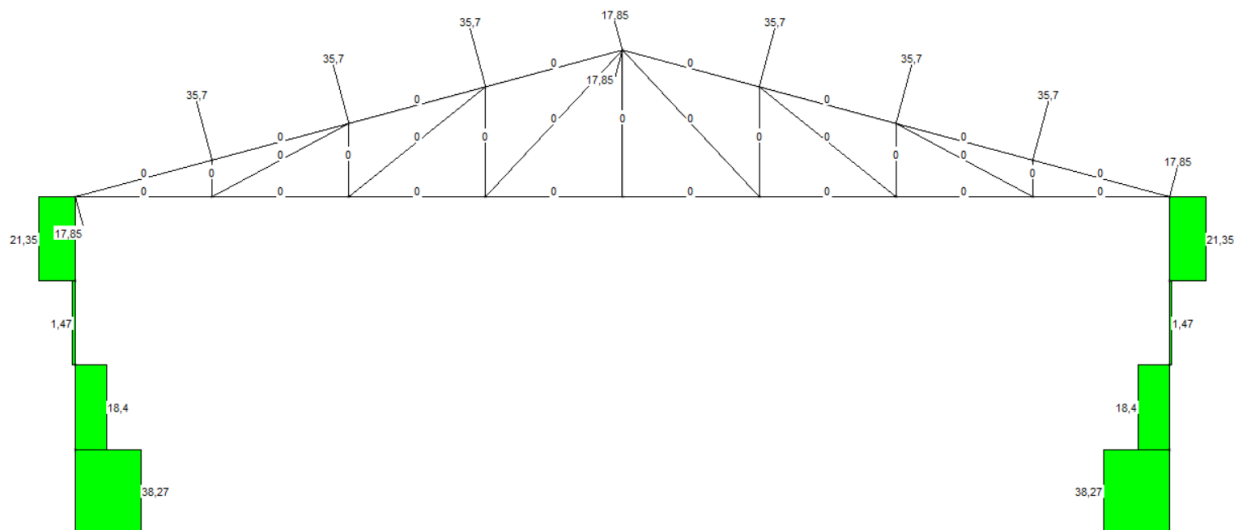


Figura 3.37 - Diagrama de esforços transversos para a primeira combinação de ações.

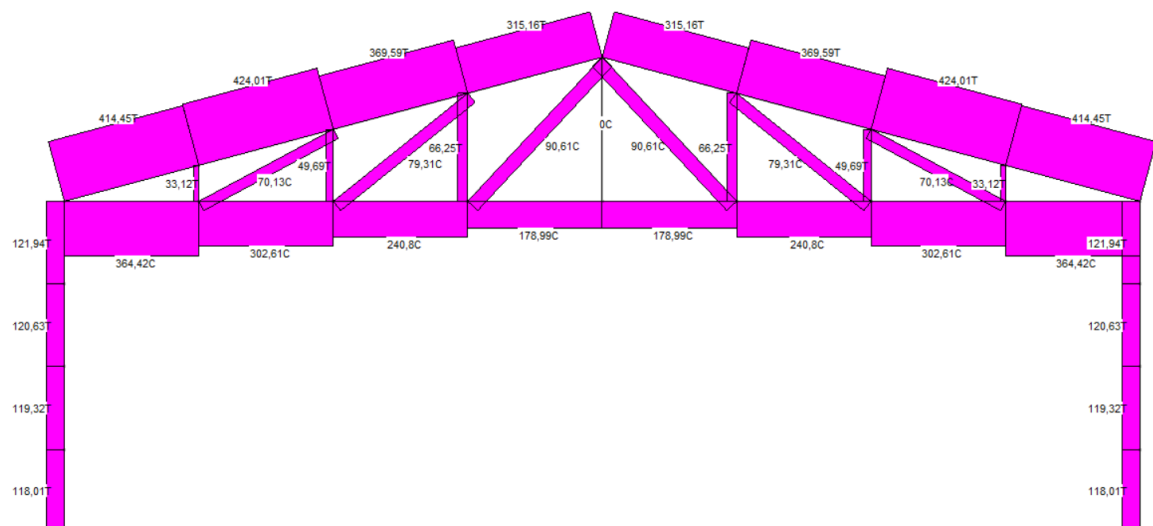


Figura 3.38 - Diagrama de esforços normais para a primeira combinação de ações.

2. A segunda combinação é entre o vento transversal de sucção e pressão interna de pressão como a ação de base em que os pilares da estrutura estão sujeitos a um maior esforço de flexão. Na Figura 3.39, Figura 3.40, Figura 3.41 estão representados os diagramas dos esforços obtidos para a segunda combinação.

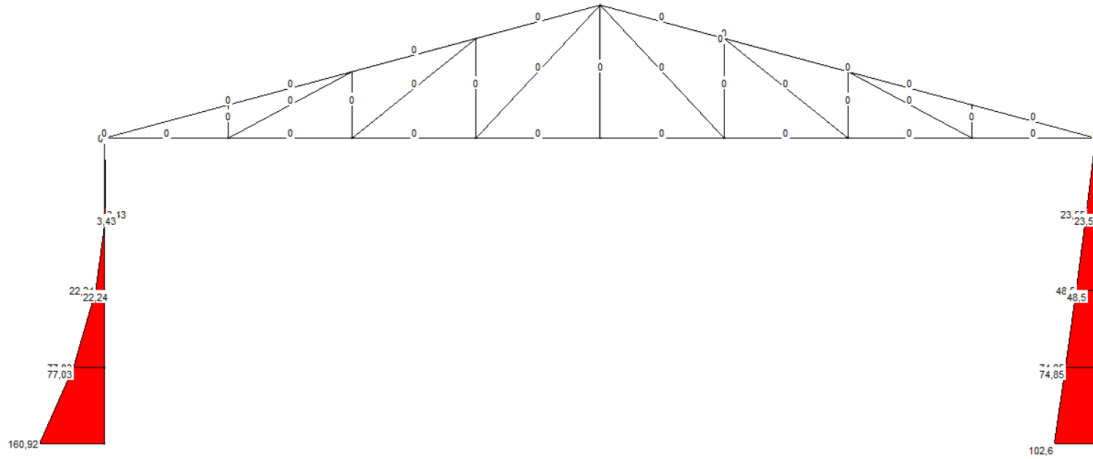


Figura 3.39 - Diagrama de momentos para a segunda combinação de ações.

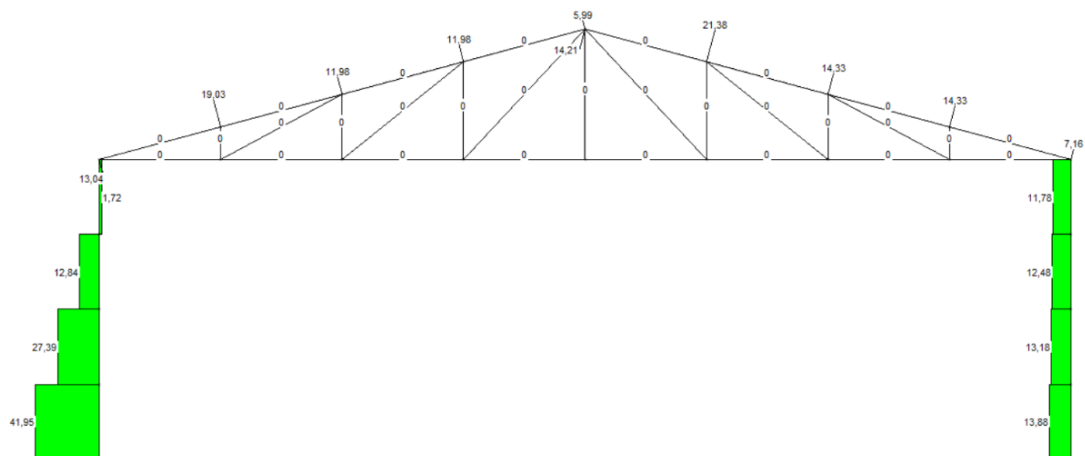


Figura 3.40 - Diagrama de esforços transversos para a segunda combinação de ações.

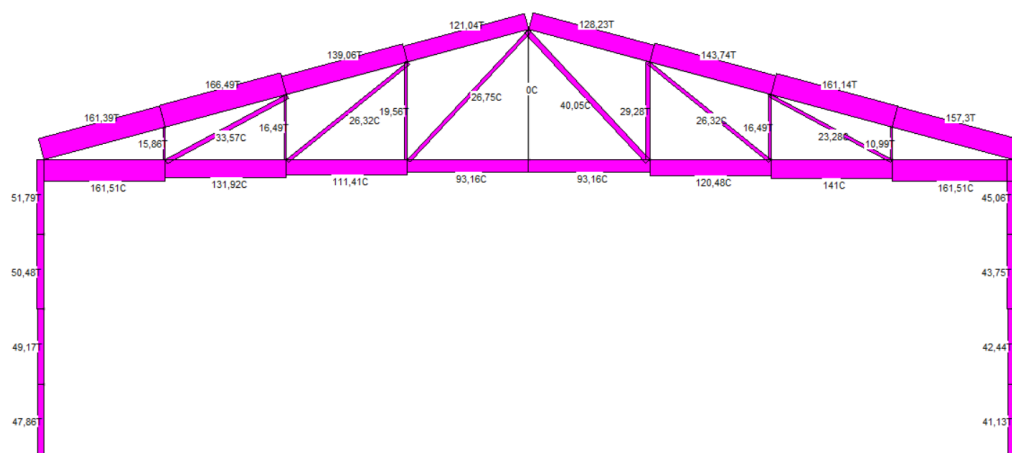


Figura 3.41 - Diagrama de esforços normais para a segunda combinação de ações.

3. A terceira combinação é a ação da sobrecarga como ação de base acompanhada com a ação resultante entre o vento transversal de pressão e pressão interna de sucção em que o sistema da asna apresenta um maior esforço de tração no banzo inferior da asna e de compressão no banzo superior da asna. Na Figura 3.42, Figura 3.43, Figura 3.44 estão representados os diagramas dos esforços obtidos para a terceira combinação.

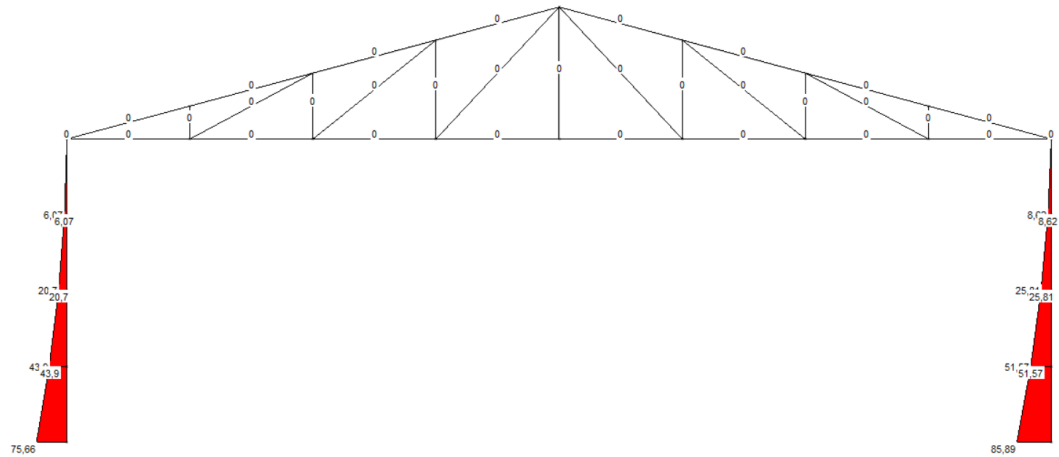


Figura 3.42 - Diagrama de momentos para a terceira combinação de ações.

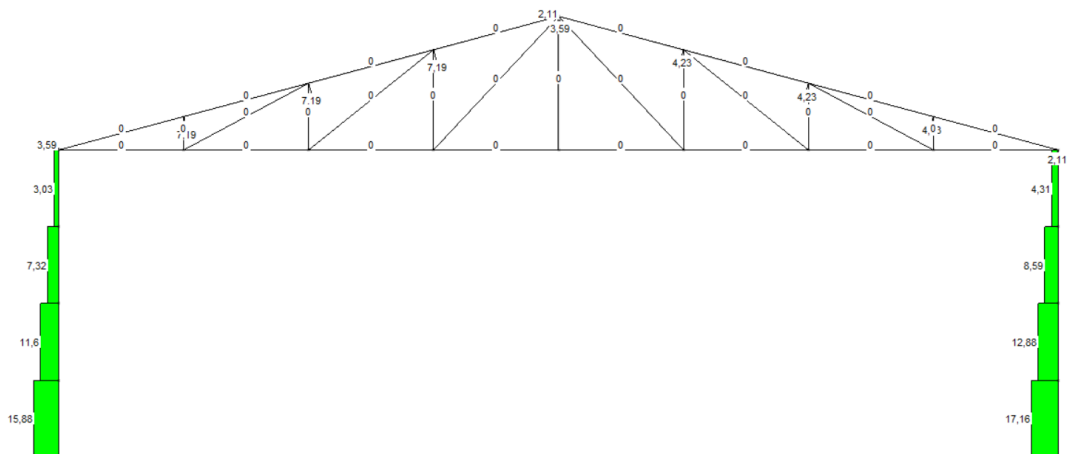


Figura 3.43 - Diagrama de esforços transversos para a terceira combinação de ações.

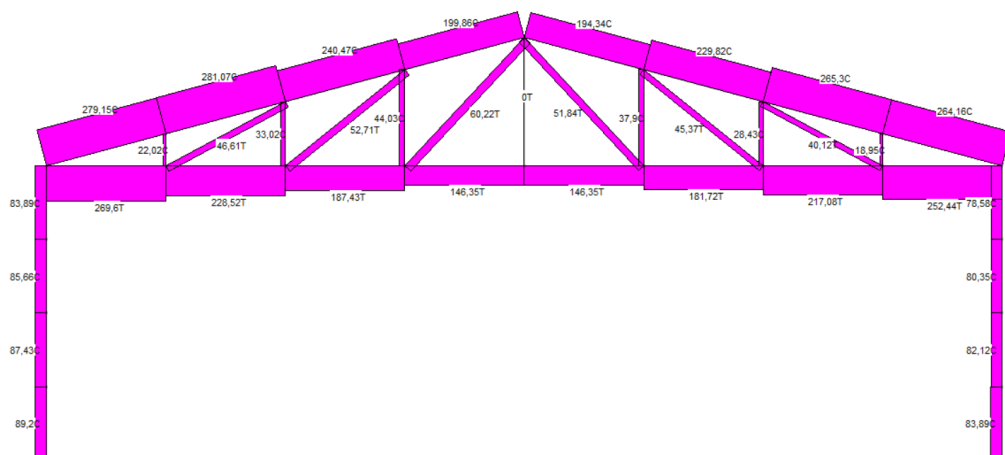


Figura 3.44 - Diagrama de esforços normais para a terceira combinação de ações.

3.9 Dimensionamento da asna

No dimensionamento da asna, os seus elementos estão estruturados de forma a suportar fundamentalmente os esforços normais. Assim sendo, os valores críticos obtidos das combinações de ações para cada constituinte de asna através do *Multiframe4D* estão apresentados na Tabela 3.28.

Tabela 3.28 - Esforços instalados nos elementos da asna para as respetivas combinações de ações.

Elementos	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3
Banzo superior	424,01 kN (T)	166,49 kN (T)	281,07 kN (C)
Banzo inferior	364,42 kN (C)	161,51 kN (C)	269,60 kN (T)
Montante	66,25 kN (T)	29,28 kN (T)	44,03 kN (C)
Diagonal	90,61 kN (C)	40,05 kN (C)	60,22 kN (T)

Pela análise da Tabela 3.28, é de salientar que a primeira combinação e a terceira combinação são os casos críticos de tração e compressão para o mesmo elemento e as cargas críticas de tração e compressão do conjunto estão presentes na primeira combinação de 424,01 kN e 364,42 kN, respetivamente. Desta forma, deve-se verificar as condições do estado limite último, do estado limite de utilização e da encurvadura. Na norma EC5 secção 6.1 é apresentada a verificação da condição da resistência à tração expressa na Equação (3.24).

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (3.24)$$

Onde:

$\sigma_{t,0,d}$ é o valor de cálculo da tensão atuante de tração

$f_{t,0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à tração na direção do fio.

Além disso, na secção 6.2 da norma é apresentada a verificação da condição da resistência à compressão expressa na Equação (3.25).

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (3.25)$$

Onde:

$\sigma_{c,0,d}$ é o valor de cálculo da tensão atuante de compressão

$f_{c,0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão na direção do fio.

3.9.1 Dimensionamento dos banzos superior e inferior da asna

No dimensionamento dos banzos, considerou-se que os banzos superiores e inferiores teriam o mesmo perfil. Os perfis são igualmente de madeira lamelada colada GL24h. Deste modo, os valores de $f_{t,0,d}$ e $f_{t,0,k}$ são obtidos através do método dos coeficientes parciais expressos nas Equações (3.26) e (3.27).

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} \quad (3.26)$$

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} \quad (3.27)$$

Sendo a madeira lamelada colada como material do perfil e pertencente à classe de serviço 1, o valor de γ_M é de 1,25 e k_{mod} de 0,90, valores retirados da Figura 3.21 e Figura 3.20, respectivamente. Resultando num $f_{t,0,d}$ de 11,88 MPa e $f_{c,0,d}$ de 17,28 MPa. Assim, o processo iterativo inicia-se com a atribuição do valor de tensão de cálculo igual ao valor de cálculo da resistência, dado que os esforços à tração e compressão estão relacionados com a tensão normal expressa na Equação (3.23). O cálculo das áreas críticas para os banzos superiores e inferiores estão apresentados na Tabela 3.29.

Tabela 3.29 - Áreas críticas dos banzos superiores e inferiores.

Elementos	Área crítica (cm ²)
Banzo superior à tração	356,91
Banzo superior à compressão	162,66
Banzo inferior à tração	306,75
Banzo inferior à compressão	149,07

Da análise da Tabela 3.29 conclui-se que os banzos sujeitos a esforços de tração são mais críticos que os de compressão. É de salientar que estas áreas vão sofrer alteração devido à introdução do peso próprio da asna. De modo a satisfazer as condições de dimensionamento, foi selecionado os perfis $28 \times 16 \text{ cm}^2$ resultando numa área de 448 cm^2 . Por fim, é averiguada as condições de dimensionamento com o perfil selecionado.

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{424,01 \times 10^3}{448 \times 10^{-4}} = 9,46 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{9,46}{11,88} = 0,80 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{364,42 \times 10^3}{448 \times 10^{-4}} = 8,13 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{8,13}{17,28} = 0,47 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

Na Tabela 3.30 estão representadas as propriedades do perfil.

Tabela 3.30 - As propriedades do perfil GL24h para os banzos superior e inferior da asna.

Propriedade	GL24h 28×16 cm ²
$f_{t,0,d}$	11,88 MPa
$f_{c,0,d}$	17,28 MPa
I_y	$292,69 \times 10^6 \text{ mm}^4$
I_z	$95,57 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Área	44800 mm^2
Peso próprio	$0,17 \text{ kNm}^{-1}$

3.9.2 Dimensionamento dos montantes e diagonais

No dimensionamento dos montantes e diagonais, é necessário também a verificação do estado limite último, do estado limite de utilização e da encurvadura. Apesar dos montantes e diagonais da asna apresentarem vários comprimentos, o dimensionamento é feito com o montante e a diagonal sujeitos a um maior esforço, considerando que os restantes montantes e diagonais seriam do mesmo perfil. Como os montantes e diagonais estão sujeitos a esforços de tração e compressão, são dimensionadas à resistência de tração e compressão. Assim, através da Equação (3.23) resulta das seguintes áreas críticas para os montantes e diagonais representadas na Tabela 3.31.

Tabela 3.31 - Áreas críticas dos montantes e diagonais.

Elemento	Área crítica (cm ²)
Montante à tração	55,77
Montante à compressão	25,48
Diagonal à tração	76,27
Diagonal à compressão	34,85

Da análise da Tabela 3.31 conclui-se que os montantes e diagonais sujeitos a esforços de tração são mais críticos que os de compressão. É de salientar que estas áreas vão sofrer alteração devido à introdução do peso próprio da asna. De modo a satisfazer as condições de dimensionamento, foi selecionado os perfis 16 × 16 cm² resultando numa área de 256 cm². Por fim, é averiguada as condições de dimensionamento com o perfil selecionado.

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{66,25 \times 10^3}{256 \times 10^{-4}} = 2,59 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{2,59}{11,88} = 0,22 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{90,61 \times 10^3}{256 \times 10^{-4}} = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{3,54}{17,28} = 0,20 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

Na Tabela 3.32 estão representadas as propriedades do perfil.

Tabela 3.32 - As propriedades do perfil GL24h para os montantes e diagonais da asna.

Propriedade	GL24h 16×16 cm ²
$f_{t,0,d}$	11,88 MPa
$f_{c,0,d}$	17,28 MPa
I_y	54,61×10 ⁶ mm ⁴
I_z	54,61×10 ⁶ mm ⁴
Área	25600 mm ²
Peso próprio	0,10 kNm ⁻¹

3.10 Verificação ao risco de encurvadura na asna

Na análise da encurvadura, nos elementos da asna, devem ser verificadas segundo as direções y e z do perfil. Na norma EC5 secção 6.3.2 são propostas as condições de verificação da instabilidade dos pilares sujeitos a esforços de compressão ou a combinação de esforços de compressão e flexão, expressas nas Equações (3.28) e (3.29).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.28)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + k_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.29)$$

Onde:

$k_{c,y}$ e $k_{c,z}$ são os coeficientes de encurvadura

k_m é um fator de redistribuição de tensões.

Dado que nos elementos da asna os valores de cálculo dos esforços de flexão são nulos, sendo os valores reais dos esforços de flexão aproximadamente iguais a zero, os valores do segundo e terceiro termo do primeiro membro das equações anteriores podem ser desprezados. Assim, as análises da encurvadura nos elementos da asna devem verificar as condições dadas nas Equações (3.30) e (3.31).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (3.30)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} \leq 1 \quad (3.31)$$

Deste modo, o valor de $f_{c,0,d}$ é de 17,28 MPa para todos os elementos da asna, já calculado anteriormente. Os cálculos dos valores de $k_{c,y}$ e $k_{c,z}$ de cada elemento estão expressos nas Equações (3.32) e (3.33).

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (3.32)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (3.33)$$

Em que os coeficientes k_y e k_z são dados pelas Equações (3.34) e (3.35).

$$k_y = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] \quad (3.34)$$

$$k_z = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] \quad (3.35)$$

Com β_c igual a 0,2 para madeira maciça e 0,1 para a madeira lamelada colada e os parâmetros adimensionais $\lambda_{rel,y}$ e $\lambda_{rel,z}$ correspondem à esbelteza relativa segundo as direções y e z, respetivamente, expressos nas Equações (3.36) e (3.37).

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_0} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (3.36)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_0} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (3.37)$$

Sendo λ_y e λ_z , os valores da esbelteza em cada eixo dados pelas Equações (3.38) e (3.39).

$$\lambda_y = \frac{L_{eq,y}}{i_y} \quad (3.38)$$

$$\lambda_z = \frac{L_{eq,z}}{i_z} \quad (3.39)$$

Em que $L_{eq,y}$ e $L_{eq,z}$ referem-se aos comprimentos equivalentes de encurvadura. Os parâmetros i_y e i_z referem aos raios de giração em cada eixo expressos nas Equações (3.40) e (3.41).

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad (3.40)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} \quad (3.41)$$

Com I_y e I_z referente aos valores de momento de inércia correspondente aos respetivos eixos e A referente à área da secção transversal do perfil. Tendo já definido os perfis, procede-se à verificação dos elementos a asna à encurvadura.

3.10.1 Verificação à encurvadura do banzo superior

Na Tabela 3.33, Tabela 3.34 e Tabela 3.35 estão apresentados os valores relevantes para a análise à encurvadura do banzo superior.

Tabela 3.33 - Valores de cálculo para $\sigma_{c,0,d}$ do banzo superior.

Parâmetro	Banzo superior 280×160 mm
$N_{Ed} \text{ (kN)}$	281,07
$A \text{ (mm}^2\text{)}$	44800
$\sigma_{c,0,d} \text{ (MPa)}$	6,27

O comprimento equivalente à encurvadura do perfil no plano da asna é correspondente à distância entre montantes de 3,36 m pois os montantes constituem como um travamento imposto no perfil segundo o eixo y.

Tabela 3.34 - Valores de cálculo para $k_{c,y}$ do banzo superior no eixo y.

Parâmetro	Banzo superior 280×160 mm
L (m)	13,50
$L_{eq,y}$ (m)	3,36
I_y (mm ⁴)	$292,69 \times 10^6$
i_y (mm)	80,83
λ_y	41,57
$\lambda_{rel,y}$	0,67
β_c	0,1
k_y	0,74
$k_{c,y}$	0,94

No plano perpendicular ao plano da asna, o comprimento equivalente à encurvadura do perfil é correspondente à distância entre madres de 3,36 m pois as madres constituem, também, como um travamento imposto no perfil segundo o eixo z.

Tabela 3.35 - Valores de cálculo para $k_{c,z}$ do banzo superior no eixo z.

Parâmetro	Banzo superior 280×160 mm
L (m)	13,50
$L_{eq,z}$ (m)	3,36
I_z (mm ⁴)	$95,57 \times 10^6$
i_z (mm)	46,19
λ_z	72,75
$\lambda_{rel,z}$	1,17
β_c	0,1
k_z	1,23
$k_{c,z}$	0,62

Uma vez determinados todos os parâmetros necessários, procede-se à verificação de segurança à encurvadura de acordo com as Equações (3.30) e (3.31).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} = \frac{6,27}{0,94 \times 17,28} = 0,39 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} = \frac{6,27}{0,62 \times 17,28} = 0,59 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.10.2 Verificação à encurvadura do banzo inferior

Na Tabela 3.36, Tabela 3.37 e Tabela 3.38 estão apresentados os valores relevantes para a análise à encurvadura do banzo inferior.

Tabela 3.36 - Valores de cálculo para $\sigma_{c,0,d}$ do banzo inferior.

Parâmetro	Banzo inferior 280×160 mm
N_{Ed} (kN)	364,42
A (mm ²)	44800
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	8,13

O comprimento equivalente à encurvadura do perfil no plano da asna é correspondente à distância entre montantes de 3,25 m pois os montantes constituem como um travamento imposto no perfil segundo o eixo y.

Tabela 3.37 - Valores de cálculo para $k_{c,y}$ do banzo inferior no eixo y.

Parâmetro	Banzo inferior 280×160 mm
L (m)	13,00
$L_{eq,y}$ (m)	3,25
I_y (mm ⁴)	$292,69 \times 10^6$
i_y (mm)	80,83
λ_y	40,21
$\lambda_{rel,y}$	0,65
β_c	0,1
k_y	0,73
$k_{c,y}$	0,95

No plano perpendicular ao plano da asna, o comprimento equivalente à encurvadura do perfil é correspondente à distância total do vão de 26 m pois a estrutura não oferece nenhuma rigidez significativa ao longo do perfil segundo o eixo z. Perante este comprimento de encurvadura resultará de um $k_{c,z}$ de 0,01 em que não se verifica a condição de segurança à encurvadura. Uma das soluções para este problema sem aumentar a secção transversal do perfil é dimensionar os contraventamentos no banzo inferior permitindo assim uma redução do comprimento de encurvadura segundo o eixo z. Os contraventamentos, para efeitos de cálculo, serão considerados nos pontos onde se situam os montantes, a uma distância de 3,25 entre si. Porém, serão montados ligeiramente ao lado dos montantes sem interferir nas suas ligações.

Tabela 3.38 - Valores de cálculo para $k_{c,z}$ do banzo inferior no eixo z.

Parâmetro	Banzo inferior 280×160 mm
L (m)	13,00
$L_{eq,z}$ (m)	3,25
I_z (mm ⁴)	$95,57 \times 10^6$
i_z (mm)	46,19
λ_z	70,36
$\lambda_{rel,z}$	1,13
β_c	0,1
k_z	1,18
$k_{c,z}$	0,66

Uma vez determinados todos os parâmetros necessários, procede-se à verificação de segurança à encurvadura de acordo com as Equações (3.30) e (3.31).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} = \frac{8,13}{0,95 \times 17,28} = 0,50 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} = \frac{8,13}{0,66 \times 17,28} = 0,71 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.10.3 Verificação à encurvadura dos montantes da asna

Na Tabela 3.39 e Tabela 3.40 estão apresentados os valores relevantes para a análise à encurvadura dos montantes.

Tabela 3.39 - Valores de cálculo para $\sigma_{c,0,d}$ do montante.

Parâmetro	Montante 160×160 mm
N_{Ed} (kN)	44,03
A (mm ²)	25600
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	1,72

O comprimento equivalente à encurvadura do perfil no plano da asna é correspondente ao comprimento total do montante crítico de 2,61 m.

Tabela 3.40 - Valores de cálculo para $k_{c,y}$ e $k_{c,z}$ do montante no eixo y e z.

Parâmetro	Montante 160×160 mm
L (m)	2,61
$L_{eq,y}$ (m)	2,61
I_y (mm ⁴)	$54,61 \times 10^6$
i_y (mm)	46,19
λ_y	56,51
$\lambda_{rel,y}$	0,91
β_c	0,1
k_y	0,94
$k_{c,y}$	0,84

No plano perpendicular ao plano da asna, o comprimento equivalente à encurvadura do perfil é correspondente, também, ao comprimento total do montante crítico de 2,61 m. Como o comprimento de encurvadura no eixo z é idêntico ao do eixo y e por ser de secção transversal quadrada, todos os parâmetros do cálculo de encurvadura no eixo z são também idênticos ao do eixo y.

Uma vez determinados todos os parâmetros necessários, procede-se à verificação de segurança à encurvadura de acordo com a Equação (3.30).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} = \frac{1,72}{0,84 \times 17,28} = 0,12 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.10.4 Verificação à encurvadura das diagonais da asna

Na Tabela 3.41 e Tabela 3.42 estão apresentados os valores relevantes para a análise à encurvadura das diagonais.

Tabela 3.41 - Valores de cálculo para $\sigma_{c,0,d}$ da diagonal.

Parâmetro	Diagonal 160×160 mm
N_{Ed} (kN)	90,61
A (mm ²)	25600
$\sigma_{c,0,d}$ (MPa)	3,54

O comprimento equivalente à encurvadura do perfil no plano da asna é correspondente ao comprimento total da diagonal crítica de 4,76 m.

Tabela 3.42 - Valores de cálculo para $k_{c,y}$ e $k_{c,z}$ da diagonal no eixo y e z.

Parâmetro	Diagonal 160×160 mm
L (m)	4,76
$L_{eq,y}$ (m)	4,76
I_y (mm ⁴)	$54,61 \times 10^6$
i_y (mm)	46,19
λ_y	103,06
$\lambda_{rel,y}$	1,66
β_c	0,1
k_y	1,94
$k_{c,y}$	0,34

No plano perpendicular ao plano da asna, o comprimento equivalente à encurvadura do perfil é correspondente, também, ao comprimento total da diagonal crítica de 4,76 m. Como o comprimento de encurvadura e a secção transversal no eixo z são idênticos ao do eixo y, todos os parâmetros do cálculo de encurvadura no eixo z são também idênticos ao do eixo y.

Uma vez determinados todos os parâmetros necessários, procede-se à verificação de segurança à encurvadura de acordo com as Equações (3.30).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} = \frac{3,54}{0,34 \times 17,28} = 0,60 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.11 Influência do peso próprio da asna

Tendo definido os elementos da asna, é possível determinar o peso próprio da asna que estão apresentados na Tabela 3.43, já convertidos para valores de força por metro kNm^{-1} .

Tabela 3.43 - Peso próprio dos elementos da asna.

Elemento	Peso próprio [kNm^{-1}]
Banzo superior e inferior	0,17
Montantes e diagonais	0,10

Através do programa *Multiflame4D* foram adicionados os pesos próprios dos elementos da asna nas combinações de ações. Os pesos próprios foram aplicados como uma força concentrada a meio dos perfis no seu centro de massa, ver na Figura 3.45.

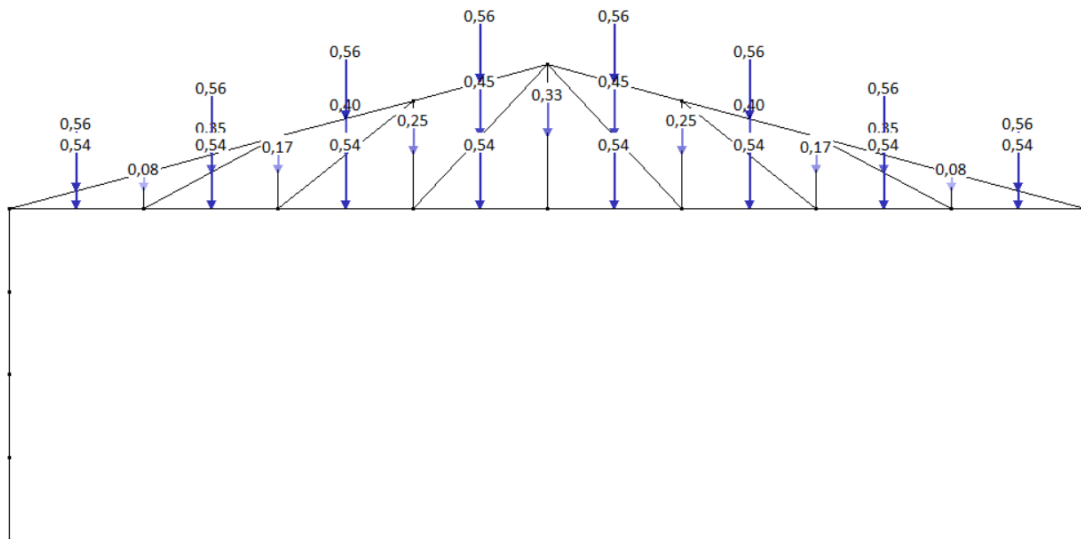


Figura 3.45 - Forças equivalente dos pesos próprios dos elementos de asna.

Os resultados obtidos com adição dos pesos próprios não provocam um impacto significativo nos valores dos esforços instalados. Os novos esforços instalados estão apresentados na Tabela 3.44.

Tabela 3.44 - Esforços instalados nos elementos da asna para as combinações de ações incluindo os pesos próprios.

Elemento	Combinação 1	Combinação 3
Banzo superior	401,86 kN (T)	310,98 kN (C)
Banzo inferior	343,14 kN (C)	298,23 kN (T)
Montante	63,69 kN (T)	47,48 kN (C)
Diagonal	86,23 kN (C)	66,13 kN (T)

Na primeira combinação, como a ação base é a ação do vento de sucção, resulta num alívio dos esforços. Na terceira combinação, a ação de base é a ação de sobrecarga, resulta num agravamento ligeiro dos esforços. Deste modo, é necessário a verificação à encurvadura dos elementos em que existiu um aumento dos esforços à compressão, neste caso do banzo superior e do montante. Com aplicação dos novos esforços de compressão na Equação (3.23), no banzo superior resulta num aumento do rácio de 0,43 e no montante de 0,13. Assim, conclui-se que os perfis seleccionados são adequados.

3.12 Dimensionamento dos pilares

No dimensionamento dos pilares do pavilhão, os pilares estão sujeitos a combinações de esforços provocados pelas diferentes combinações de ações possíveis. Deste modo, o pré-dimensionamento dos pilares através da Equação (3.13) resulta num perfil de $60 \times 22 \text{ cm}^2$. Os valores críticos dos esforços nos pilares foram obtidos através do programa *Multiframe4D*. Os valores das combinações de ações incluindo todos os pesos próprios da estrutura, inclusive o peso próprio do pilar seleccionado de $60 \times 22 \text{ cm}^2$, estão representados na Tabela 3.45.

Tabela 3.45 - Esforços instalados nos pilares para as respectivas combinações de ações.

Esforço	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3
Momento fletor	60,86 <i>kNm</i>	163,63 <i>kNm</i>	92,95 <i>kNm</i>
Esforço transversal	37,42 <i>kN</i>	42,29 <i>kN</i>	18,04 <i>kN</i>
Esforço axial	115,67 <i>kN</i> (T)	45,52 <i>kN</i> (T)	102,95 <i>kN</i> (C)

Pela análise da Tabela 3.45, é de salientar que a segunda combinação é o caso mais crítico pelo facto de apresentar uma combinação de esforços de flexão e de tração com as magnitudes de 163,63 *kNm* e 45,52 *kN*, respetivamente. Além disso, é também necessário averiguar a terceira combinação devido à combinação de esforços de flexão e compressão com as magnitudes de 92,95 *kNm* e 102,95 *kN*, respetivamente. Desta forma, procede-se à verificação dos pilares sujeitos a esforços originados pelas combinações de ações em que se deve satisfazer as condições do estado limite último, do estado limite de utilização e do risco à encurvadura.

3.12.1 Verificação do estado limite último do pilar

Na Tabela 3.46 estão apresentadas as propriedades do perfil selecionado.

Tabela 3.46 - Propriedades do perfil do pilar.

Parâmetro	GL24h 60×22 <i>cm</i>²
$f_{t,0,d}$	11,88 MPa
$f_{c,0,d}$	17,28 MPa
I_y	3960×10 ⁶ <i>mm</i> ⁴
I_z	532,40×10 ⁶ <i>mm</i> ⁴
Área	132000 <i>mm</i> ²
Peso próprio	0,49 <i>kNm</i> ⁻¹

Deste modo, na verificação do estado limite último dos pilares têm de se verificar as condições de resistência à flexão composta. Começando pela segunda combinação de ações, uma combinação de esforços de flexão e tração, a norma EC5 secção 6.2.3 propõe as condições de verificação à resistência em perfis sujeitos em simultâneo a esforços de flexão e tração, expressas nas Equações (3.42) e (3.43).

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.42)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.43)$$

Nas Equações (3.42) e (3.43) não serão contabilizadas as tensões segundo o eixo z e o coeficiente k_m que é referente ao fator de redistribuição das tensões não superior a um. Desta forma, é apenas necessária a verificação da primeira equação excluindo o terceiro termo do primeiro membro.

Assim, através da Equação (3.23) resulta de um $\sigma_{t,0,d}$ de 0,34 MPa e recorrendo à Equação (3.17) resulta de um $\sigma_{m,y,d}$ de 12,40 MPa. Substituindo estes valores na Equação (3.42), vem:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,34}{11,88} + \frac{12,40}{17,28} = 0,75 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

De seguida, é verificada a resistência ao corte do mesmo através da Equação (3.19), resultando numa tensão máxima de corte de 0,48 MPa. Assim, é averiguada a condição de resistência ao corte.

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,48}{1,94} = 0,25 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

O perfil seleccionado cumpre as condições de resistência de flexão composta e de corte. Além desta combinação, é averiguada a terceira combinação constituída por esforços de flexão e compressão segundo a norma EC5 secção 6.2.4 em que se deve satisfazer as condições de resistência em perfis sujeitos em simultâneo a esforços de flexão e compressão, expressas nas Equações (3.44) e (3.45).

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.44)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.45)$$

Desta forma, através da Equação (3.23) resulta de um $\sigma_{c,0,d}$ de 0,78 MPa e recorrendo à Equação (3.17) resulta de um $\sigma_{m,y,d}$ de 7,04 MPa. Substituindo estes valores de $\sigma_{c,0,d}$ e $\sigma_{m,y,d}$ na Equação (3.44), vem:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \left(\frac{0,78}{17,28} \right)^2 + \frac{7,04}{17,28} = 0,41 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.12.2 Verificação à encurvadura dos pilares

Será verificada a terceira combinação de ações ao risco de encurvadura pois é a única combinação de ações que apresenta esforços normais de compressão. Deste modo, através das Equações (3.28) e (3.29) é verificado o risco de encurvadura de um pilar sujeito a uma combinação de flexão e compressão. Na Tabela 3.47, Tabela 3.48 e Tabela 3.49 estão apresentados os valores relevantes para a análise à encurvadura dos pilares.

Tabela 3.47 - Valores relevantes para a análise à encurvadura dos pilares.

Parâmetro	Pilar 600×220 mm
N_{Ed} [kN]	102,95
$M_{y,Ed}$ [kNm]	92,95
A [mm ²]	132000
$\sigma_{c,0,d}$ [MPa]	0,78

A determinação do comprimento equivalente à encurvadura dos pilares do pórtico no plano da asna é fornecida pela norma NBE-EA-95, representado na Figura 3.46.(Gomes, 2019)

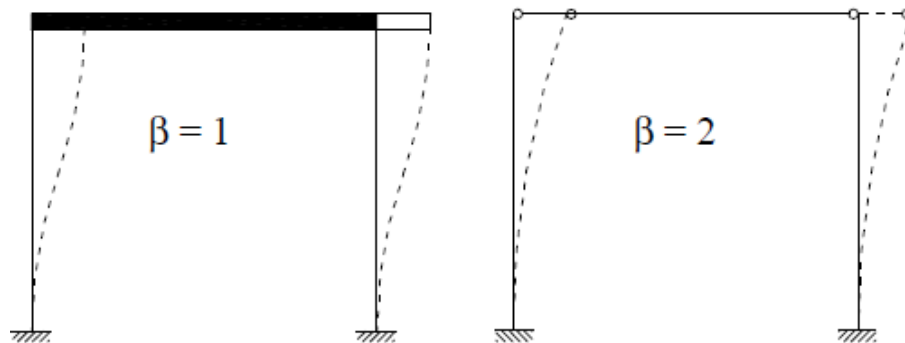


Figura 3.46 - Comprimento de encurvadura dos pilares em pórticos de nós móveis.(Gomes, 2019)

Perante o caso dos pilares encastrados na base e articulados no cimo com a asna, o coeficiente de correção do comprimento de encurvadura, β , é igual a 2.

Tabela 3.48 - Valores dos parâmetros para o calculado da encurvadura do pilar no eixo y.

Parâmetro	Pilar 600×220 mm
L (m)	8,00
$L_{eq,y}$ (m)	16,00
I_y (mm ⁴)	3960×10^6
i_y (mm)	173,21
λ_y	92,37
$\lambda_{rel,y}$	1,48
β_c	0,1
k_y	1,66
$k_{c,y}$	0,41

No plano perpendicular ao plano da asna, o comprimento equivalente à encurvadura do perfil é correspondente à distância entre madres de 2 m pois as madres constituem, também, como um travamento imposto no perfil segundo o eixo z.

Tabela 3.49 - Valores dos parâmetros para o cálculo da encurvadura do pilar no eixo z.

Parâmetro	Pilar 600×220 mm
L (m)	8,00
$L_{eq,z}$ (m)	2,00
I_z (mm ⁴)	$532,40 \times 10^6$
i_z (mm)	63,51
λ_z	31,49
$\lambda_{rel,z}$	0,51
β_c	0,1
k_z	0,64
$k_{c,z}$	0,97

Uma vez determinados todos os parâmetros necessários, procede-se à verificação de segurança à encurvadura de acordo com as Equações (3.28) e (3.29).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{0,78}{0,41 \times 17,28} + \frac{7,04}{17,28} = 0,52 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} = \frac{0,78}{0,97 \times 17,28} = 0,05 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.12.3 Verificação ao efeito de bambeamento

O bambeamento ou instabilidade lateral-torçional é um fenómeno de instabilidade suscetível de ocorrer em vigas esbeltas sujeitas à flexão. Segundo a norma EC5 secção 6.3.3 propõe a condição de verificação do bambeamento expressa na Equação (3.46).

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (3.46)$$

Em que o parâmetro k_{crit} é o fator de redução do valor de cálculo da resistência à flexão do material devido à encurvadura lateral que pode ser obtido através da seguinte Tabela 3.50.

Tabela 3.50 - Valores do parâmetro k_{crit} .

$\lambda_{rel,m}$	k_{crit}
Menor que 0,75	1
Entre 0,75 a 1,40	$1,56 - 0,75\lambda_{rel,m}$
Maior que 1,40	$\frac{1}{\lambda_{rel,m}^2}$

O valor adimensional $\lambda_{rel,m}$ é expresso através da Equação (3.47).

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (3.47)$$

O valor da tensão crítica no caso em que as propriedades do material obedecerem à lei de variação probabilística devem, do lado da segurança, ser utilizados os valores de módulo de Young e o módulo de elasticidade transversal correspondentes a 5% das respetivas curvas de distribuição. (Negrão & Faria, 2009)

Deste modo, a expressão da $\sigma_{m,crit}$ é expressa na Equação (3.48).

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{crit}}{W_y} = \frac{\pi}{l_{ef} W_y} \sqrt{E_{0,05} I_z I_{tor} G_{0,05}} \quad (3.48)$$

No caso de um perfil de secção retangular de madeira macia, o valor da tensão crítica é dado pela Equação (3.49).

$$\sigma_{m,crit} = 0,78 \frac{E_{0,05} b^2}{h l_{ef}} \quad (3.49)$$

Com o coeficiente l_{ef} correspondente ao comprimento efetivo em função das condições de fronteira e distribuição da carga, apresentados na Tabela 3.51.

Tabela 3.51 - Valores do comprimento efetivo para as diferentes condições de fronteira e distribuições de carga.

Tipo de viga	Carregamento	l_{ef}/L
Simplesmente apoiadas	Momento constante	1,0
	Carga unif. distribuída	0,9
	Força a meio vão	0,8
Consola	Carga unif. distribuída	0,5
	Força na extremidade	0,8

O rácio l_{ef}/L é válido para uma viga com a rotação de torção restringida nos apoios e com a carga aplicada na linha definida pelos centros geométricos das secções. Se a carga for aplicada na face superior, o l_{ef} deverá ser aumentado para 2h e se a carga for aplicada na face inferior, o l_{ef} deverá ser reduzido para 0,5h.

A situação que mais se aproxima do caso em estudo é a carga uniformemente distribuída aplicada no pilar encastrado numa extremidade e na outra ligada à asna, esta ligação é equivalente a uma rótula permitindo no modelo de cálculo que a extremidade rode livremente. Deste modo, será considerada uma viga em consola. Na Tabela 3.52 são apresentados os valores dos parâmetros necessários para o cálculo do risco ao bambeamento no pilar.

Tabela 3.52 - Valores dos parâmetros para o cálculo do risco ao bambeamento.

Parâmetro	Pilar 600×220 mm
l_{ef} [m]	4,00
$E_{0,05}$ [MPa]	9400
$\sigma_{m,crit}$ [MPa]	147,86
$\lambda_{rel,m}$	0,4
k_{crit}	1
$\sigma_{m,d}$ [MPa]	12,40

Assim, é averiguada a resistência do pilar ao bambeamento através da Equação (3.46).

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit}f_{m,d}} = \frac{12,40}{1 \times 17,28} = 0,72 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

É de salientar que ao assumir o valor unitário de k_{crit} é equivalente ao critério de resistência de flexão simples. Assim, no perfil seleccionado verifica-se a segurança contra o risco de bambeamento.

3.13 Verificação do estado limite de utilização do pavilhão

3.13.1 Verificação do estado limite de utilização da asna

A verificação ao estado limite de utilização da asna segundo a norma EC5 secção 7.2, é necessário determinar os deslocamentos verticais máximos que ocorrem na asna perante todas as combinações de ações. Através do programa *Multiframe4D* foram simulados os deslocamentos verticais possíveis para as três combinações críticas. Na Figura 3.47, Figura 3.48 e Figura 3.49 estão representados os deslocamentos obtidos através do mesmo.

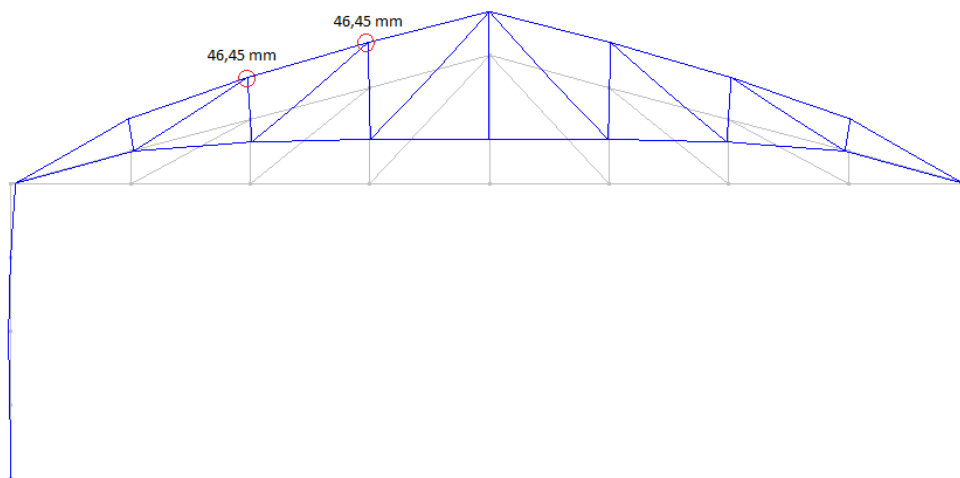


Figura 3.47 - Deslocamentos verticais máximos para a primeira combinação de ações.

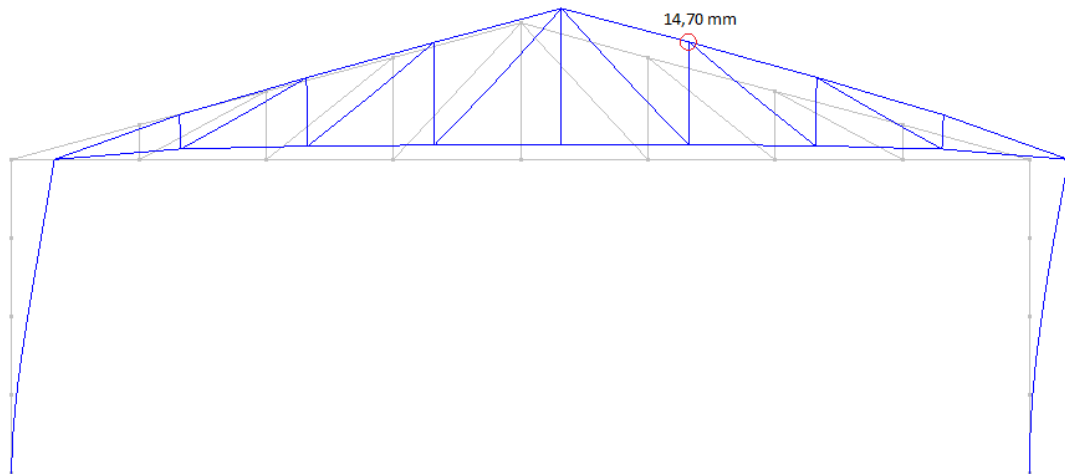


Figura 3.48 - Deslocamentos verticais máximos para a segunda combinação de ações.

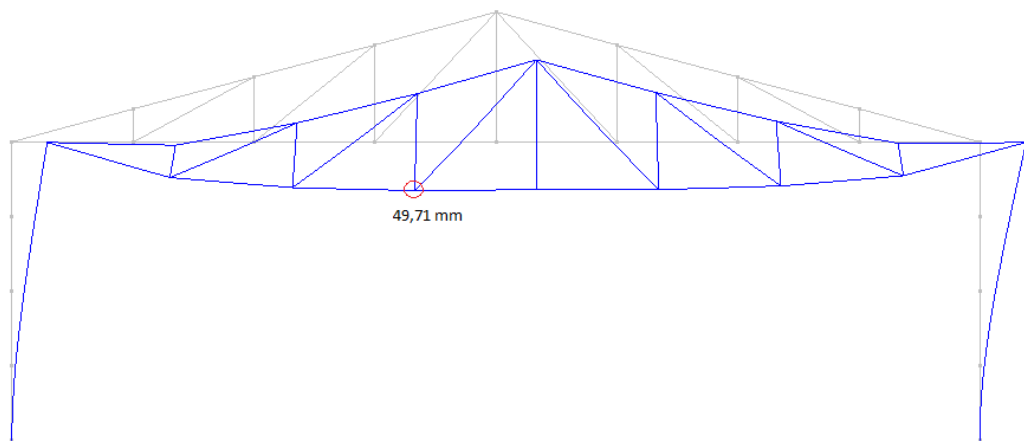


Figura 3.49 - Deslocamentos verticais máximos para a terceira combinação de ações.

O deslocamento vertical máximo foi obtido na terceira combinação de ações de 49,71 mm. Deste modo, é verificado o valor do deslocamento pelos limites impostos pela norma.

$$w_{fin} = \text{Máximo até } 86,67 \text{ a } 173,33 \text{ mm} = 49,71 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

3.13.2 Verificação do estado limite de utilização dos pilares

Na verificação ao estado limite de utilização dos pilares foi utilizada a norma 1993-1-1 secção NA-7.2.2(1)B para estabelecer os limites máximos dos deslocamentos horizontais, visto que na norma EC5 não especifica em concreto sobre os deslocamentos horizontais. Deste modo, para pórticos sem aparelhos de elevação é recomendado os limites de deslocamento horizontal máximo de $h/50$, sendo h a altura do pilar. Através do programa *Multiframe4D* foram simulados os deslocamentos horizontais críticos para todas as combinações de ações possíveis

com os coeficientes parciais relativos às ações iguais a 1, definido na norma EN 1990 secção A1.4.1.

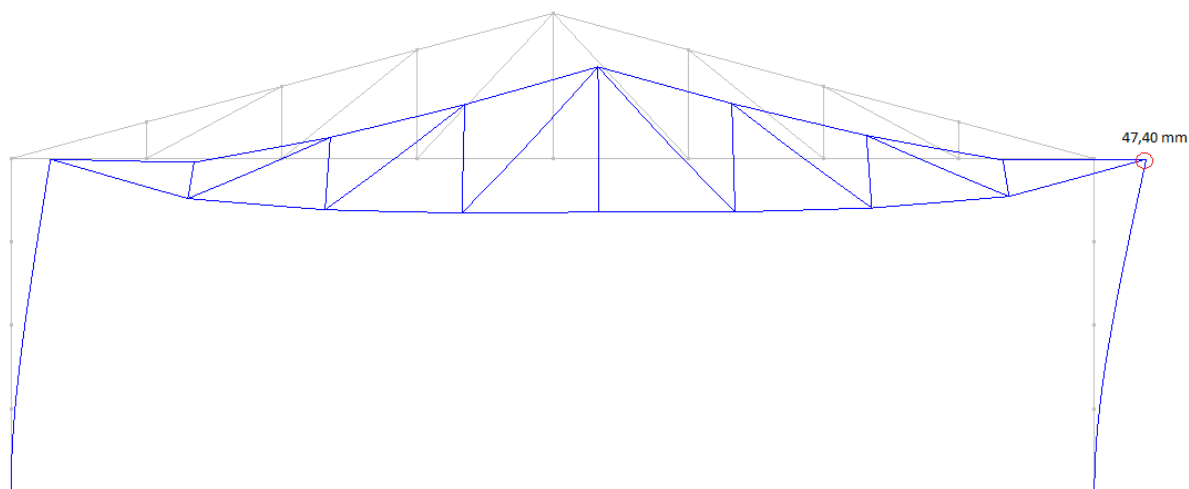


Figura 3.50 - Deslocamentos horizontais máximos para a terceira combinação de ações.

Na Figura 3.50 está representado o deslocamento horizontal crítico de 47,40 mm resultado pela terceira combinação de ações. Então, como os limites estipulados são de 53,33 mm, o perfil selecionado cumpre com os limites recomendados pela norma.

$$w_{fin} = \text{Máximo até } 53,33 \text{ mm} = 47,41 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

3.14 Dimensionamento dos contraventamentos na cobertura

Os contraventamentos têm como objetivo garantir a estabilidade longitudinal provocada pelas combinações de ações sobre as fachadas de empena no sentido longitudinal do pavilhão. Deste modo, são implementados montantes de contraventamentos entre todos os pórticos no banzo inferior da asna com um intervalo de 3,25 m entre si, de modo, a garantir a segurança contra o risco do bambeamento no banzo inferior da asna. Entre o primeiro e o segundo pórtico a contar da extremidade do pavilhão são implementados contraventamentos com montantes e diagonais.

No dimensionamento dos contraventamentos, primeiramente, é necessário determinar as reações nos apoios para cada pilar. Deste modo, no subcapítulo do dimensionamento dos pilares de empena foi apresentada uma carga distribuída equivalente aplicada nos pilares de $6,92 \text{ kNm}^{-1}$, primeira combinação de ações, exceto nos pilares das extremidades em que a intensidade é reduzida para metade. Assim, nos pilares 1 e 9, as reações podem ser determinadas através da Equação (3.22) como um pilar encastrado na base e simplesmente apoiado no topo. Para os restantes pilares são considerados como sendo encastrados na base e com dois apoios simples, um a 8 m da altura do pilar de empena e outro no topo, e as suas reações são determinadas recorrendo ao programa *Multiframe4D*. Na Figura 3.51 estão enumerados os pilares do pavilhão no plano da asna.

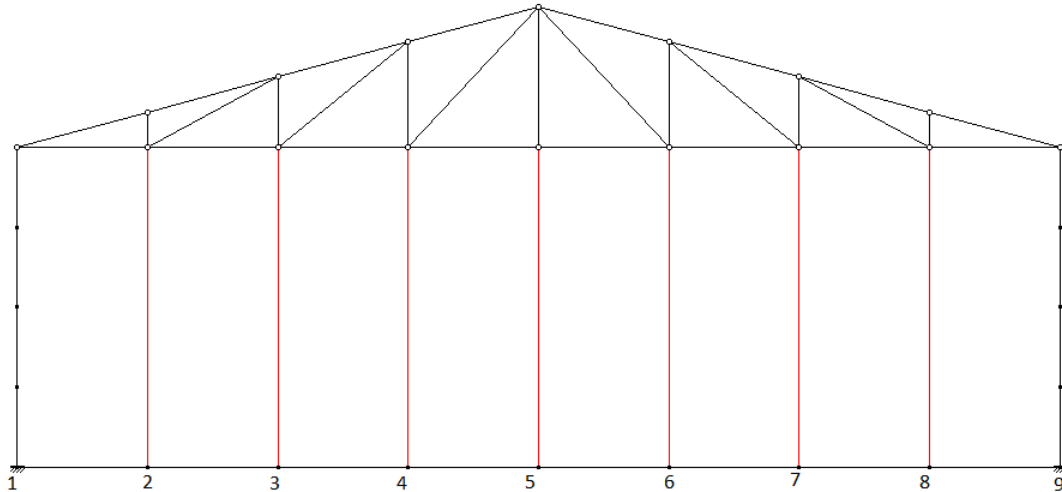


Figura 3.51 - Enumeração dos pilares de empena.

Na Tabela 3.53 estão representadas as reações originados nos pilares.

Tabela 3.53 - Reações originadas nos pilares.

Reações	Pilares 1 e 9	Pilares 2 e 8	Pilares 3 e 7	Pilares 4 e 6	Pilar 5
Reação na base [kN]	-17,30	-31,91	-32,61	-32,52	-31,98
Reação a 8 m [kN]	-10,38	-42,92	-34,85	-36,13	-39,43
Reação no topo [kN]	---	+13,46	0,00	-4,78	-8,03

Uma vez obtidas as reações nos pilares, procede-se ao dimensionamento dos contraventamentos. O sistema de contraventamentos na cobertura é constituído pelos montantes e as pelas diagonais em cruz de Santo André simplesmente apoiadas, uma estrutura hiperestática representada na Figura 3.52.

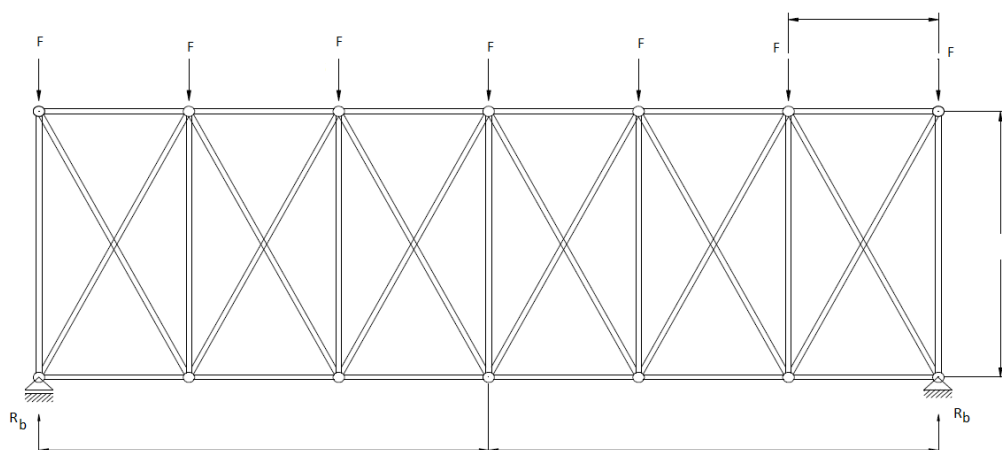


Figura 3.52 - Configuração do sistema de contraventamentos em cruz de Santo André.(Gomes, 2019)

Como as diagonais apenas resistem aos esforços de tração, no dimensionamento, o sistema equivalente é correspondente a uma viga do tipo Pratt, uma estrutura isostática representada na Figura 3.53.

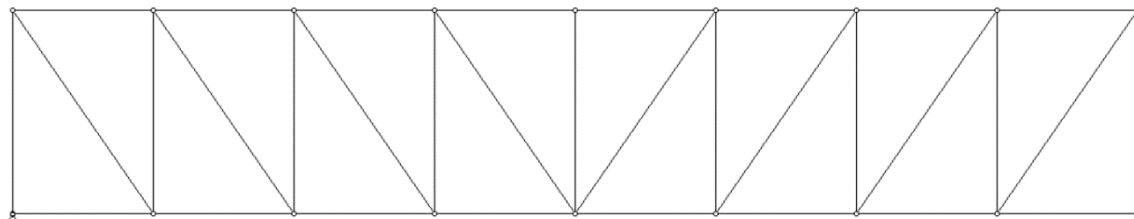


Figura 3.53 - Sistema equivalente do sistema de contraventamentos.

Deste modo, considerou-se que o sistema de contraventamentos é sujeito aos carregamentos a 8 m dos pilares, onde se encontram os contraventamentos, e os carregamentos no topo da cobertura serão suportados pelas madres devido ao valor da reação. Recorrendo uma vez mais ao programa *Multiframe4D* para a obtenção dos esforços nos elementos da viga Pratt sujeito aos carregamentos da Tabela 3.53. Na Figura 3.54 é representada a viga Pratt com a aplicação dos carregamentos.

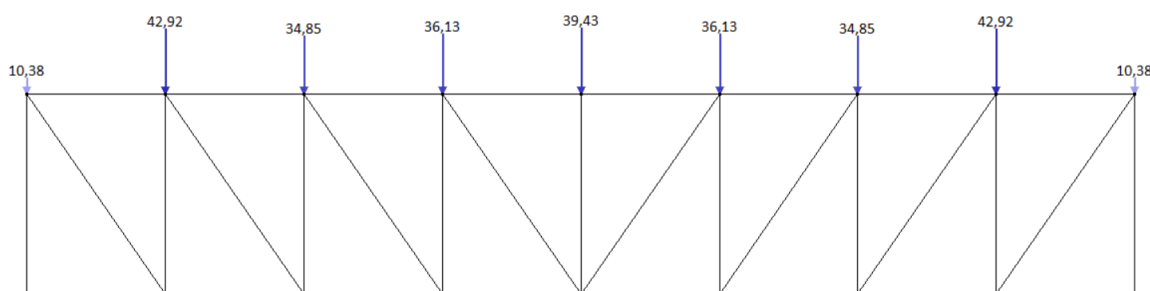


Figura 3.54 - Aplicação dos carregamentos no sistema de contraventamentos.

Na Figura 3.55 são apresentados os esforços obtidos na viga Pratt, através do programa *Multiframe4D*.

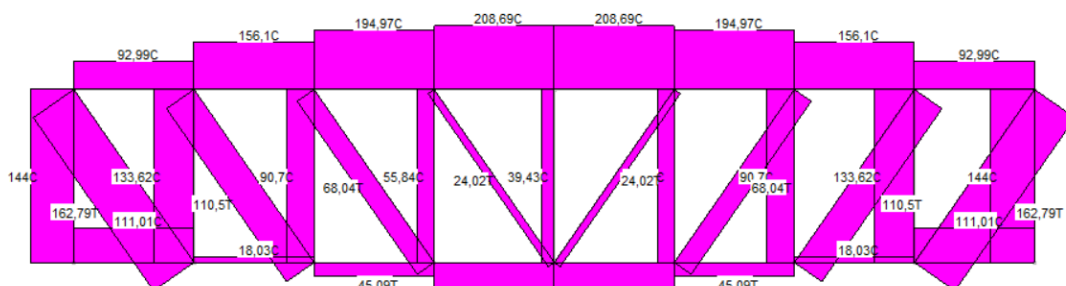


Figura 3.55 - Diagrama de esforços normais no sistema de contraventamentos.

Os esforços máximos obtidos nos elementos estão apresentados na Tabela 3.54.

Tabela 3.54 - Os esforços máximos nos respetivos elementos.

Elemento	Esforço normal [kN]
Montante	144 (C)
Diagonal	162,79 (T)
Banzo inferior	208,69 (C)

Tendo os esforços, é verificada a segurança dos elementos ao estado limite último.

3.14.1 Dimensionamento dos montantes do sistema de contraventamentos

No dimensionamento dos montantes do sistema de contraventamentos são seleccionados os perfis da madeira lamelada colada GL24h com a secção transversal de $16 \times 16 \text{ cm}^2$. Na Tabela 3.55 são apresentadas as propriedades do perfil.

Tabela 3.55 - Propriedades do perfil dos montantes.

Parâmetro	GL24h $16 \times 16 \text{ cm}^2$
$f_{t,0,d}$	11,88 MPa
$f_{c,0,d}$	17,28 MPa
I_y	$54,61 \times 10^6 \text{ mm}^4$
I_z	$54,61 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Área	25600 mm^2
Peso próprio	$0,10 \text{ kNm}^{-1}$

A verificação do estado limite último é dado através da Equação (3.25).

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{144 \times 10^3}{25600} = 5,63 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{5,63}{17,28} = 0,33 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

O perfil seleccionado é adequado. Como este está à compressão, também, é necessária a verificação ao risco de encurvadura. Na Tabela 3.56 são apresentados os valores dos parâmetros para o cálculo do risco de encurvadura no montante.

Tabela 3.56 - Valores dos parâmetros para o cálculo do risco de encurvadura no montante.

Parâmetro	Montante 160×160 mm
L (m)	4,67
$L_{eq,y}$ (m)	4,67
I_y (mm ⁴)	$54,61 \times 10^6$
i_y (mm)	46,19
λ_y	101,11
$\lambda_{rel,y}$	1,63
β_c	0,1
k_y	1,89
$k_{c,y}$	0,35

Assim, é averiguado o risco de encurvadura do montante através da Equação (3.30).

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} = \frac{5,63}{0,35 \times 17,28} = 0,93 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.14.2 Dimensionamento das diagonais do sistema de contraventamentos

No dimensionamento das diagonais dos contraventamentos são seleccionados os tirantes em aço de RND 25. Na Tabela 3.57 são apresentadas as propriedades dos tirantes.

Tabela 3.57 - Propriedades dos tirantes de aço de RND 25.

Parâmetro	RND 25
f_y	355 MPa
A	491 mm ²
I	$0,0192 \times 10^6$ mm ⁴
i	6,25 mm
D	25 mm

Como as diagonais estão sujeitos a esforços de tração, segundo a norma EN 1993-1-1 secção 6.2.3, a secção transversal do perfil deve satisfazer a condição do estado limite último através da Equação (3.50).

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (3.50)$$

Onde:

N_{Ed} é o valor do esforço de tração.

O valor de cálculo do esforço normal resistente de tração, $N_{t,Rd}$, é dado pela Equação (3.51).

$$N_{t,Rd} = Af_y = 174,31 \text{ kN} \quad (3.51)$$

Deste modo, a condição da Equação (3.50) é verificada com o perfil RND 25.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{162,79}{174,31} = 0,93 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.14.3 Verificação do banzo inferior

No dimensionamento do banzo inferior, primeiramente foi considerado apenas os esforços originados pelos carregamentos das combinações de ações nas faces laterais da estrutura principal. Deste modo, o perfil resultante foi de $28 \times 16 \text{ cm}^2$ com uma área de secção transversal de 44800 mm^2 . De seguida, é necessário verificar o estado limite último do perfil com a adição do esforço proveniente da mesma combinação de ações crítica, do vento longitudinal com pressão interna de pressão, na face do plano da asna.

O banzo inferior da asna apresenta duas zonas críticas à compressão. A primeira, a meio do banzo, onde apresenta um esforço de compressão resultante dos carregamentos laterais de $165,32 \text{ kN}$. Este esforço é agravado com a adição dos esforços no plano da asna de $208,69 \text{ kN}$ à compressão, resultando num esforço de compressão total de $374,01 \text{ kN}$. A segunda é situada na extremidade do banzo, onde apresenta $342,24 \text{ kN}$ à compressão devido as ações laterais. A este esforço é adicionado o esforço de compressão de 93 kN , resultando num esforço de compressão total de $467,20 \text{ kN}$. Deste modo, o banzo inferior deve resistir os esforços normais de compressão na extremidade do banzo. Assim, é verificada a condição através da Equação (3.25).

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{467,20 \times 10^3}{448 \times 10^{-4}} = 10,43 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{10,43}{17,28} = 0,60 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

Na verificação ao risco de encurvadura através da Equações (3.13) e (3.14), os parâmetros geométricos são idênticos, apenas alterando o valor da tensão normal instalado de $10,56 \text{ MPa}$.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} = \frac{10,43}{0,95 \times 17,28} = 0,64 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} = \frac{10,43}{0,66 \times 17,28} = 0,91 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.14.4 Verificação das madres

Os esforços normais no topo da cobertura serão suportados pelas madres. Assim sendo, os esforços são adicionados no seu dimensionamento, numa combinação de flexão composta, e averiguados novamente através das Equações (3.42) e (3.44), respetivamente para a tração e compressão.

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = \frac{16,50}{17,28} + \frac{0,44}{11,88} = 0,99 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 = \frac{16,50}{17,28} + \left(\frac{0,26}{17,28} \right)^2 = 0,96 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.15 Dimensionamento dos contraventamentos na fachada

No sistema de contraventamentos na fachada, as cargas são provocadas pelas reações nos apoios do sistema de contraventamentos na cobertura, R_b . Com o mesmo princípio do dimensionamento aplicado na cobertura, são dimensionados os montantes à compressão e as diagonais à tração, o sistema de contraventamentos será implementada nos primeiros dois intervalos nas extremidades do pavilhão. Na Figura 3.56 é representado um sistema equivalente com a altura do pilar de 8 m e subdividido em quatro partes equivalente aos espaçamentos das madres.

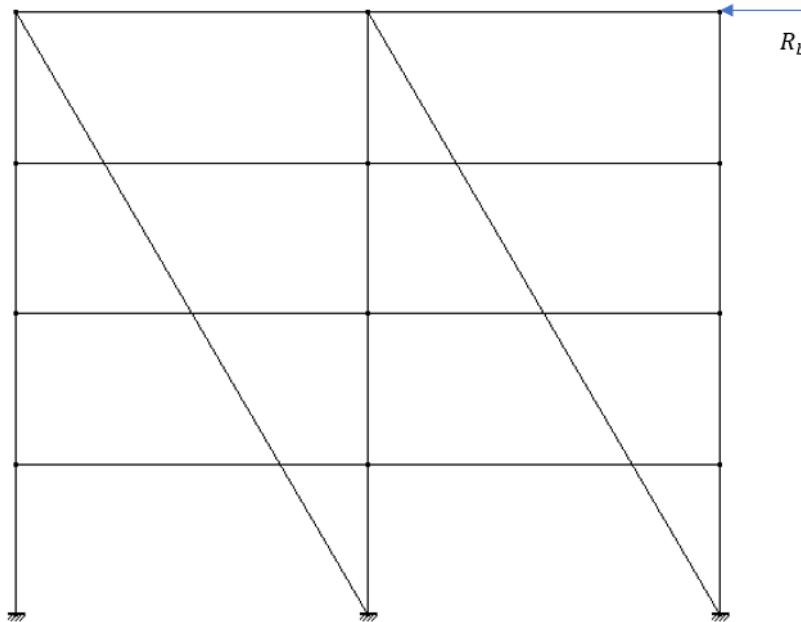


Figura 3.56 - Sistema equivalente do sistema de contraventamentos laterais.

Através do programa *Multiframe4D*, é obtido o valor de R_b para o caso do sistema de contraventamentos na cobertura de 144 kN . Na Figura 3.57 é apresentado o diagrama dos esforços normais no sistema de contraventamentos na fachada, através do mesmo.

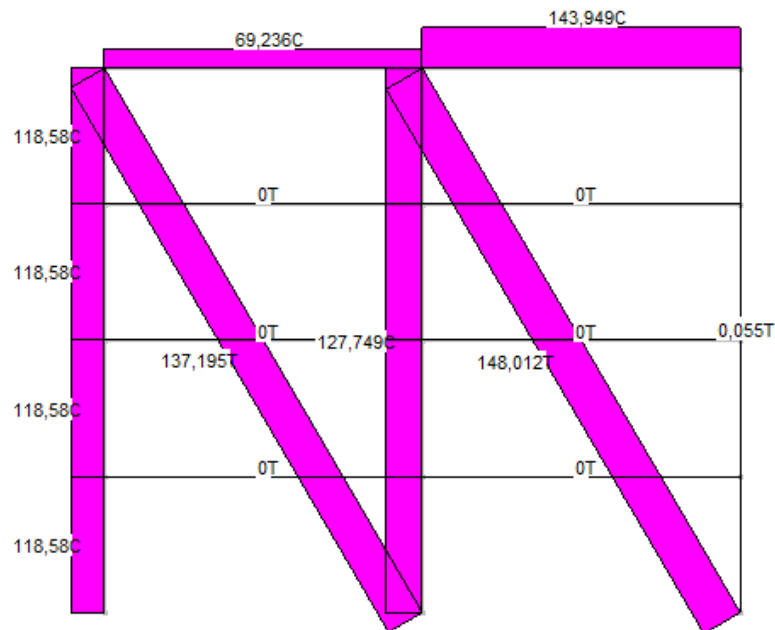


Figura 3.57 - Diagrama de esforços normais no sistema de contraventamentos laterais.

Os esforços máximos obtidos nos elementos estão apresentados na Tabela 3.58.

Tabela 3.58 - Os esforços máximos nos respetivos elementos.

Elemento	Esforço normal [kN]
Montante	144 (C)
Diagonal	148 (T)
Pilar	118,58 (C)

Tendo os esforços, é verificada a segurança dos elementos ao estado limite último.

3.15.1 Dimensionamento dos montantes do sistema de contraventamentos laterais

Visto que o esforço normal crítico de compressão é originada apenas no montante superior, pertencente ao sistema de contraventamentos da cobertura, o seu dimensionamento encontra-se no subcapítulo 3.14.1. Para as restantes, devido à sua grandeza diminuta serão suportados pelas madres laterais.

3.15.2 Dimensionamento das diagonais do sistema de contraventamentos laterais

No dimensionamento das diagonais dos contraventamentos são seleccionados os tirantes aço de RND 25. Na Tabela 3.59 são apresentadas as propriedades dos tirantes.

Tabela 3.59 - Propriedades dos tirantes RND 25.

Parâmetro	RND 25
f_y	355 MPa
A	491 mm ²
I	0,0192 × 10 ⁶ mm ⁴
i	6,25 mm
D	25 mm

O valor de cálculo do esforço normal resistente de tração, $N_{t,Rd}$, é dado pela Equação (3.51), resultando num valor de 174,30 kN

Deste modo, a condição da Equação (3.50) é verificada com o perfil RND 25.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{148}{174,30} = 0,85 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

3.15.3 Verificação dos pilares

Uma vez que a primeira combinação de ações, o pilar é sujeito a esforços normais de tração de 107,82 kN devido às ações laterais. Com a adição dos esforços provenientes das ações frontais, resulta num esforço normal resultante de 10,76 kN à compressão, promovendo um alívio de tensões. Deste modo, o perfil selecionado é mantido.

4 Ligações

O dimensionamento das ligações é um procedimento complexo no projeto de estruturas de madeira pelo facto das ligações se situarem em zonas das discontinuidades. Deste modo, é crucial garantir a transmissão adequada dos esforços. Existem várias soluções para as ligações entre os elementos da estrutura de madeira, as principais a saber são as ligações entalhadas e as ligações mecânicas. As ligações entalhadas são as ligações tradicionais, baseiam-se na transmissão direta de forças de contacto entre os elementos da estrutura sem intermediação de outros elementos de ligação. Para as ligações mecânicas são as ligações que a união dos elementos estruturais são obtidas através da utilização de elementos ligadores, como cavilhas e parafusos de porca.

4.1 Ligações entalhadas

As ligações entalhadas são adequadas para os casos em que os esforços instalados promovem a convergência dos elementos, como é exemplo o caso das ligações da asna sob ação gravítica. No caso de existirem combinações de ações que provoquem a inversão de esforços, as quais tendem a causar a separação dos elementos como a ação do vento de sucção, deve-se complementar a ligação entalhada com uma ligação mecânica.(Negrão & Faria, 2009)

Numa solução estrutural de asna é recorrente as ligações entalhadas. Os entalhes podem ser de dente simples aplicado na parte superior ou inferior da interface entre as barras, ou de dentes duplos. Na Figura 4.1 estão representadas as ligações entalhadas, respetivamente.

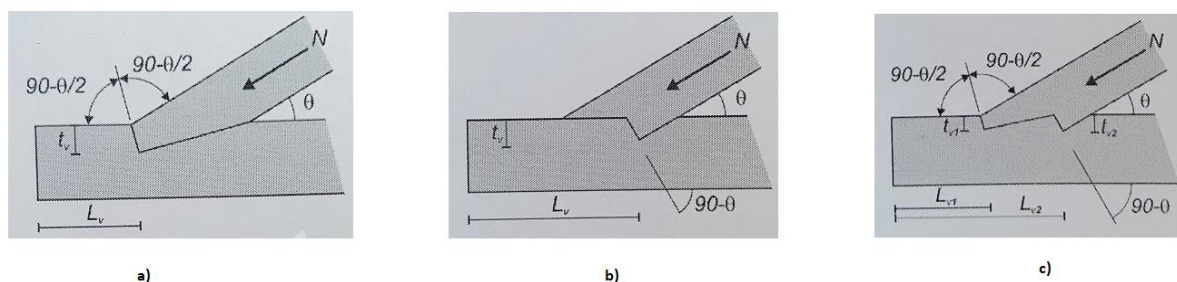


Figura 4.1 - Ligações entalhadas: a) ligação entalhada de dente simples na parte superior; b) ligação entalhada de dente simples na parte inferior; c) ligação entalhada de dentes duplos.(Negrão & Faria, 2009)

No seu dimensionamento admite-se que a transmissão de esforços entre os elementos a ligar ocorre apenas na área frontal do entalhe, nas quais os esforços são de compressão a um ângulo θ com o fio, o eixo axial da madeira. Deste modo, o ângulo de corte do entalhe superior é definido pela bissetriz do ângulo obtuso entre os dois elementos, isto é, $90 - \theta/2$. Este valor permite maximizar a eficiência da transmissão de esforços. O ângulo de corte do entalhe inferior é, geralmente, realizado na perpendicular ao ângulo formado entre os dois elementos de θ . Para o caso de dentes duplos, os ângulos de corte são uma junção das duas disposições.

O critério de dimensionamento do entalhe propõe a verificação da condição na Equação (4.1) em que o valor de cálculo da tensão normal de compressão na área frontal, atuando obliquamente a um ângulo força-fio θ , não exceda o valor da resistência à compressão com o mesmo ângulo.

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d} f_{c,90,d}}{f_{c,0,d} \sin^2 \alpha + f_{c,90,d} \cos^2 \alpha} \quad (4.1)$$

No primeiro caso, a tensão normal de cálculo é obtida através da decomposição do esforço axial segundo perpendicular à área frontal, sendo a área expressa na Equação (4.2).

$$A = \frac{b t_v}{\cos \frac{\theta}{2}} \quad (4.2)$$

Onde:

b é a largura do perfil

t_v como a profundidade do entalhe.

No segundo caso, o que difere é a área frontal dada pela Equação (4.3).

$$A = \frac{b t_v}{\cos \theta} \quad (4.3)$$

Além da verificação ao risco de esmagamento por compressão, ainda existe a possibilidade de ocorrência de risco de rotura por corte devido ao volume de madeira efetiva reduzida. De modo a prevenir este fenómeno é delimitada a tensão tangencial na superfície potencial de corte na Equação (4.4).

$$\tau_d = \frac{V}{A_v} = \frac{N \cos \alpha}{b L_v} \quad (4.4)$$

Onde:

A_v é a área da superfície de corte

L_v referente ao comprimento da superfície de corte.

No caso de dente duplo, a verificação do risco ao esmagamento dos entalhes é verificada individualmente. No entanto, a repartição dos esforços baseia-se na hipótese de o dente posterior absorver uma carga proporcional à razão entre a altura do dente e a altura do elemento, estando apresentada na Equação (4.5).

$$N_2 = N h \frac{t_{v2}}{\cos \alpha} \quad (4.5)$$

Sendo a restante carga, N_1 , transmitida ao entalhe superior dada pela Equação (4.6).

$$N_1 = N - N_2 \quad (4.6)$$

Além disso, deve-se ter em conta uma distância d , de modo a que haja uma separação das superfícies potenciais de corte entre os dois dentes de forma a evitar a sobreposição das mesmas. A distância d é dada pela Equação (4.7). (Negrão & Faria, 2009)

$$d = t_{v2} - t_{v1} \geq \max\{10 \text{ mm}; 0,2t_{v2}\} \quad (4.7)$$

4.2 Ligações mecânicas

Nas ligações mecânicas, existem distinções entre os ligadores tipo cavilha (*Fasteners*) e os ligadores planos (*Connectors*). Nos primeiros, a transmissão de forças, normalmente esforços de corte e flexão, é assegurada através da pressão de contacto originada entre o ligador e a madeira, sendo a sua resistência condicionada pelo esmagamento da madeira na zona de contacto. A inserção dos ligadores deve ser transversalmente aplicada ao fio da madeira de modo a garantir uma maior eficiência. Os exemplos de ligadores tipo cavilha são os pregos, parafusos de porca e anilha, parafusos de enroscar, agrafos e cavilhas. As ligações planas possuem uma grande área de contacto, permitindo uma melhor distribuição das forças. Na Figura 4.2 estão apresentados alguns exemplos de ligações metálicas. (Negrão & Faria, 2009)

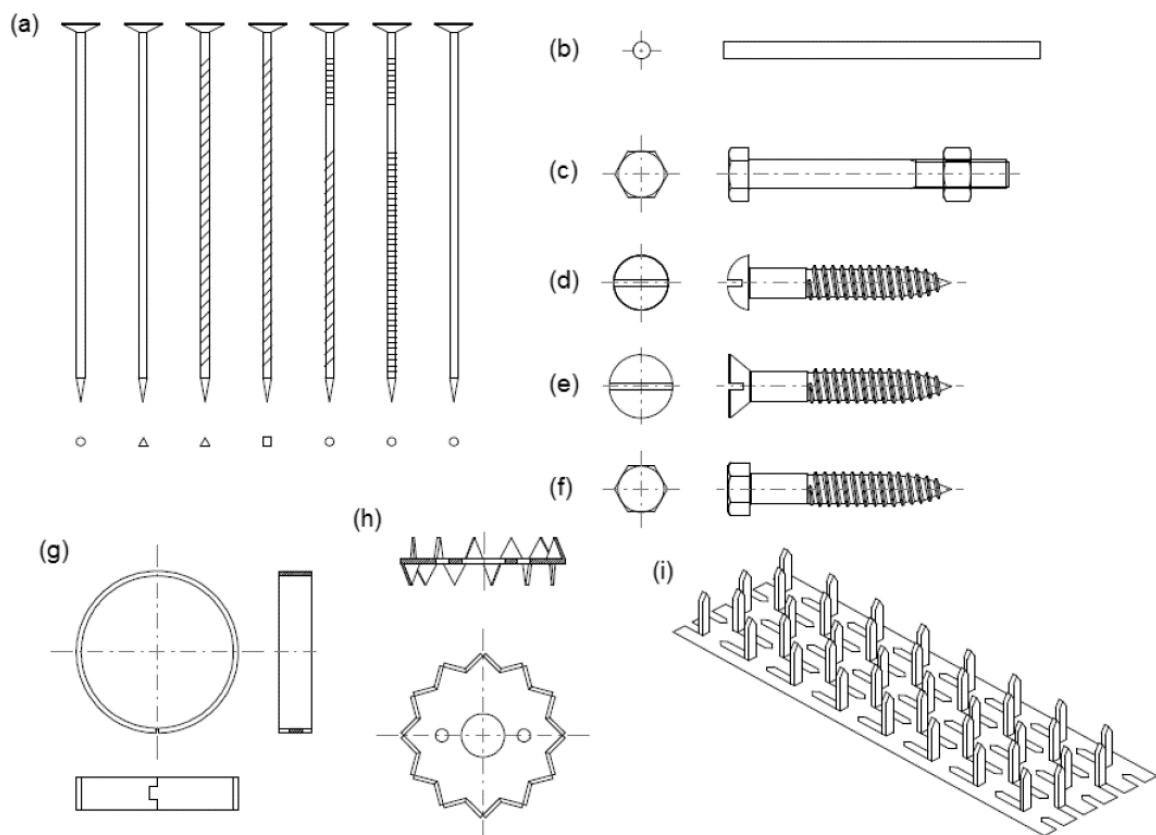


Figura 4.2 - Ligações metálicas: a) pregos; b) cavilha; c) parafusos de porca; d) parafusos autorroscante de cabeça redonda; e) parafuso autorroscante de cabeça em embeber; f) parafuso autorroscante de cabeça sextavada; g) anel aberto; h) placa metálica denteada; i) chapa metálica denteada. (Kuklik, 2008)

4.2.1 Parafusos de porca

Os parafusos são elementos cilíndricos em aço macio, frequentemente aplicados em ligações de madeira-aço. As suas classes de resistência mais comuns estão representadas na Tabela 4.1, em que são classificados por dois algarismos separados por um ponto. O primeiro número é referente ao valor da tensão de rotura do aço à tração, f_{ub} , expresso em centenas de *MPa*. O ponto e o segundo número é referente a uma fração da tensão de rotura correspondente ao valor de tensão de cedência do mesmo, f_{yb} . A classe de material das porcas são caracterizadas apenas pelo primeiro número.

Tabela 4.1 - Classes de resistência dos parafusos.

Classe	f_{yb} [<i>MPa</i>]	f_{ub} [<i>MPa</i>]
4.6	240	400
4.8	320	400
5.6	300	500
5.8	400	500
6.6	360	600
8.8	640	800
10.9	900	1000
12.9	1080	1200

Na ligação, a estabilidade posicional é estabelecida pela área de contacto da cabeça do parafuso e da porca. Para evitar danos de indentação da madeira devido à pressão de aperto, deve-se colocar anilhas, circulares ou quadradas, sob a cabeça dos parafusos e sob as porcas. A norma EC5 secção 10.4.3 propõe um diâmetro mínimo de $3d$ e uma espessura de $0,3d$, onde d é o diâmetro nominal do parafuso.

A verificação da resistência dos parafusos será abordada mais adiante na teoria de Johansen.

4.3 Dimensionamento das chapas de aço

As chapas são dimensionadas em aço e as suas propriedades encontram-se na norma EN 1993 secção 3.2. Na norma EC5 secção 8.2.3 refere que se deve verificar as resistências da chapa à tração, à compressão e ao corte. Além disso, como é um elemento presente na ligação, existe a possibilidade de rotura devido ao esmagamento diametral no furo e ao efeito do punçoamento da chapa.

Desde modo, na norma EN 1993-1-8 secção 3.4.2 propõe a verificação da resistência ao esmagamento numa ligação ao corte dada pela Equação (4.8).

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} \quad (4.8)$$

Onde:

$F_{v,Ed}$ é o valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite último

$F_{b,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência ao esmagamento por parafuso em função da resistência do aço da chapa e da sua espessura, expresso na Equação (4.9).

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} \quad (4.9)$$

Onde:

d é o diâmetro nominal do parafuso

t a espessura da chapa

γ_{M2} é o coeficiente de segurança.

O coeficiente k_1 para parafusos de extremidade é dado pelo menor valor das expressões na Equação (4.10).

$$k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{3d_o} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_o} - 1,7; 2,5 \right) \quad (4.10)$$

Onde:

e_2 é a distância entre o centro do furo e a extremidade perpendicular ao fio

p_2 é o espaçamento entre as fiadas de parafusos

d_o representa o diâmetro do furo da chapa.

O coeficiente α_b para parafusos de extremidade e na direção de transmissão dos esforços é dado pelo menor valor das expressões na Equação (4.11).

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_2}{3d_o}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right) \quad (4.11)$$

De seguida, a verificação à resistência ao punçoamento originada numa ligação em que os parafusos estão à tração é dada pela Equação (4.12).

$$F_{t,Ed} = B_{p,Rd} \quad (4.12)$$

Em que a resistência ao punçoamento, $B_{p,Rd}$, é dada pela Equação (4.13).

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.13)$$

Onde:

d_m é o diâmetro da cabeça do parafuso.

4.4 Teoria de Johansen

A teoria de Johansen constitui o modelo formal de critérios de dimensionamento das ligações do tipo cavilha entre elementos de madeira sujeitos ao corte prescritos na norma EN 1995-1-1. O método é aplicável a ligações madeira-madeira, madeira-derivados de madeira e madeira-

ação, no pressuposto do comportamento rígido-plástico. Deste modo, no dimensionamento das ligações devem-se verificar as condições de resistência ao esmagamento localizado da madeira e do momento plástico do ligador.

A resistência ao esmagamento localizado é uma característica da ligação. Tomando como exemplo da Figura 4.3, uma ligação madeira-madeira, de espessura t_1 e t_2 respetivamente, unidos por uma cavilha de diâmetro d sujeita ao corte simples. Ao aplicar uma tensão de tração nas extremidades da madeira, a força transmitida à cavilha é sob forma de pressões de contacto p que, por sua vez, é sujeita a tensões de corte. A pressão de contacto, para efeitos de cálculo, considera-se aplicada numa área projetada plana de $d \times t$, sabendo que a superfície de contacto é circular. Essa tensão existente pode provocar um esmagamento local da madeira. Deste modo, a resistência ao esmagamento localizado tem como objetivo de prevenir a ocorrência do esmagamento localizado.

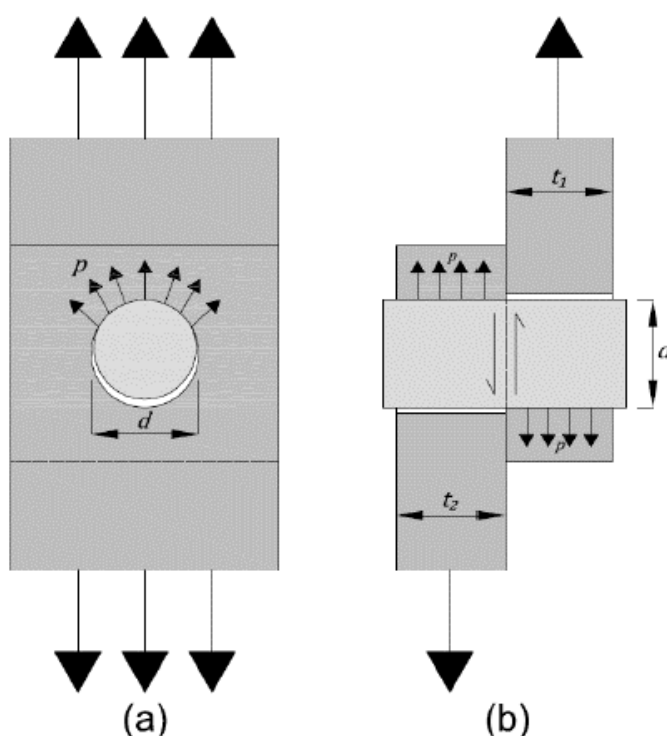


Figura 4.3 - Ligação madeira-madeira em corte simples: a) vista frontal; b) vista de corte. (Negrão & Faria, 2009)

A quantificação da resistência ao esmagamento localizado foi obtida experimentalmente, de acordo com os procedimentos descritos na norma EN 383. O ensaio realizado é de acordo com o esquema apresentado na Figura 4.4 em que resulta na Equação (4.14) para o cálculo da resistência ao esmagamento localizado, f_h .

$$f_h = \frac{F_{max}}{d \times t} \quad (4.14)$$

Onde:

F_{max} – Força máxima aplicada durante o ensaio

d – Diâmetro do ligador

t – Espessura da madeira.

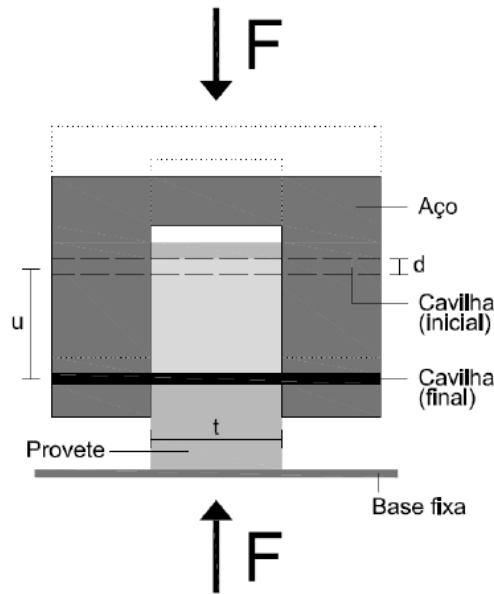


Figura 4.4 - O ensaio para a determinação da resistência ao esmagamento localizada. (Negrão & Faria, 2009)

Em relação ao momento plástico, nos ligadores sujeitos a tensões de corte surgem forças transversais ao longo do ligador que originam distribuições de esforços transversais e um momento fletor. Devido à existência deste momento fletor que promove a formação de uma rótula plástica resultante do esgotamento da capacidade resistente da secção à flexão. O momento plástico corresponde ao valor de momento fletor nela instalada.

A norma EC5 secção 8.5 propõe a verificação da resistência dos parafusos ao esmagamento localizado, $f_{h,k}$, e ao momento plástico, $M_{y,Rk}$. A resistência $f_{h,k}$ é uma tensão fictícia que atua na área de contacto capaz de provocar o esmagamento da madeira. O valor de $f_{h,k}$ para qualquer ângulo força-fio, α , é expresso na Equação (4.15).

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4.15)$$

Em que o coeficiente k_{90} é expresso na Tabela 4.2 para madeira macia, *LVL* e madeira dura, respetivamente.

Tabela 4.2 – Valores de k_{90} .

Tipo de madeira	k_{90}
Madeira macia	$1,35 + 0,015d$
<i>LVL</i>	$1,30 + 0,015d$
Madeira dura	$0,90 + 0,015d$

Para o caso específico em que as forças aplicadas têm a mesma direção do fio, ou seja, α nulo. Apenas é calculado $f_{h,0,k}$ através da Equação (4.16).

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad (4.16)$$

Onde:

ρ_k é a densidade da madeira em kg/m^3

d é o diâmetro do parafuso em mm .

O momento plástico, $M_{y,Rk}$, é expresso na Equação (4.17).

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k}d^{2,6} \quad (4.17)$$

4.4.1 Modos de rotura

Os modos de rotura são os mecanismos de rotura possíveis numa ligação em função das características mecânicas e geométricas dos elementos ligantes, de modo, a permitir a avaliação da resistência necessária numa ligação.

Existem três modos de rotura associados a ligadores do tipo cavilha, a saber:

- Modo de rotura 1 – rotura devido ao esmagamento da madeira e sem plastificação do ligador.
- Modo de rotura 2 – rotura devido ao esmagamento da madeira e formação de uma rótula plástica por plano de corte.
- Modo de rotura 3 – rotura devido à formação de duas rótulas plásticas por plano de corte.

Sendo difícil, em primeira instância, a determinação do modo de rotura da ligação, deve-se calcular os três modos de rotura, sendo o valor da menor resistência como o valor da resistência de cálculo no dimensionamento.

Os ligadores podem estar sujeitos a corte simples, duplo e múltiplo. As condições de corte simples são as ligações em que o ligador interceta apenas um plano de corte. Neste sentido, o corte duplo consiste na interseção de dois planos de corte e o corte múltiplo aos ligadores com mais do que dois planos de corte. A Figura 4.5 ilustra os casos possíveis apresentados no Eurocódigo 5.

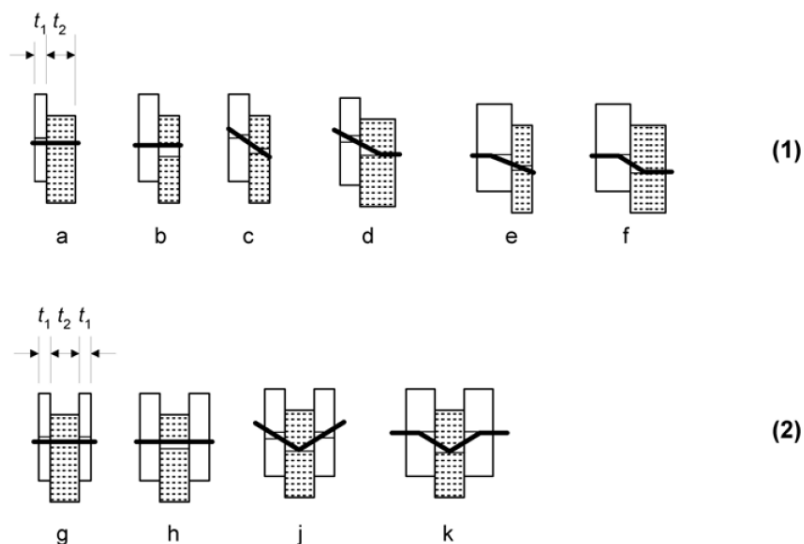


Figura 4.5 - Modo de rotura: 1) em corte simples; 2) em corte duplo.(CEN EN 1995-1-1, 2004)

4.4.2 Corte simples

Ligações madeira-madeira e derivados

1. Modo de rotura do tipo 1A

O modo de rotura do tipo 1A consiste no esmagamento total de um dos elementos ligantes por compressão. Deste modo, o valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, deve ser condicionado pelo menor valor resultante de $F_{v,Rk,1A1}$ e $F_{v,Rk,1A2}$ expressos nas Equações (4.18) e (4.19), respetivamente.

$$F_{v,Rk,1A1} = f_{h,1,k} t_1 d \quad (4.18)$$

$$F_{v,Rk,1A2} = f_{h,2,k} t_2 d \quad (4.19)$$

No caso de os dois elementos serem do mesmo material, a rotura ocorre no elemento com menor espessura.

2. Modo de rotura do tipo 1B

O modo de rotura do tipo 1B consiste na ocorrência de esmagamento em ambos elementos em faces opostos do ligador, permitindo rotações e deslizamentos do ligador. Assim, o valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.20).

$$F_{v,Rk,1B} = \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2(1 + \alpha + \alpha^2) + \beta^3\alpha^2} - \beta(1 + \alpha) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.20)$$

Onde:

α é o rácio entre t_2 e t_1

β é o rácio entre $f_{h,1,k}$ e $f_{h,2,k}$.

O segundo termo do segundo membro da equação anterior é correspondente ao efeito de cabo (*Rope Effect*). Este efeito ocorre quando a ligação é tracionada até ao ponto do esmagamento inicial, o elemento ligador é encurvado e, conseqüentemente, é reduzido o comprimento longitudinal do parafuso. Assim, origina um aumento das forças de atrito entre a madeira e os elementos exteriores devido aos esforços de compressão, promovendo um aumento da resistência da ligação.

É de salientar que a norma EC5 estabelece os limites máximos da contribuição do efeito de cabo. Na Tabela 4.3 são apresentados os rácios entre efeito de cabo e a parcela de Johansen, o primeiro termo do segundo membro, consoante o tipo de ligador. Deste modo, o valor do efeito de cabo deve ser considerado como o menor valor entre o valor de cálculo e o valor da Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Rácios entre o efeito de cabo e a parcela de Johansen.

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

Para estabelecer o valor de cálculo do efeito de cabo, é necessário determinar a resistência ao arranque da ligação. Existe três cenários possíveis que são a cedência do parafuso à tração, rotura por punçoamento no caso das chapas laterais e o esmagamento da madeira sob a anilha aplicável para o caso da chapa central.

A resistência à tração do parafuso é dada pela Equação (4.21).

$$N_{R,t,k} = f_{yk} A_s \quad (4.21)$$

Onde:

A_s é a área de tração do parafuso sendo o valor médio entre a área do diâmetro nominal e a secção do fundo da rosca.

O cálculo da resistência ao punçoamento da chapa já foi referido no subcapítulo do dimensionamento das chapas de aço.

Na norma EC5 secção 8.5.2 propõe que a resistência ao esmagamento da madeira seja considerada a resistência à compressão perpendicular ao fio, sendo o caso mais desfavorável. Deste modo, a resistência ao esmagamento é dada pela Equação (4.22).

$$N_{R,c,90,k} = 3f_{c,90,k} A_{anilha} \quad (4.22)$$

Sendo que A_{anilha} é a área de contacto dada pela Equação (4.23).

$$A_{anilha} = \frac{\pi(d_{anilha}^2 - d^2)}{4} \quad (4.23)$$

O valor de cálculo da resistência ao arranque, $F_{ax,Rk}$, é o menor valor entre os três cenários caso seja aplicável. Para obter o valor de cálculo do efeito de cabo, a este valor deve-se dividir por quatro.

3. Modo de rotura do tipo 2

O modo de rotura do tipo 2 é o caso de rotura devido à junção do esmagamento da madeira com a formação de uma rótula plástica no ligador. O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso nas Equações (4.24) e (4.25).

$$F_{v,Rk,2A} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_1^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.24)$$

$$F_{v,Rk,2B} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_2^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.25)$$

As duas possibilidades de rotura em corte simples são quase idênticas, porém são antissimétricas uma da outra.

4. Modo de rotura do tipo 3

O modo de rotura do tipo 3 corresponde à formação de duas rótulas plásticas. O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.26).

$$F_{v,Rk,3} = 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d \frac{2\beta}{1 + \beta} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}} \quad (4.26)$$

Ligações madeira-aço

O estudo dos modos de rotura nas ligações madeira-aço assume as seguintes hipóteses:

- As chapas finas permitem a rotação do ligador na secção do furo. A possibilidade dessa rotação é devido à pequena espessura da chapa com a folga do furo. São consideradas chapas finas se a espessura for inferior a metade do diâmetro do furo do ligador.
- As chapas grossas impedem a rotação de ligador na secção do furo. Devido às dimensões da espessura, origina um braço que permite desenvolver um momento de encastramento.

1. Modo de rotura do tipo 1 nas chapas finas

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.27).

$$F_{v,Rk,1F} = 0,4 f_{h,k} t_1 d \quad (4.27)$$

Onde:

$f_{h,k}$ e t_1 são parâmetros referentes ao elemento de madeira.

2. Modo de rotura do tipo 2 nas chapas finas

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.28).

$$F_{v,Rk,2F} = 1,15 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.28)$$

1. Modo de rotura do tipo 1 nas chapas espessas

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.29).

$$F_{v,Rk,1E} = f_{h,k} t_1 d \quad (4.29)$$

2. Modo de rotura do tipo 2 nas chapas espessas

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.30).

$$F_{v,Rk,2E} = f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{M_{y,Rk}}{f_{h,k} t_1^2 d}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.30)$$

3. modo de rotura do tipo 3 nas chapas espessas

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.31).

$$F_{v,Rk,3E} = 2,3 \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.31)$$

4.4.3 Corte duplo

As ligações em corte duplo são geralmente simétricas. Assim, os modos de rotura também são simétricos em ambos os planos de corte. É de salientar que a resistência do ligador é duplo do valor característico da resistência por plano de corte.

Ligações madeira-madeira e derivados

1. Modo de rotura do tipo 1A

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é dado pelo menor valor obtido através das Equações (4.32) e (4.33).

$$F_{v,Rk,1A1} = f_{h,1,k} t_1 d \quad (4.32)$$

$$F_{v,Rk,1A2} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (4.33)$$

Em que t_1 é referente a espessura lateral e t_2 a espessura central.

Os dois modos de rotura correspondem ao esmagamento total dos elementos laterais e centrais, respetivamente.

2. Modo de rotura do tipo 2

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.34).

$$F_{v,Rk,2} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} t_1^2 d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.34)$$

3. Modo de rotura do tipo 3

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.35).

$$F_{v,Rk,3} = 1,15 \sqrt{\frac{4\beta}{1 + \beta} M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.35)$$

Ligações madeira-aço (chapas laterais)

1. Modo de rotura do tipo 1

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.36).

$$F_{v,Rk,1} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (4.36)$$

2. Modo de rotura do tipo 2 (chapas finas)

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.37).

$$F_{v,Rk,2} = 1,63 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.37)$$

3. Modo de rotura do tipo 3 (chapas espessas)

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.38).

$$F_{v,Rk,3} = 2,30 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.38)$$

Ligações madeira-aço (chapa central)

1. Modo de rotura do tipo 1

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.39).

$$F_{v,Rk,1} = f_{h,1,k} t_1 d \quad (4.39)$$

2. Modo de rotura do tipo 2

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.40).

$$F_{v,Rk,2} = f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} t_1^2 d}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.40)$$

3. modo de rotura do tipo 3

O valor característico da capacidade resistente por plano de corte e por ligador, $F_{v,Rk}$, é expresso na Equação (4.41).

$$F_{v,Rk,3} = 2,30 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (4.41)$$

4.5 Resistência da ligação total

Como a madeira apresenta um baixo módulo de elasticidade na ordem dos 12 GPa para GL24h, a resistência total de n parafusos na direção do fio não é a soma aritmética das resistências individuais pois ao ser solicitado origina diferentes deformações nos parafusos sucessivos. Deste modo, a norma EC5 secção 8.5.1 propõe que, no caso de parafusos de porca solicitados na direção do fio, o número efetivo de parafusos, n_{ef} , é dado pela Equação (4.42).

$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right\} \quad (4.42)$$

Onde:

a_1 é o espaçamento entre parafusos na direção do fio.

No caso dos parafusos solicitados na direção perpendicular ao fio, os esforços instalados são iguais em todos os parafusos. Assim, não existe uma redução do número de parafusos efetivos.

Logo, numa ligação composta por um conjunto de ligadores, a resistência da ligação total obtém-se pela multiplicação da resistência da ligação individual com o fator de redução do número efetivo de parafusos, sendo o caso favorável, o somatório de todas as resistências individuais, ver na Equação (4.43).

$$F_{v,Rd,ligação} = n_{ef} F_{v,Rd,ligador} \quad (4.43)$$

4.6 Espaçamento entre parafusos

O dimensionamento dos espaçamentos mínimos dos parafusos tem como objetivo a redução do risco de ocorrência de fraturas, arranques de topo ou roturas por tração transversal originados pelas cargas instalados nos parafusos.

Na norma EC5 secção 8.5.1 é apresentado um quadro com os espaçamentos mínimos para os parafusos de porca, na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Espaçamentos entre parafusos.

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)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$4d$
$a_{3,t}$ (topo solicitado)	$-90^\circ \leq \alpha \leq +90^\circ$	$\max[7d; 80\text{mm}]$
$a_{3,c}$ (topo não solicitado)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha)d ; 4d]$
	$150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$	$4d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$\max[(1 + 6 \sin \alpha)d ; 4d]$
$a_{4,t}$ (lado solicitado)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max[(2 + 2 \sin \alpha)d ; 3d]$
$a_{4,c}$ (lado não solicitado)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

Onde:

a_1 é o espaçamento entre parafusos da mesma fiada.

a_2 é o espaçamento entre fiadas.

$a_{3,t}$ é a distância entre o parafuso e a extremidade solicitada da face perpendicular à direção do fio.

$a_{3,c}$ é a distância entre o parafuso e a extremidade não solicitada da face perpendicular à direção do fio.

$a_{4,t}$ é a distância entre o parafuso e a extremidade solicitada da face paralela à direção do fio.

$a_{4,c}$ é a distância entre o parafuso e a extremidade não solicitada da face paralela à direção do fio.

Para uma melhor compreensão das cotas, na Figura 4.6 são ilustradas aplicações das cotas em alguns exemplos de ligações disponíveis na norma EC5.

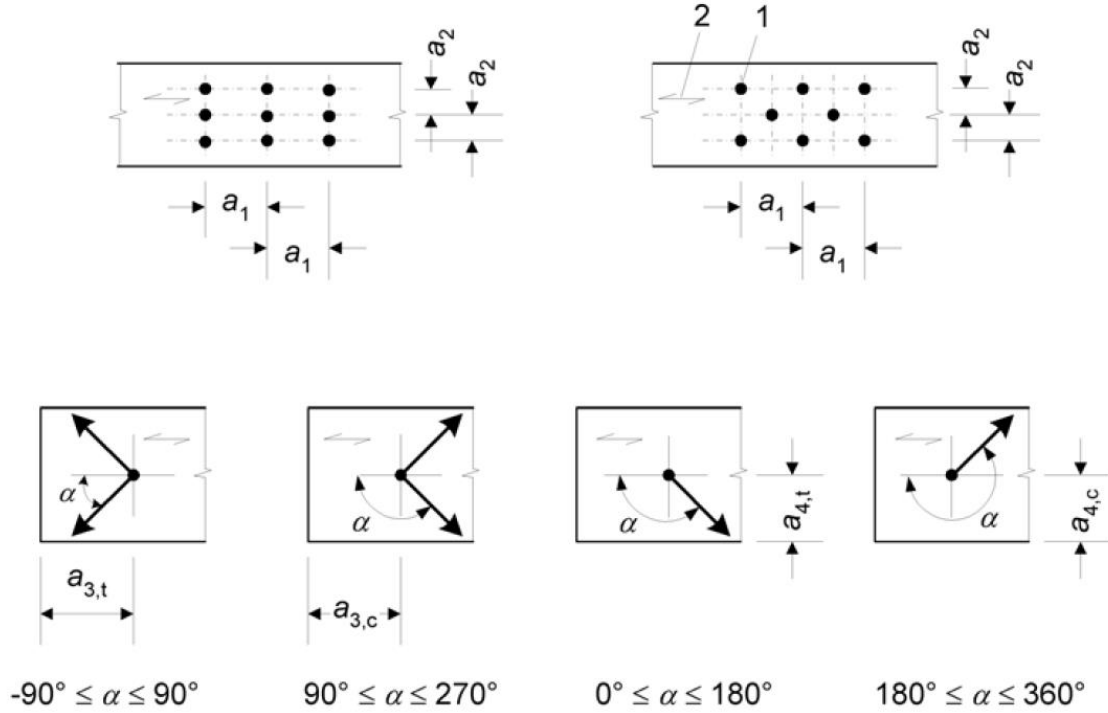


Figura 4.6 - Diferentes cotas de espaçamento.(CEN EN 1995-1-1, 2004)

4.7 Rotura por corte em bloco

Este tipo de rotura é originado pelo esgotamento da resistência ao corte nas superfícies laterais do prisma envolvente das ligações e da resistência à tração da superfície do prisma perpendicular à solicitação. Como a rotura da madeira é do tipo frágil, quando é atingida a rotura de uma delas, existe um acréscimo de carga nas restantes superfícies de ligação até à rotura total do bloco. Na Figura 4.7 é apresentado um exemplo de rotura por corte em bloco numa ligação madeira-aço em corte simples.



Figura 4.7 - Um exemplo de rotura por corte em bloco.(CEN EN 1995-1-1, 2004)

Deste modo, a resistência correspondente à rotura por corte em bloco é dada pelo maior valor entre a resistência ao corte e resistência à tração das superfícies correspondentes, representada na Equação (4.44).

$$F_{bs,Rk} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 A_{net,t} f_{t,0,k} \\ 0,7 A_{net,v} f_{v,k} \end{array} \right. \quad (4.44)$$

Na primeira expressão é referente à resistência de tração da superfície perpendicular ao fio. Sendo $A_{net,t}$ a área do topo excluindo as áreas das discontinuidades devido aos furos, expressa na Equação (4.45).

$$A_{net,t} = l_t \times t \quad (4.45)$$

Na segunda expressão corresponde à resistência ao corte. Em que $A_{net,v}$ é referente às áreas laterais líquida sem a área dos furos, expressa na Equação (4.46).

$$A_{net,v} = l_v \times t \quad (4.46)$$

Na Figura 4.8 são indicados os comprimentos de l_t e l_v .

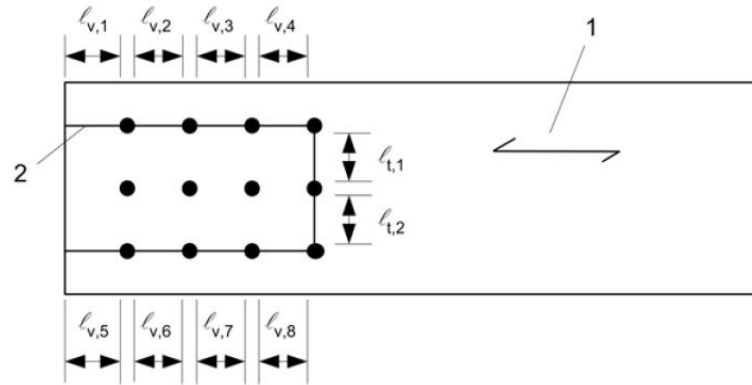


Figura 4.8 - Indicação das cotas l_t e l_v . (CEN EN 1995-1-1, 2004)

4.8 Ligações para forças oblíquas

No dimensionamento, os montantes e as diagonais ao serem solicitados transmitem uma força oblíqua para o banzo superior e pode provocar a ocorrência de uma fratura longitudinal. Deste modo, na norma EC5 secção 8.1.4 estabelece o critério de verificação de segurança dado pela Equação (4.47).

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd} \quad (4.47)$$

Onde:

$F_{v,Ed}$ é o valor do esforço transversal de cálculo.

$F_{90,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência à fratura na zona da ligação, dada pela Equação (4.48).

$$F_{90,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} 14bw \sqrt{\frac{h_e}{1 - \frac{h_e}{h}}} \quad (4.48)$$

Onde:

h_e é a distância entre a extremidade do perfil e o ligador mais afastado no sentido da força.

b é a largura da secção e h a altura do perfil.

w é fator de modificação dada pela Equação (4.49).

$$w = \max \left[1; \left(\frac{w_{pl}}{100} \right)^{0,35} \right] \quad (4.49)$$

Sendo w_{pl} o comprimento das placas estampadas na direção do fio.

4.9 Ligações resistentes ao momento fletor

No caso de ligações sujeitos a momentos fletores, como é exemplo a base do pilar encastrado. No dimensionamento da ligação, assume-se que os perfis de madeira são infinitamente rígidos na zona da ligação sujeitos a um momento, M , capaz de causar uma rotação em torno de um centro de rotação, coincidente com o centro geométrico do conjunto dos ligadores. Assim, todos os ligadores são sujeitos à mesma rotação de θ .

Em reação, em cada ligador é originada uma força resistente. Esta força é perpendicular ao raio que une o centro geométrico do ligador ao centro de rotação, r , como se demonstra na Figura 4.9.

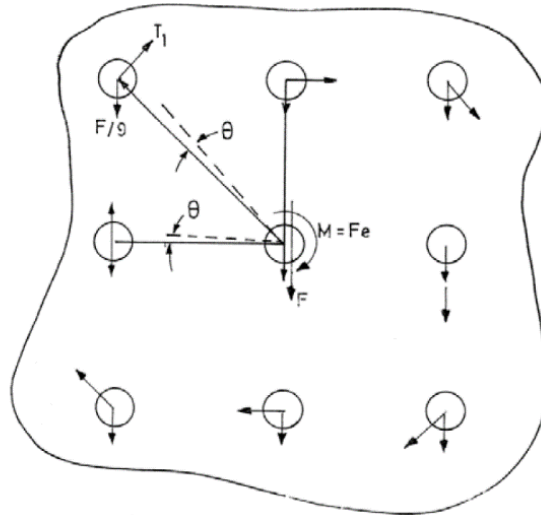


Figura 4.9 - Modelo de análise de uma ligação aparafusada sujeito a momento fletor. (Castro, 2013)

Deste modo, é possível aplicar as equações dos modos de rotura de Johansen para determinar a resistência do ligador. Como se trata de uma ligação de madeira, o ligador mais distante pode não ser o ligador crítico pois a tensão de rotura varia em função do ângulo força-fio, condicionando a resistência ao esmagamento localizado. Assim, deve-se calcular a resistência de todos os elementos e o valor de cálculo será o elemento com menor resistência individual.

Uma vez obtida a resistência do ligador, é calculado o momento resistente, $M_{Rk,j}$, através da Equação (4.50).

$$M_{Rk,j} = F_{v,Rk,j} r_j \quad (4.50)$$

Sendo j referente ao ligador j .

A resistência total da ligação é dada pela Equação (4.51).

$$M_{Rk} = \sum_{j=1}^n M_{Rk,j} \quad (4.51)$$

Onde:

n corresponde ao número de ligadores.

Por fim, o valor de cálculo da resistência da ligação deve não exceder ao momento instalado, apresentado na Equação (4.52).

$$M_{Rk} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \leq M \quad (4.52)$$

4.10 Dimensionamento das ligações

Este capítulo é dedicado ao dimensionamento das principais ligações da estrutura do pavilhão.

Na Figura 4.10 encontram-se as localizações das ligações necessárias na asna, desde a ligação 1 a 9. Como a estrutura da asna apresenta um eixo de simetria, as ligações 2 a 4 e 6 a 8 serão dimensionadas no lado mais solicitado à tração.

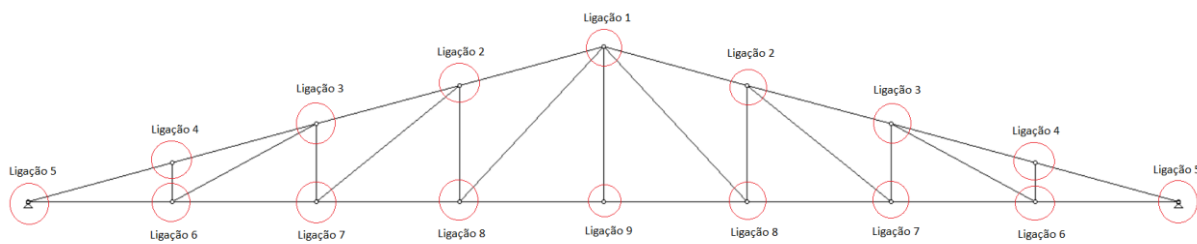


Figura 4.10 - Localizações das ligações na asna.

As ligações de 1 a 9 exceto o 5 serão dimensionados como ligações madeira-aço (chapas laterais) e com os parafusos de porca como ligadores. A ligação 5 será dimensionada como ligação madeira-aço (chapa central).

Os esforços estabelecidos para o dimensionamento das ligações resultam da primeira e terceira combinação de ações por apresentar maiores esforços normais.

Na Tabela 4.5 são apresentadas as dimensões das secções transversais dos elementos constituintes da asna, em que b é a espessura da ligação da madeira, t_2 .

Tabela 4.5 - Dimensões das secções transversais dos elementos da asna.

Elemento	b [m]	h [m]
Banzo superior	0,16	0,28
Banzo inferior	0,16	0,28
Montante	0,16	0,16
Diagonal	0,16	0,16

Na Tabela 4.6,

Tabela 4.7, Tabela 4.8 e Tabela 4.9 são apresentadas as propriedades relacionadas aos parafusos de cabeça hexagonal, porcas hexagonais, anilhas planas e chapas de aço utilizados no dimensionamento das ligações, respetivamente.

Tabela 4.6 - Propriedades do parafuso M24.

Parafuso	Classe	$f_{u,b}$ [MPa]	$f_{y,b}$ [MPa]	b[mm]	L [mm]	A [mm ²]	s [mm]
M24	8.8	800	640	73	270	452,38	36

Em que A é a área do diâmetro nominal, b referente ao comprimento da secção roscada e s ao diâmetro médio da cabeça dos parafusos.

O valor de b é obtido através da Equação (4.53) para valores de comprimento L superior a 200 mm.

$$b = 2d + 25 \quad (4.53)$$

Na norma EN 1993-1-8 secção 3.6.1 estabelece que o comprimento de contacto com a chapa da parte roscada de um parafuso sujeito a esmagamento não deve exceder 1/3 da espessura da chapa. Desta forma, o comprimento da parte lisa do parafuso é dado pela Equação (4.54).

$$L - b = t_{anilha} + t_1 + t_2 + \frac{1}{3} t_1 \quad (4.54)$$

Tabela 4.7 - Propriedades da porca M24.

Porca	Classe	$f_{u,b}$ [MPa]	d [mm]	m [mm]
M24	8	800	24	21,5

Tabela 4.8 - Propriedades da anilha M24.

Anilha plana	d [mm]	D_{LL} [mm]	t_{LL} [mm]
M24	24	85	6

É de salientar que a soma das espessuras da cabeça de porca e da anilha não deve exceder 1/2 do valor b .

Tabela 4.9 - Propriedades da chapa de aço.

Chapa	$f_{u,b}$ [MPa]	$f_{y,b}$ [MPa]
S275	430	275

4.9.1 Ligação 1

A ligação 1, situado no topo da asna, tem como objetivo interligar os banzos superiores, as diagonais e o montante no nó 1. A Figura 4.11 representa as direções das forças originadas pela primeira combinação de ações no nó 1. Na Tabela 4.10 e Tabela 4.11 estão os valores dos esforços normais para a primeira e terceira combinação de ações, respetivamente.

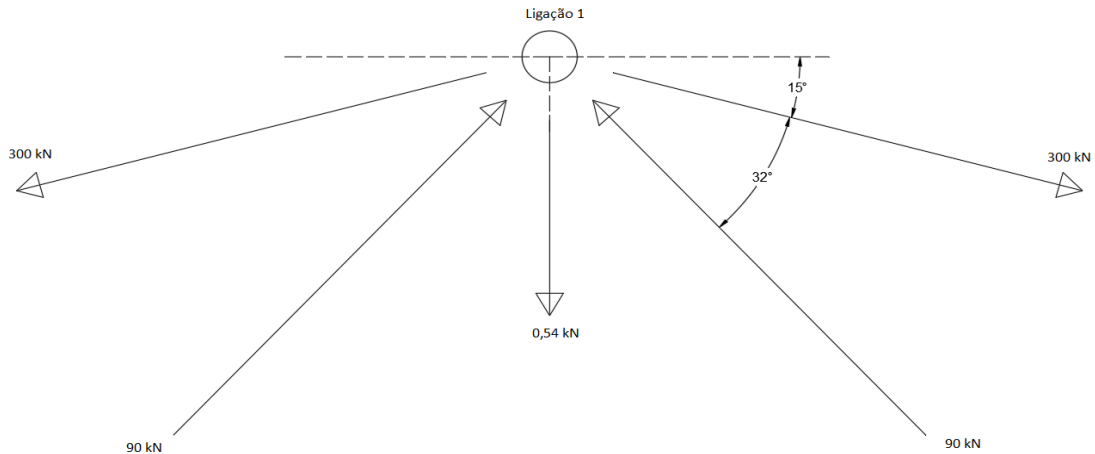


Figura 4.11 - Direções das forças aplicadas no nó 1.

Tabela 4.10 - Esforços originados pela primeira combinação de ações no nó 1.

Elemento	Esforço normal
Banzo superior	300 kN (T)
Diagonal	90 kN (C)
Montante	0 kN

Tabela 4.11 - Esforços originados pela terceira combinação de ações no nó 1.

Elemento	Esforço normal
Banzo superior	225 kN (C)
Diagonal	70 kN (T)
Montante	0 kN

Resistência do parafuso

Neste processo iterativo, inicia-se pela determinação da resistência ao esmagamento localizado, $f_{h,k}$, e do momento de cedência plástica, $M_{y,Rk}$, dos parafusos individualmente. O seu cálculo é obtido através das Equações (4.15) e (4.17), respetivamente. No presente caso, uma vez que o perfil se destina a suportar esforços axiais de tração, o ângulo entre a força e o fio é nulo. Na Tabela 4.12 estão os valores obtidos de $f_{h,k}$ e $M_{y,Rk}$ para o parafuso M24.

Tabela 4.12 - Valores de $f_{h,k}$ e $M_{y,Rk}$ para o parafuso M24.

Parafuso	α°	$f_{h,0,k}$ [MPa]	$M_{y,Rk}$ [Nm]
M24	0°	23,68	930,595

Uma vez calculados os valores de $f_{h,k}$ e $M_{y,Rk}$, procede-se ao cálculo do valor característico da capacidade resistente do parafuso por plano de corte, $F_{v,Rk}$. A este valor está associado a três modos de rotura na ligação madeira-aço em corte duplo.

Antes de mais, definiu-se uma espessura de chapa de 10 mm. Deste modo, resulta de um rácio entre espessura da chapa e o diâmetro do furo de 0,42, como é inferior a 0,5 é considerado como uma chapa fina segundo a norma EC5. Assim, o modo de rotura do tipo 3 é descartado pois é apenas aplicável a chapas espessas. Os restantes modos de rotura são calculados através das Equações (3.36) e (3.37).

No modo de rotura do tipo 2 é contabilizada a resistência ao arranque da ligação, para tal, a norma EC5 define como o menor valor entre a Tabela 4.3 e o valor de cálculo da resistência ao arranque da ligação. A resistência ao arranque da ligação, $F_{ax,Rk}$, tem como objetivo prevenir a ocorrência da cedência à tração do parafuso e a rotura da chapa por punçoamento. Além disso, no caso de chapa central deve-se verificar a resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha. Deste modo, o valor de cálculo da resistência ao arranque da ligação é assumido como o menor valor entre a cedência do parafuso à tração e a resistência ao punçoamento da chapa.

Na Tabela 4.13 encontram-se os valores da resistência à tração do parafuso através da equação (3.23) e da resistência ao punçoamento da chapa da equação (4.13).

Tabela 4.13 - Valores de resistência ao arranque do parafuso.

Resistência ao arranque do parafuso	Valores
$N_{r,t,k}$	289529 N
$B_{p,Rd}$	291791 N
$\frac{F_{ax,Rk}}{4}$	72382 N

De acordo com a Tabela 4.3, a contribuição máxima do efeito de cabo para parafusos de porca é de 25% da parcela de Johansen, resultando num valor de 9372 N para o modo de rotura do tipo 2. Assim, este valor assume-se como o valor para dimensionamento por apresentar menor resistência.

Na Tabela 4.14 são apresentados os valores obtidos dos modos de rotura do tipo 1 e 2, respetivamente.

Tabela 4.14 - Valores dos modos de rotura do tipo 1 e 2.

Modos de rotura do tipo 1 e 2	Valores
$F_{v,Rk,1}$	45469 N
$F_{v,Rk,2}$	46859 N

O menor valor dos modos de rotura constitui a resistência a considerar para o dimensionamento. Como a ligação é em corte duplo, a este valor deve ser multiplicado o número de planos de

corde do ligador, neste caso por dois. Assim, o valor característico da resistência total do parafuso, $F_{v,Rk,ligador}$, é de 90937 N.

Dimensionamento da chapa

Na Figura 4.12 está representada a chapa utilizada na ligação 1. Consiste numa chapa com cinco ligações. No dimensionamento da chapa deve-se dimensionar essas ligações individualmente e verificar se a sua resistência ao esforço normal, esforço transversal, ao risco por esmagamento diametral.

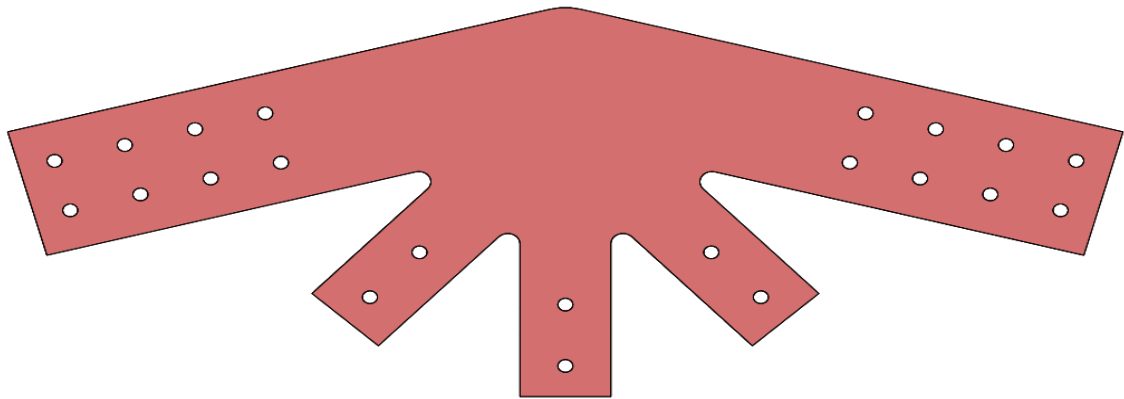


Figura 4.12 - Chapa de aço da ligação 1.

1. Verificação à resistência aos esforços normais da chapa.

Na Tabela 4.15 apresentam os valores de cálculo.

Tabela 4.15 - Valores de cálculo de resistência aos esforços normais.

Elemento	h [mm]	t [mm]	A [mm]	γ_{M0}	$N_{t,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$
Banzo superior	250	20	5000	1,0	1375	300	0,22
Diagonal	150	20	3000	1,0	825	90	0,11
Montante	150	20	3000	1,0	825	0,0	0,00

Os rácios apresentados são bem inferiores a 1. Assim, a chapa resiste aos esforços normais.

2. Verificação à resistência aos esforços transversais originados pela componente vertical da força de tração.

Na Tabela 4.16 apresentam os valores de cálculo.

Tabela 4.16 - Valores de cálculo de resistência aos esforços transversais.

Elemento	α [°]	h_v [mm]	A_v [mm]	$N_{Ed,v}$ [kN]	$V_{pl,Rd}$ [kN]	$N_{Ed,v}/V_{pl,Rd}$
Banzo superior	15	260	5200	77,65	825,60	0,09

O rácio apresentado é bem inferiores a 1. Assim, a chapa resiste aos esforços transversos.

3. Verificação da resistência ao esmagamento diametral, $F_{b,Rd}$.

Na Tabela 4.17, Tabela 4.18 e Tabela 4.19 são apresentados os valores necessários na determinação do valor de cálculo.

Tabela 4.17 - Valores de cálculo do coeficiente α_b .

Elemento	e_1 [mm]	α_d	f_{ub}/f_u	α_b
Banzo superior	60	0,80	1,86	0,80

Tabela 4.18 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .

Elemento	e_2 [mm]	$\frac{2,8e_2}{d_0} - 2,7$	p_2 [mm]	$\frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7$	k_1
Banzo superior	75	5,7	100	3,9	2,5

Como existe dois planos de corte, a força de corte instalada no parafuso, $F_{v,Ed}$, é repartida também em dois.

Tabela 4.19 - Valores de cálculo para a verificação à resistência ao esmagamento diametral.

Elemento	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{b,Rd}$
Banzo superior	1,25	172	150	0,87

O rácio apresentado é inferior a 1. Assim, a chapa resiste ao esmagamento diametral.

Espaçamento entre os parafusos

É definido quatro parafusos numa fiada, sendo na ligação do banzo superior constituído por duas fiadas. Deste modo, são estabelecidos os espaçamentos dos parafusos de acordo com a norma EC5 secção 8.5.1.1. Os valores estão apresentados na Tabela 4.20.

Tabela 4.20 - Espaçamentos entre os parafusos na ligação 1.

Elemento	Espaçamento mínimo				Espaçamento estabelecido			
	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]
Banzo superior	120	96	168	72	120	100	170	75
Diagonal	120	---	168	72	120	---	170	75
Montante	120	---	168	72	120	---	170	75

Rotura por corte em bloco

Uma vez estabelecidos os espaçamentos entre parafusos, é necessário avaliar a sua resistência por rotura por corte em bloco, $F_{bs,Rk}$, sendo o maior valor entre $F_{bs,Rk,t}$ e $F_{bs,Rk,v}$. Como está

associado também ao modo de rotura, foi considerado o caso de ligação madeira com chapas de aço laterais para o cálculo de $A_{net,v}$.

O comprimento l_t para este caso é dado pela Equação (4.55).

$$l_t = a_2 - d_0 \quad (4.55)$$

O comprimento l_v neste caso é expresso na Equação (4.56).

$$l_v = 2 \times [a_{end} + a_3 + (n - 1) \times a_1 - (n - 0,5) \times d_0] \quad (4.56)$$

Onde:

d_0 é o diâmetro do furo

a_{end} a distância onde termina a_3 até à extremidade da madeira, sendo igual a 200 mm.

Na Tabela 4.21 são apresentados os valores de cálculo para a resistência à rotura por corte em bloco.

Tabela 4.21 - Valores de cálculo para a verificação da resistência à rotura por corte em bloco.

Elemento	$A_{net,t}$ [mm ²]	$F_{bs,Rk,t}$ [kN]	$A_{net,v}$ [mm ²]	$F_{bs,Rk,v}$ [kN]	$F_{bs,Rk}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{bs,Rk}$
Banzo superior	12000	297	205600	388,58	388,58	0,77

O rácio apresentado é inferior a 1. Assim, a chapa resiste à rotura por corte em bloco.

Resistência da ligação

Por fim, como a resistência da ligação não é a soma aritmética das resistências individuais devido ao baixo valor do módulo de elasticidade da madeira. O número efetivo de parafusos por fiada é determinada através da Equação (4.42), resultando em 2,74 parafusos equivalentes. Assim, os valores de cálculo da resistência total da ligação, $F_{v,Rd,ligação}$, para cada ligação presente na ligação 1 estão apresentados na Tabela 4.22. A estes valores de $F_{v,Rd,ligação}$ são aplicados os coeficientes de segurança relativos k_{mod} de 0,9 e γ_M de 1.25.

Tabela 4.22 - Valores de cálculo para a verificação da resistência da ligação 1.

Elemento	Nº de fiadas	n_{ef}	$F_{v,Rd,ligação}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{v,Rd,ligação}$
Banzo superior	2	2,74	359,10	0,84
Diagonal	1	1,47	96,22	0,73
Montante	1	1,47	96,22	0,00

Através destes resultados, a resistência à rotura do tipo 1 é a modo de rotura crítica da ligação por apresentar um rácio de 0,84 no banzo superior. Como é menor que 1, a ligação estabelecida cumpre com as condições impostas pela norma EC5. O desenho técnico da peça encontra-se no Anexo A.

Resistência da madeira às forças oblíquas

No dimensionamento, o montante e as diagonais ao serem solicitados transmitem uma força oblíqua para o banzo superior e pode provocar a ocorrência de uma fratura longitudinal. Deste modo, na norma EC5 secção 8.1.4 estabelece o critério de verificação de segurança dado pela Equação (4.47).

Os valores de $F_{v,Ed}$ foram obtidos através do programa *Multiframe4D*. Na Tabela 4.23 são apresentados os valores necessários para o cálculo da resistência ao corte da madeira.

Tabela 4.23 - Valores de cálculo para a verificação da resistência às forças oblíquas.

Elemento	b [mm]	h [mm]	h_e [mm]	$F_{90,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}/F_{90,Rd}$
Banzo superior	160	280	180	36,21	17,58	0,49

Uma vez que o rácio é menor que 1, o perfil da madeira resiste aos esforços transversos instalados.

4.9.2 Ligação 9

A ligação 9 tem como objetivo interligar os banzos inferiores e o montante no nó da ligação 9. A Figura 4.13 representa as direções das forças originadas pela terceira combinação de ações no nó 9. Na Tabela 4.24 estão os valores dos esforços normais originados pela terceira combinação de ações.

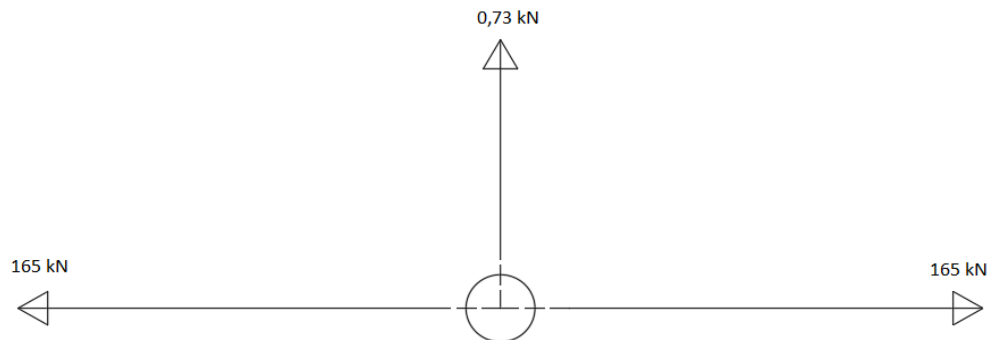


Figura 4.13 - Direções das forças aplicadas no nó 9.

Tabela 4.24 - Esforços originados pela terceira combinação de ações no nó 9.

Elemento	Esforço normal
Banzo inferior	165 kN (T)
Montante	0 kN

Como os parafusos desta ligação são idênticos ao da ligação 1 e para a mesma espessura de chapa de 10 mm, a resistência do ligador, $F_{v,Rk,ligador}$, também se mantém igual no valor de 90937 N.

Dimensionamento da chapa

Na Figura 4.14 está representada a chapa utilizada na ligação 9. Consiste numa chapa com três ligações. Para esta ligação é verificada a sua resistência ao esforço normal e ao risco por esmagamento diametral, uma vez que a resistência ao punçoamento já foi calculada.

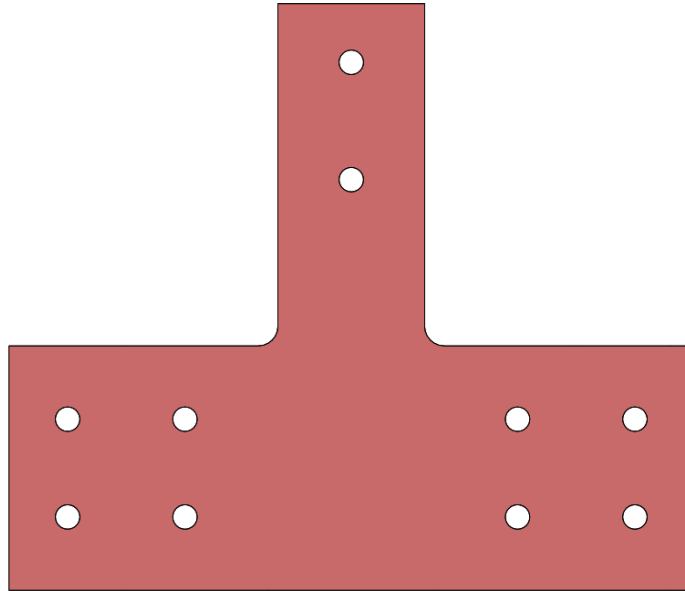


Figura 4.14 - Chapa de aço da ligação 9.

1. Verificação à resistência aos esforços normais da chapa.

Na Tabela 4.25 apresentam os valores de cálculo.

Tabela 4.25 - Valores de cálculo da resistência aos esforços normais.

Elemento	h [mm]	t [mm]	A [mm]	γ_{M0}	$N_{t,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$
Banzo inferior	250	20	5000	1,0	1375	165	0,12
Montante	150	20	3000	1,0	825	0,0	0,00

Os rácios apresentados são bem inferiores a 1. Assim, a chapa resiste aos esforços normais.

2. Verificação à resistência ao esmagamento diametral, $F_{b,Rd}$.

Na Tabela 4.26, Tabela 4.27 e Tabela 4.28 são apresentados os valores necessários na determinação do valor de cálculo.

Tabela 4.26 - Valores de cálculo do coeficiente α_b .

Elemento	e_1 [mm]	α_d	f_{ub}/f_u	α_b
Banzo superior	60	0,80	1,86	0,80

Tabela 4.27 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .

Elemento	e_2 [mm]	$\frac{2,8e_2}{d_0} - 2,7$	p_2 [mm]	$\frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7$	k_1
Banzo superior	75	5,7	100	3,9	2,5

Tabela 4.28 - Valores de cálculo para a verificação à resistência ao esmagamento diametral.

Elemento	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{b,Rd}$
Banzo superior	1,25	172	82,5	0,48

O rácio apresentado é inferior a 1. Assim, a chapa resiste ao esmagamento diametral.

Espaçamento entre os parafusos

É definido dois parafusos numa fiada, sendo na ligação do banzo inferior constituído por duas fiadas. Deste modo, são estabelecidos os espaçamentos dos parafusos de acordo com a norma EC5 secção 8.5.1.1. Os valores estão apresentadas nas Tabela 4.29.

Tabela 4.29 - Espaçamentos entre os parafusos na ligação 9.

Elemento	Espaçamento mínimo				Espaçamento estabelecido			
	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]
Banzo inferior	120	96	168	72	120	100	170	75
Montante	120	---	168	72	120	---	170	75

Rotura por corte em bloco

Já estabelecidos os espaçamentos entre parafusos, é necessário avaliar a sua resistência por rotura por corte em bloco, $F_{bs,Rk}$, sendo o maior valor entre $F_{bs,Rk,t}$ e $F_{bs,Rk,v}$. Como está associado também ao modo de rotura, foi considerado o caso de ligação madeira com chapas de aço laterais para o cálculo de $A_{net,v}$. Na Tabela 4.30 são apresentados os valores de cálculo para a resistência à rotura por corte em bloco.

Tabela 4.30 - Valores de cálculo para a resistência à rotura por corte em bloco.

Elemento	$A_{net,t}$ [mm ²]	$F_{bs,Rk,t}$ [kN]	$A_{net,v}$ [mm ²]	$F_{bs,Rk,v}$ [kN]	$F_{bs,Rk}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{bs,Rk}$
Banzo inferior	12000	297	80800	152,71	297	0,56

O rácio apresentado é inferior a 1. Assim, a chapa resiste à rotura por corte em bloco.

Resistência da ligação

Por fim, a determinação da resistência da ligação. Os valores de cálculo da resistência total da ligação, $F_{v,Rd,ligação}$, para cada ligação presente na ligação 9 estão apresentados na Tabela 4.31.

Tabela 4.31 - Valores de cálculo para a verificação de resistência da ligação 9.

Elemento	Nº de fiadas	n_{ef}	$F_{v,Rd,ligação}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{v,Rd,ligação}$
Banzo inferior	2	1,47	192,44	0,86
Montante	1	1,47	96,22	0,00

Através destes resultados, a resistência à rotura do tipo 1 é a modo de rotura crítica da ligação por apresentar um rácio de 0,62 no banzo inferior. Deste modo, a ligação estabelecida cumpre com as condições impostas pela norma EC5. O desenho técnico da peça encontra-se no Anexo A.

4.9.3 Ligações 2, 3 e 4

As ligações 2, 3 e 4 são relativamente semelhantes em que as ligações 2 e 3 unem o montante e a diagonal no banzo superior e a ligação 4 une apenas o montante ao banzo superior. O que diferem um dos outros é o ângulo α formado entre a diagonal e o banzo inferior, sendo que a ligação 2, o α é de 39° e a ligação 3 é de 27,5°. A Figura 4.15 representa as direções das forças originadas pela primeira combinação de ações.

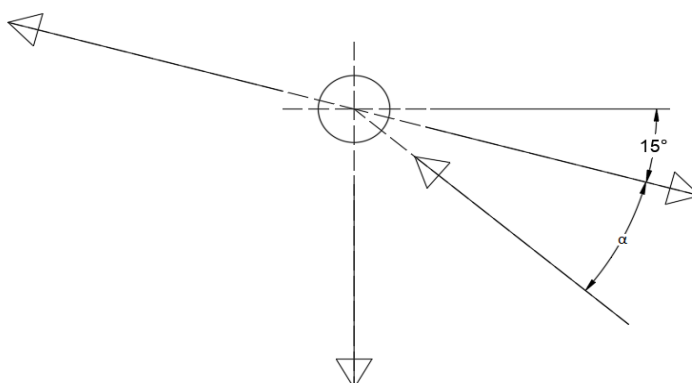


Figura 4.15 - Direções das forças aplicadas nos nós 2 e 3.

Como o banzo superior é um perfil contínuo nos nós das ligações 2, 3 e 4, os esforços normais do banzo superior não são contabilizados no dimensionamento das ligações sendo esses esforços transmitidos pelo próprio perfil de madeira.

Na Tabela 4.32 e Tabela 4.33 estão os valores dos esforços normais originados pelas combinações de ações nos elementos do montante e diagonal dos respetivos nós.

Tabela 4.32 - Esforços originados pela primeira combinação de ações nos nós 2, 3 e 4.

Nó	Elemento	Esforço normal [kN]
2	Montante	64 (T)
	Diagonal	76 (C)
3	Montante	49 (T)
	Diagonal	68 (C)
4	Montante	33 (T)

Tabela 4.33 - Esforços originados pela terceira combinação de ações nos nós 2, 3 e 4.

Nó	Elemento	Esforço normal [kN]
2	Montante	41 (C)
	Diagonal	51 (T)
3	Montante	30 (C)
	Diagonal	44 (T)
4	Montante	20 (C)

Mais uma vez, o valor da resistência do ligador, $F_{v,Rk,ligador}$, mantém-se igual de 90937 N pois a espessura da chapa e os parafusos utilizados são os mesmos da ligação 1.

Dimensionamento da chapa

Na Figura 4.16 estão representadas as chapas utilizadas nas ligações 2, 3 e 4, respetivamente. Para estas ligações são verificadas as suas resistências ao esforço normal e ao risco por esmagamento diametral.

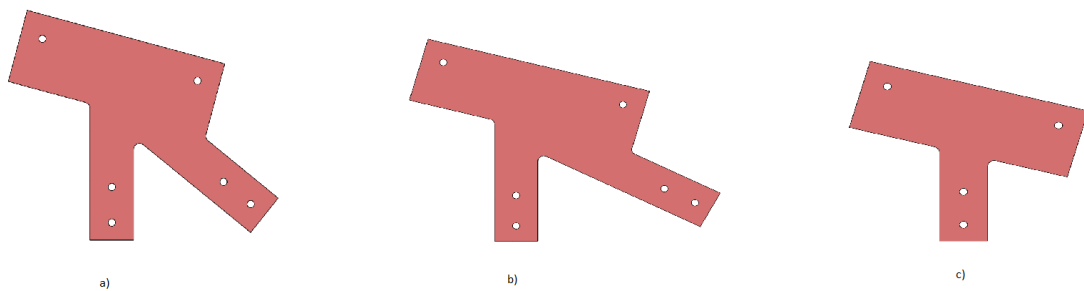


Figura 4.16 - Chapas de aço: a) ligação 2; b) ligação 3; c) ligação 4.

1. Verificação à resistência aos esforços normais da chapa.

Na Tabela 4.34 apresentam os valores de cálculo.

Tabela 4.34 - Valores de cálculo da resistência aos esforços normais.

Nó	Elemento	h [mm]	t [mm]	A [mm]	γ_{M0}	$N_{t,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$
2	Montante	150	20	3000	1,0	825	64	0,08
	Diagonal	150	20	3000	1,0	825	76	0,09
3	Montante	150	20	3000	1,0	825	49	0,06
	Diagonal	150	20	3000	1,0	825	68	0,08
4	Montante	150	20	3000	1,0	825	33	0,04

Os rácios apresentados são bem inferiores a 1. Assim, a chapa resiste aos esforços normais.

2. Verificação à resistência ao esmagamento diametral, $F_{b,Rd}$.

Na Tabela 4.35, Tabela 4.36 e Tabela 4.37 são apresentados os valores necessários na determinação do valor de cálculo.

Tabela 4.35 - Valores de cálculo do coeficiente α_b .

Elemento	e_1 [mm]	α_d	f_{ub}/f_u	α_b
Todos	60	0,80	1,86	0,80

Tabela 4.36 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .

Elemento	e_2 [mm]	$\frac{2,8e_2}{d_0} - 2,7$	p_2 [mm]	$\frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7$	k_1
Todos	75	5,7	100	3,9	2,5

Tabela 4.37 - Valores de cálculo para a verificação à resistência ao esmagamento diametral.

Elemento	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{b,Rd}$
Montante	1,25	172	32	0,19
Diagonal	1,25	172	25,5	0,15

Os rácios apresentados são inferior a 1. Assim, a chapa resiste ao esmagamento diametral.

Espaçamento entre os parafusos

É definido dois parafusos em cada ligação. Assim, são estabelecidos os espaçamentos dos parafusos de acordo com a norma EC5 secção 8.5.1.1. Os valores estão apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 4.38 - Espaçamento entre parafusos nas ligações 2, 3 e 4.

Elemento	Espaçamento mínimo				Espaçamento estabelecido			
	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]
Banzo superior	---	96	168	72	---	550	170	75
Montante	120	---	168	72	120	---	170	75
Diagonal	120	---	168	72	120	---	170	75

Com este arranjo de parafusos, as ligações não estão expostas à rotura por corte em bloco, $F_{bs,Rk}$.

Resistência da ligação

Por fim, a determinação da resistência da ligação. Os valores de cálculo da resistência total da ligação, $F_{v,Rd,ligação}$, para cada ligação presente na ligação 2, 3 e 4 estão apresentados na Tabela 4.39. O valor de N_{Ed} para o banzo superior é de 35,43 kN originada pelas forças oblíquas.

Tabela 4.39 - Valores de cálculo para a verificação da resistência das ligações 2, 3 e 4.

Elemento	Nº de fiadas	n_{ef}	$F_{v,Rd,ligação} [kN]$	$N_{Ed}/F_{v,Rd,ligação}$
Banzo superior	2	0,79	103,40	0,34
Montante	1	1,47	96,25	0,66
Diagonal	1	1,47	96,25	0,53

Deste modo, a ligação estabelecida cumpre com as condições impostas pela norma EC5. O desenho técnico da peça encontra-se no Anexo A.

Resistência da madeira às forças oblíquas

No dimensionamento, os montantes e as diagonais ao serem solicitados transmitem uma força oblíqua para o banzo superior e pode provocar a ocorrência de uma fratura longitudinal. Deste modo, na norma EC5 secção 8.1.4 estabelece o critério de verificação de segurança dado pela Equação (4.47).

Os valores de $F_{v,Ed}$ foram obtidos através do programa *Multiframe4D*. Na Tabela 4.40 são apresentados os valores necessários para o cálculo da resistência ao corte da madeira.

Tabela 4.40 - Valores de cálculo para verificação da resistência às forças oblíquas.

Elemento	b [mm]	h [mm]	h_e [mm]	$F_{90,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}/F_{90,Rd}$
Banzo superior	160	280	180	36,21	35,43	0,98

Uma vez que o rácio é menor que 1, o perfil da madeira resiste aos esforços transversos instalados.

4.9.4 Ligações 6, 7 e 8

As ligações 6, 7 e 8 são também relativamente semelhantes entre si, em que as ligações unem o montante e a diagonal no banzo inferior. O que diferem um dos outros é o ângulo α formado entre a diagonal e o banzo inferior, sendo que a ligação 6 de 27,5°, a ligação 7 de 39° e a ligação 8 de 47°. A Figura 4.17 representa as direções das forças originadas pela terceira combinação de ações.

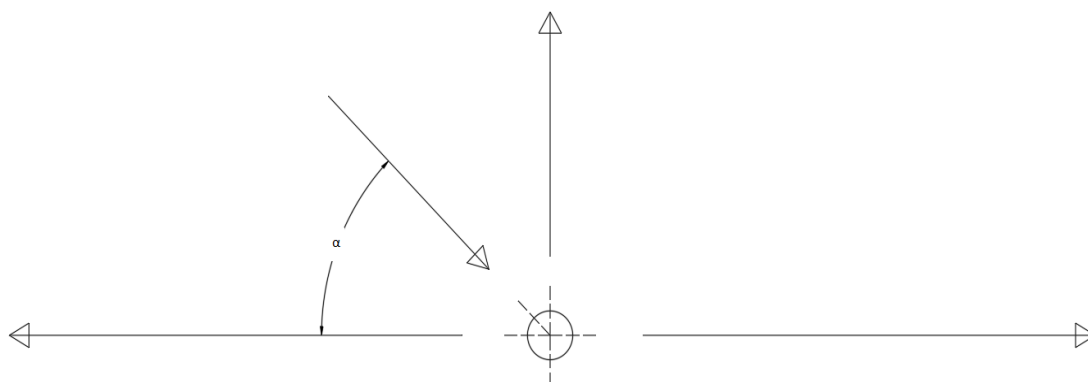


Figura 4.17 - Direções das forças aplicadas nos nós 6, 7 e 8.

Como o banzo inferior é um perfil contínua nos nós das ligações 6, 7 e 8, os esforços normais do banzo inferior não são contabilizadas no dimensionamento das ligações sendo esses esforços transmitidos pelo próprio perfil de madeira.

Na Tabela 4.41 e Tabela 4.42 estão os valores dos esforços normais originados pelas combinações de ações nos elementos de montante e diagonal dos respectivos nós.

Tabela 4.41 - Esforços originados pela primeira combinação de ações nos nós 6, 7 e 8.

Nó	Elemento	Esforço normal [kN]
6	Montante	33 (T)
	Diagonal	68 (C)
7	Montante	48 (T)
	Diagonal	76 (C)
8	Montante	64 (T)
	Diagonal	86 (C)

Tabela 4.42 - Esforços originados pela terceira combinação de ações nos nós 6, 7 e 8.

Nó	Elemento	Esforço normal [kN]
6	Montante	20 (C)
	Diagonal	44 (T)
7	Montante	31 (C)
	Diagonal	51 (T)
8	Montante	42 (C)
	Diagonal	58 (T)

Mais uma vez, o valor da resistência do ligador, $F_{v,Rk,ligador}$, mantém-se igual de 90937 N pois a espessura da chapa e os parafusos utilizados são os mesmos da ligação 1.

Dimensionamento da chapa

Na Figura 4.18 estão representadas as chapas utilizadas nas ligações 6, 7 e 8, respectivamente. Consiste numa chapa com três ligações. No dimensionamento da chapa deve-se dimensionar essas ligações individualmente e verificar a sua resistência ao esforço normal e ao risco por esmagamento diametral.

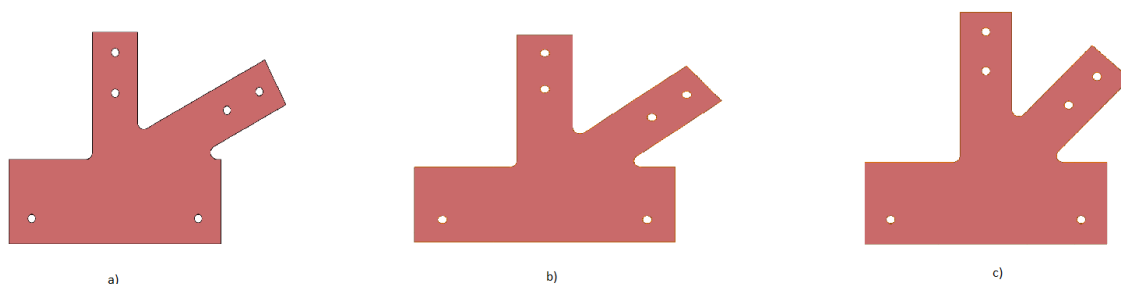


Figura 4.18 - Chapas de aço: a) ligação 6; b) ligação 7; c) ligação 8.

1. Verificação à resistência aos esforços normais da chapa.

Na Tabela 4.43 apresentam os valores de cálculo.

Tabela 4.43 - Valores de cálculo da resistência aos esforços normais.

Nó	Elemento	h [mm]	t [mm]	A [mm]	γ_{M0}	$N_{t,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$
6	Montante	150	20	3000	1,0	825	33	0,04
	Diagonal	150	20	3000	1,0	825	68	0,08
7	Montante	150	20	3000	1,0	825	48	0,06
	Diagonal	150	20	3000	1,0	825	76	0,09
8	Montante	150	20	3000	1,0	825	64	0,08
	Diagonal	150	20	3000	1,0	825	86	0,10

Os rácios apresentados são bem inferiores a 1. Assim, a chapa resiste aos esforços normais.

2. Verificação à resistência ao esmagamento diametral, $F_{b,Rd}$.

Na Tabela 4.44, Tabela 4.45 e Tabela 4.46 são apresentados os valores necessários na determinação do valor de cálculo.

Tabela 4.44 - Valores de cálculo do coeficiente α_b .

Elemento	e_1 [mm]	α_d	f_{ub}/f_u	α_b
Todos	60	0,80	1,86	0,80

Tabela 4.45 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .

Elemento	e_2 [mm]	$\frac{2,8e_2}{d_0} - 2,7$	p_2 [mm]	$\frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7$	k_1
Todos	75	5,7	100	3,9	2,5

Tabela 4.46 - Valores de cálculo para a verificação ao esmagamento diametral.

Elemento	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{b,Rd}$
Montante	1,25	172	32	0,19
Diagonal	1,25	172	29	0,17

Os rácios apresentados são inferior a 1. Assim, a chapa resiste ao esmagamento diametral.

Espaçamento entre os parafusos

É definido dois parafusos em cada ligação. Assim, são estabelecidos os espaçamentos dos parafusos de acordo com a norma EC5 secção 8.5.1.1. Os valores estão apresentados na Tabela 4.47.

Tabela 4.47 - Espaçamentos entre os parafusos nas ligações 6, 7 e 8.

Elemento	Espaçamento mínimo				Espaçamento estabelecido			
	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]
Banzo inferior	---	96	168	72	---	550	170	75
Montante	120	---	168	72	120	---	170	75
Diagonal	120	---	168	72	120	---	170	75

Com este arranjo de parafusos, as ligações não estão expostas à rotura por corte em bloco, $F_{bs,Rk}$.

Resistência da ligação

Por fim, a determinação da resistência da ligação. Os valores de cálculo da resistência total da ligação, $F_{v,Rd,ligação}$, para cada ligação presente na ligação 6, 7 e 8 estão apresentados na Tabela 4.48. O valor de N_{Ed} perpendicular à direção do fio no banzo inferior é nulo, sendo todo absorvida pelo banzo superior.

Tabela 4.48 - Valores de cálculo para a verificação da resistência das ligações 6, 7 e 8.

Elemento	Nº de fiadas	n_{ef}	$F_{v,Rd,ligação}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{v,Rd,ligação}$
Banzo inferior	2	0,79	103,40	0,00
Montante	1	1,47	96,25	0,66
Diagonal	1	1,47	96,25	0,60

Deste modo, a ligação estabelecida cumpre com as condições impostas pela norma EC5. O desenho técnico da peça encontra-se no Anexo A.

4.9.5 Ligação 5

A ligação 5 interliga a estrutura de asna ao pilar. A Figura 4.19 é apresentada as direções das forças originadas pela primeira combinação de ações no nó 5.

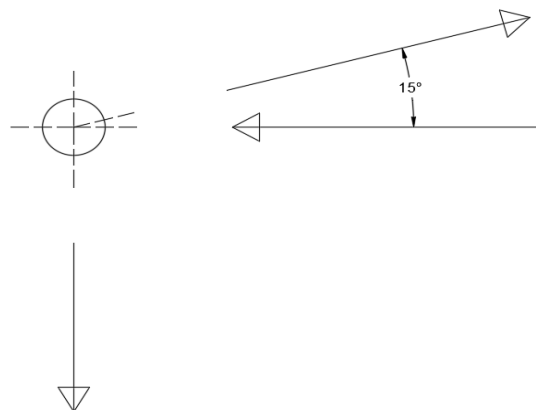


Figura 4.19 - Direções das forças aplicadas no nó 5.

Na Tabela 4.49 e Tabela 4.50 estão os valores dos esforços normais para a primeira e terceira combinação de ações, respetivamente.

Tabela 4.49 - Esforços originados pela primeira combinação de ações no nó 5.

Elemento	Esforço normal
Banzo superior	393 kN (T)
Banzo inferior	425 kN (C)
Pilar	116 kN (T)

Tabela 4.50 - Esforços originados pela terceira combinação de ações no nó 5.

Elemento	Esforço normal
Banzo superior	309 kN (C)
Banzo inferior	298 kN (T)
Pilar	93 kN (C)

Resistência do parafuso

Como a ligação 5 é uma ligação madeira e chapa de aço central, os modos de rotura são diferentes em relação aos modos de rotura da ligação 1. Deste modo, é necessário a determinação da resistência ao esmagamento localizado, $f_{h,k}$, e do momento de cedência plástica, $M_{y,Rk}$, dos parafusos da ligação 5 individualmente. O seu cálculo é obtido através das Equações (4.17) e (4.15), respetivamente. No presente caso, uma vez que a peça se destina a suportar esforços axiais de tração, o ângulo entre a força e o fio é nulo. Na Tabela 4.51 estão os valores obtidos de $f_{h,k}$ e $M_{y,Rk}$ para o parafuso M24.

Tabela 4.51 - Valores de $f_{h,k}$ e $M_{y,Rk}$ para o parafuso M24.

Parafuso	α °	$f_{h,0,k}$ [MPa]	$M_{y,Rk}$ [Nmm]
M24	0	23,68	930595

Uma vez calculados os valores de $f_{h,k}$ e $M_{y,Rk}$, procede-se ao cálculo do valor característico da capacidade resistente do parafuso por plano de corte, $F_{v,Rk}$. A este valor estão associados a três modos de rotura na ligação madeira-aço em corte duplo.

Deste modo, definiu-se uma espessura de chapa de 20 mm e nos modos de rotura do tipo 2 e 3 são contabilizados a resistência ao arranque da ligação, para tal, a norma EC5 define como o menor valor entre a Tabela 4.3 e o valor de cálculo da resistência ao arranque da ligação. Assim, o valor de cálculo da resistência ao arranque da ligação é assumido como o menor valor entre a cedência do parafuso à tração, a resistência ao punçoamento da chapa ou a resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha.

Na Tabela 4.52 encontram-se os valores da resistência à tração do parafuso através da Equação (3.23), da resistência ao punçoamento da chapa através da Equação (4.13) e da resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha através da Equação (4.22).

Tabela 4.52 - Valores de resistência ao arranque da ligação 5.

Resistência ao arranque da ligação 5	Valores
$N_{r,t,k}$	289529 N
$B_{p,Rd}$	583582 N
$N_{R,c,90,k}$	42299 N
$\frac{F_{ax,Rk}}{4}$	10575 N

De acordo com a Tabela 4.3, a contribuição máxima do efeito de cabo para parafusos de porca é de 25% da parcela de Johansen, resultando em valores de 8222 N e 13224 N para a modo de rotura 2 e 3, respetivamente. Sendo que o menor valor do modo de rotura 2 é da tabela e o menor valor do modo de rotura 3 é do valor de cálculo.

Na Tabela 4.53 são apresentados os valores obtidos dos modos de rotura, respetivamente.

Tabela 4.53 - Valores dos modos de rotura do tipo 1, 2 e 3.

Modos de rotura do tipo 1, 2 e 3	Valores
$F_{v,Rk,1}$	39785 N
$F_{v,Rk,2}$	41109 N
$F_{v,Rk,3}$	63470 N

O menor valor dos modos de rotura constitui a resistência a considerar para o dimensionamento. Como a ligação é em corte duplo, a este valor deve ser multiplicado pelo número de planos de corte do ligador, neste caso por dois. Assim, o valor característico da resistência total do parafuso, $F_{v,Rk,ligador}$, é de 79570 N.

Dimensionamento da chapa

Na Figura 4.20 está representada a chapa utilizada na ligação 5. Consiste numa chapa com três ligações. No dimensionamento da chapa deve-se dimensionar essas ligações individualmente e verificar-se a sua resistência ao esforço normal e ao risco por esmagamento diametral.

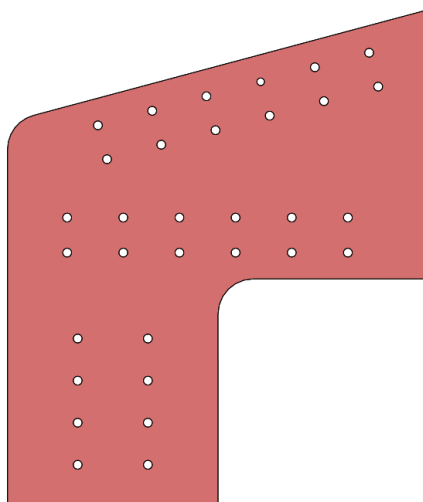


Figura 4.20 - Chapa de aço da ligação 5.

1. Verificação à resistência aos esforços normais da chapa.

Na Tabela 4.54 são apresentados os valores de cálculo.

Tabela 4.54 - Valores de cálculo da resistência aos esforços normais.

Elemento	h [mm]	t [mm]	A [mm]	γ_{M0}	$N_{t,Rd}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$
Banzo superior	150	20	3000	1,0	825	393	0,48
Banzo inferior	150	20	3000	1,0	825	425	0,52
Montante	600	20	12000	1,0	3300	116	0,14

Os rácios apresentados são bem inferiores a 1. Assim, a chapa resiste aos esforços normais.

2. Verificação à resistência ao esmagamento diametral, $F_{b,Rd}$.

Na Tabela 4.55, Tabela 4.56 e Tabela 4.57 são apresentados os valores necessários na determinação do valor de cálculo.

Tabela 4.55 - Valores de cálculo do coeficiente α_b .

Elemento	e_1 [mm]	α_d	f_{ub}/f_u	α_b
Pilar	120	1,60	1,86	1
Banzo	170	2,27	1,86	1

Tabela 4.56 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .

Elemento	e_2 [mm]	$\frac{2,8e_2}{d_0} - 2,7$	p_2 [mm]	$\frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7$	k_1
Pilar	200	19,70	120	5	2,5
Banzo	100	8,5	120	5	2,5

Tabela 4.57 - Valores de cálculo para a verificação ao esmagamento diametral.

Elemento	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{b,Rd}$
Banzo superior	1,25	430	196,5	0,46
Banzo inferior	1,25	430	212,5	0,49
Pilar	1,25	430	58	0,13

Os rácios apresentados são inferiores a 1. Assim, a chapa resiste ao esmagamento diametral.

Espaçamento entre os parafusos

É definido seis parafusos para as ligações do banzo superior e inferior e quatro parafusos para a ligação ao pilar. Assim, são estabelecidos os espaçamentos dos parafusos de acordo com a norma EC5 secção 8.5.1.1. Os valores estão apresentados na Tabela 4.58.

Tabela 4.58 - Espaçamentos entre os parafusos na ligação 5.

Elemento	Espaçamento mínimo				Espaçamento estabelecido			
	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]
Banzo superior	120	96	168	72	120	200	170	75
Banzo inferior	120	96	168	72	120	100	170	75
Pilar	120	96	168	72	120	100	170	200

Rotura por corte em bloco

Já estabelecidos os espaçamentos entre parafusos, é necessário avaliar a sua resistência por rotura por corte em bloco, $F_{bs,Rk}$, sendo o maior valor entre $F_{bs,Rk,t}$ e $F_{bs,Rk,v}$. Como está associado também ao modo de rotura, foi considerado o caso de ligação madeira com chapas de aço central para o cálculo de $A_{net,v}$. Na Tabela 4.59 são apresentados os valores de cálculo da resistência à rotura por corte em bloco.

Tabela 4.59 - Valores de cálculo para a verificação da resistência à rotura por corte em bloco.

Elemento	$A_{net,t}$ [mm ²]	$F_{bs,Rk,t}$ [kN]	$A_{net,v}$ [mm ²]	$F_{bs,Rk,v}$ [kN]	$F_{bs,Rk}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{bs,Rk}$
Pilar	35000	866,3	194700	368	866,3	0,13
Banzo inferior	10500	259,9	440559	440,6	440,6	0,68
Banzo superior	10500	259,9	440559	440,6	440,6	0,89

Os rácios apresentados são inferior a 1. Assim, a chapa resiste à rotura por corte em bloco.

Resistência da ligação

Por fim, como a resistência da ligação não é a soma aritmética das resistências individuais devido ao baixo módulo de elasticidade da madeira. O número efetivo de parafusos por fiada é determinado através da Equação (4.42), resultando em 3,95 parafusos numa fiada de seis parafusos e 2,74 numa fiada de quatro parafusos. Assim, os valores de cálculo da resistência total da ligação, $F_{v,Rd,ligação}$, para cada ligação presente na ligação 5 estão apresentados na Tabela 4.60. A estes valores de $F_{v,Rd,ligação}$ são aplicados os coeficientes de segurança relativos k_{mod} de 0,9 e γ_M de 1,25.

Tabela 4.60 - Valores de cálculo para a verificação de resistência da ligação 5.

Elemento	Nº de fiadas	n_{ef}	$F_{v,Rd,ligação}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{v,Rd,ligação}$
Banzo superior	2	3,95	452,60	0,86
Banzo inferior	2	3,95	452,60	0,94
Pilar	2	2,74	314,21	0,37

Através destes resultados, a resistência à rotura do tipo 1 é o modo de rotura crítica da ligação por apresentar um rácio de 0,94 no banzo inferior. Como é menor que 1, a ligação estabelecida cumpre com as condições impostas pela norma EC5. O desenho técnico da peça encontra-se no Anexo A.

Resistência da madeira às forças oblíquas

No dimensionamento, o banzo inferior ao ser solicitado transmite uma força oblíqua para o banzo superior e o pilar, com isto, pode provocar a ocorrência de uma fratura longitudinal. Deste modo, na norma EC5 secção 8.1.4 estabelece o critério de verificação de segurança dado pela Equação (4.47).

Os valores de $F_{v,Ed}$ foram obtidos através do programa *Multiframe4D*. Na Tabela 4.61 são apresentados os valores necessários para o cálculo da resistência ao corte da madeira.

Tabela 4.61 - Valores de cálculo para a verificação da resistência às forças oblíquas.

Elemento	b [mm]	h [mm]	h_e [mm]	$F_{90,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}/F_{90,Rd}$
Banzo superior	140	280	180	31,68	17,58	0,55
Pilar	200	600	400	69,84	22,2	0,32

Uma vez que os rácios são menor que 1, o perfil da madeira resiste aos esforços transversos instalados.

4.9.6 Ligação da base do pilar

No presente projeto, não serão dimensionadas as sapatas de betão. Visto que devem ser fornecidos pelos engenheiros civis, bem como os chumbadouros. A montagem das sapatas e fixação das bases dos pilares são processos delicados pois devem garantir a verticalidade dos pilares. Na Figura 4.21 é apresentado um exemplo de um apoio encastrado com os seus respetivos constituintes.

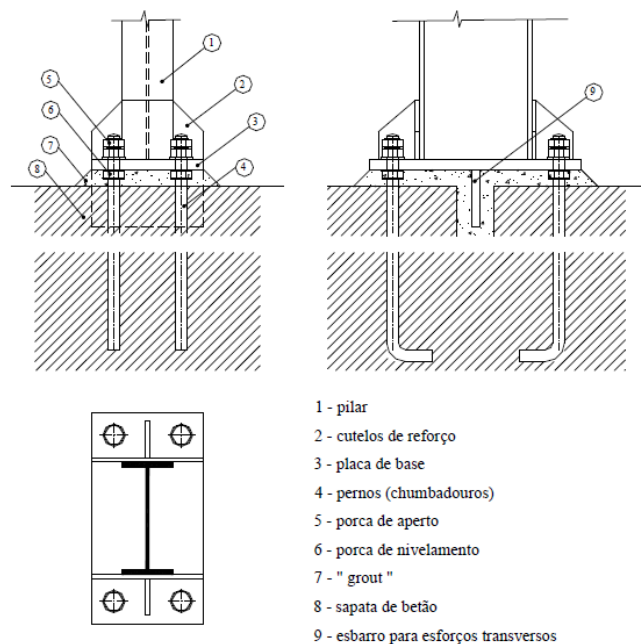


Figura 4.21 - Ligação encastrada na base.(Gomes, 2019)

Sendo as bases do pavilhão encastradas, a ligação da base é sujeita a esforço normal, esforço transversal e momento fletor. Na Tabela 4.62, Tabela 4.63 e Tabela 4.64 estão os valores dos esforços obtidos através do programa *Multiframe4D* na base do pilar para as combinações críticas de ações.

Tabela 4.62 - Esforços originados pela primeira combinação de ações na base.

Pilar	Primeira combinação de ação
Esforço normal	108 kN (T)
Esforço transversal	38 kN
Momento fletor	61 kNm

Tabela 4.63 - Esforços originados pela segunda combinação de ações na base.

Pilar	Segunda combinação de ação
Esforço normal	38 kN (T)
Esforço transversal	43 kN
Momento fletor	164 kNm

Tabela 4.64 - Esforços originados pela terceira combinação de ações na base.

Pilar	Terceira combinação de ação
Esforço normal	98 kN (C)
Esforço transversal	18 kN
Momento fletor	93 kNm

Os parafusos da ligação devem garantir a correta transmissão dos esforços para a placa base do pilar. A transferência de esforços da base para a fundação é feita pelos chumbadouros. De modo a simplificar o dimensionamento da ligação, é dividida em dois procedimentos, a saber:

- Dimensionamento da ligação da base do pilar do tipo madeira-aço.
- Dimensionamento da placa base.

Dimensionamento da ligação da base do pilar do tipo madeira-aço

Resistência do ligador

A ligação na base é uma ligação de madeira com chapas de aço laterais. Como a resistência ao esmagamento localizado é dada pelo menor valor da resistência individual dos ligadores devido à direção da força resistente originado pelo momento fletor, sendo perpendicular ao raio entre o centro geométrico do ligador ao centro de rotação. Na Figura 4.22 são demonstrados os quatro diferentes ângulos de força-fio existentes nesta ligação.

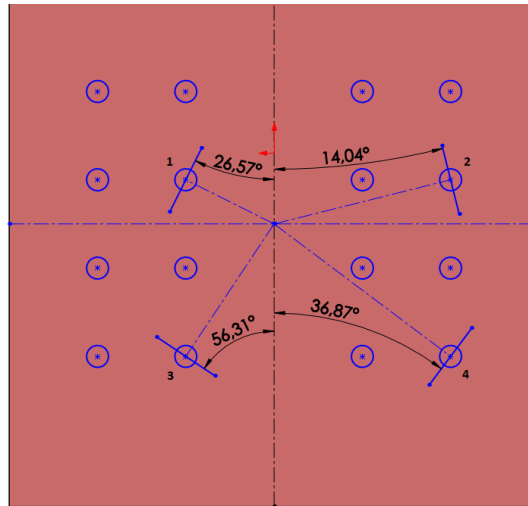


Figura 4.22 - Diferentes ângulos de força-fio na ligação da base.

Na Tabela 4.65 são apresentados os valores de $f_{h,k}$ e $M_{y,Rk}$ obtidos através das Equações (4.15) e (4.17), respetivamente.

Tabela 4.65 - Valores de $f_{h,k}$ e $M_{y,Rk}$ para o parafuso M24.

$f_{h,14,k} [MPa]$	$f_{h,26,k} [MPa]$	$f_{h,36,k} [MPa]$	$f_{h,56,k} [MPa]$	$f_{h,k} [MPa]$	$M_{y,Rk} [Nmm]$
22,73	20,74	18,86	15,88	15,88	930594,5

Através destes resultados, comprova-se que os ligadores mais distantes do centro de rotação não são necessariamente os mais críticos nas ligações de madeira, mas sim, os ligadores com o maior ângulo de força-fio devido à baixa resistência ao corte da madeira. Deste modo, o menor valor de resistência ao esmagamento localizado é assumido como valor de cálculo.

De seguida, é definida uma espessura de chapa de 20 mm, na qual é considerada uma chapa espessa por apresentar um rácio de 0,8 entre a espessura da chapa e o diâmetro do parafuso. Deste modo, é calculado o valor característico da capacidade resistente do parafuso por plano de corte, $f_{v,Rk}$. Na Tabela 4.66 são apresentados os valores obtidos dos modos de rotura do tipo 1 e 3, respetivamente.

Tabela 4.66 - Valores dos modos de rotura do tipo 1 e 3.

Modos de rotura do tipo 1 e 3	Valores
$F_{v,Rk,1}$	41916 N
$F_{v,Rk,3}$	54139 N

O menor valor dos modos de rotura constitui a resistência a considerar para o dimensionamento. Como a ligação é em corte duplo, a este valor deve ser multiplicado pelo número de planos de corte do ligador, neste caso por dois. Assim, o valor característico da resistência total do parafuso, $F_{v,Rk,ligador}$, é de 83832 N.

Resistência da ligação

Uma vez obtida a menor resistência do ligador, todos os parafusos serão considerados com esta resistência. De seguida, é multiplicada pela distância entre o centro do ligador a centro de rotação de cada ligador. Obtendo assim o momento resistente de cada parafuso na Tabela 4.67.

Tabela 4.67 - Valores de cálculo do momento resistente do ligador.

Elementos	$F_{v,Rk,ligador}$ [N]	d_i [mm]	$M_{v,Rk,ligador}$ [Nm]
Parafusos 1	83832	111,80	9372
Parafusos 2	83832	206,16	17283
Parafusos 3	83832	180,28	15113
Parafusos 4	83832	250,00	20958

Pelo que, existe dezasseis parafusos, o valor característico do momento resistente da ligação, M_{Rk} , é dado pela Equação (4.51), resultando num valor de 250,9 kNm. De seguida, são aplicados os coeficientes parciais de segurança, originando num valor de cálculo da resistência de 180,7 kNm

Na Tabela 4.68 são apresentados os valores de cálculo.

Tabela 4.68 - Valores de cálculo para a verificação da resistência ao momento fletor.

Combinações	M_{Rk} [kNm]	M [kNm]	M/M_{Rk}
Primeira combinação	180,7	61	0,34
Segunda combinação	180,7	164	0,91
Terceira combinação	180,7	93	0,51

Na Tabela 4.69 são apresentados os rácios finais da ligação, obtidos através da soma dos rácios dos componentes devidos aos momentos fletores e esforços normais da ligação.

Tabela 4.69 - Soma dos rácios dos componentes fletores e normais da ligação.

Combinações	M/M_{Rk}	$N_{Ed}/F_{v,Rd,ligação}$	Resultante
Primeira combinação	0,34	0,15	0,49
Segunda combinação	0,91	0,05	0,96
Terceira combinação	0,51	0,14	0,65

Os rácios apresentados são inferiores a 1. Deste modo, a ligação estabelecida cumpre com as condições impostas pela norma.

Dimensionamento da chapa

A chapa da ligação deve verificar a resistência à flexão e ao risco por esmagamento diametral.

1. Verificação à resistência à flexão.

Na Tabela 4.70 são apresentados os valores de cálculo.

Tabela 4.70 - Valores de cálculo para a verificação da resistência à flexão da chapa.

b [mm]	h [mm]	I [$10^6 mm^4$]	M_y [kNm]	σ_{xx} [MPa]	f_y [kN]	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$
600	800	25600	164	2,56	275	0,01

2. Verificação à resistência ao esmagamento diametral, $F_{b,Rd}$.

Na Tabela 4.71, Tabela 4.72 e Tabela 4.75 são apresentados os valores necessários na determinação do valor de cálculo.

Tabela 4.71 - Valores de cálculo do coeficiente α_b .

Elemento	e_1 [mm]	α_d	f_{ub}/f_u	α_b
Pilar	170	2,27	1,86	1

Tabela 4.72 - Valores de cálculo do coeficiente k_1 .

Elemento	e_2 [mm]	$\frac{2,8e_2}{d_0} - 2,7$	p_2 [mm]	$\frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7$	k_1
Pilar	120	10,74	100	3,9	2,5

A base do pilar está sujeita a esforços normais, esforços transversais e momentos fletores. Estes esforços originam uma força resistente equivalente no centro de gravidade de cada ligador, dada pelo vetor formado entre os três esforços. De modo a determinar o valor da força de corte do ligador, $F_{v,Ed}$, assume-se que a ligação é infinitamente rígida para pequenas rotações. Deste modo, a carga normal e a carga transversal são divididas pelo número de parafusos da ligação para obter a sua contribuição na força resistente do ligador. Para o momento fletor, considera-se um comportamento linear elástico da ligação, isto é, a força proporcional à deformação. Assim, a força resistente equivalente provocada pelo momento fletor em cada ligador é dada pela Equação (4.57).

$$F_i = \frac{M d_i}{\sum_{k=1}^n d_k^2} \quad (4.57)$$

Onde:

d_i é a distância entre o centro geométrico do elemento i a centro de rotação

n referente ao número de parafusos.

Na Figura 4.23 são representadas as diferentes distâncias existentes na ligação em *mm*.

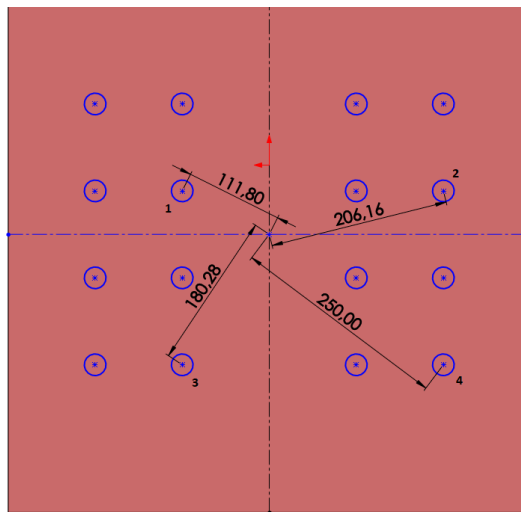


Figura 4.23 - Diferentes distâncias entre o centro geométrico do furo e centro de rotação na ligação da base.

Na Tabela 4.73 são apresentados os valores de F_i .

Tabela 4.73 - Valores de cálculo da força F_i .

Elementos	d_i [mm]	F_i [kN]
Parafusos 1	111,80	30,56
Parafusos 2	206,16	56,35
Parafusos 3	180,28	49,28
Parafusos 4	250,00	68,33

Considerando o pior cenário, teremos a pior força provocada pelo momento fletor com a mesma direção e sentido da força normal. Na Tabela 4.74 são apresentados os valores da força resultante equivalente.

Tabela 4.74 - Valores de cálculo da força resultante.

Elemento crítico	F_t [kN]	F_v [kN]	F_i [kN]	F [kN]
Parafusos 4	6,75	2,38	68,33	75,12

Como existe dois planos de corte, a força de corte instalada no parafuso, $F_{v,Ed}$, é repartida também em dois.

Tabela 4.75 - Valores de cálculo para o esmagamento diametral.

Elemento	γ_{M2}	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$N_{Ed}/F_{b,Rd}$
Pilar	1,25	430	37,56	0,09

Espaçamento entre os parafusos

É definido quatro parafusos por fiada para a ligação do pilar, no total de dezasseis parafusos. Assim, são estabelecidos os espaçamentos dos parafusos de acordo com a norma EC5 secção 8.5.1.1. Os valores estão apresentados nas Tabela 4.76.

Tabela 4.76 - Espaçamento entre os parafusos na ligação base.

Elemento	Espaçamento mínimo				Espaçamento estabelecido			
	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]	a_1 [mm]	a_2 [mm]	a_3 [mm]	a_4 [mm]
Pilar	120	96	168	72	120	200	170	100

Resistência da madeira às forças oblíquas

Os valores de $F_{v,Ed}$ foram obtidos através do programa *Multiframe4D*. Na Tabela 4.77 são apresentados os valores necessários para o cálculo da resistência ao corte da madeira.

Tabela 4.77 - Valores de cálculo para a verificação da resistência às forças oblíquas.

Elemento	b [mm]	h [mm]	h_e [mm]	$F_{90,Rd}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}/F_{90,Rd}$
Pilar	220	600	400	106,7	42,29	0,40

Uma vez que o rácio é menor que 1, o perfil da madeira resiste aos esforços transversos instalados.

Dimensionamento da base encastrada

A base encastrada é constituída por uma placa de aço S275 e por um conjunto de oito chumbadouros. Perante o caso de apoio encastrado, surgem esforços normais, transversais e momentos fletores na base. Deste modo, a placa transmite os esforços sob forma de compressão à fundação, enquanto que, os chumbadouros são sujeitos a forças de tração.

No pré-dimensionamento, admite-se o caso de momento fletor puro e que os esforços de compressão na fundação são absorvidos por uma faixa de 1/4 da largura da placa de base sendo uma pressão de contacto constante. O efeito do momento fletor é contabilizado pela excentricidade e , associada ao esforço normal de compressão. Na Figura 4.24 é apresentado um esquema ilustrativo.

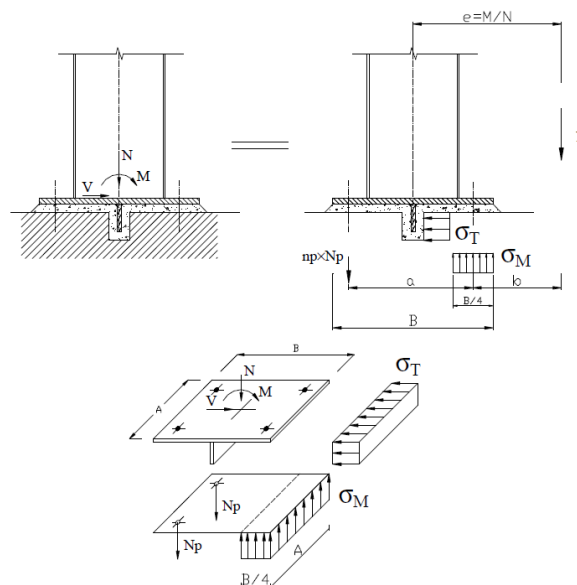


Figura 4.24 - Tensões originados na base do pilar.

Visto que a segunda combinação de ações é a combinação crítica no pilar, os seus esforços serão considerados como os esforços de cálculo. Na Figura 4.25 estão as dimensões da placa em *mm*.

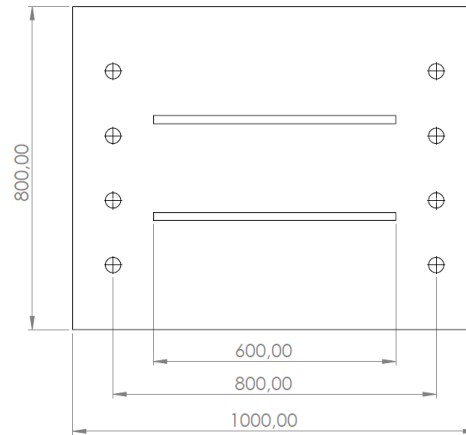


Figura 4.25 - Vista de topo da base.

Numa primeira fase, são determinadas as equações do equilíbrio estático a meio da placa dadas pelo sistema de Equações (4.58).

$$\begin{cases} 400n_p N_p + 375\sigma_M(250 \times 800) = M \\ n_p N_p = \sigma_M(250 \times 800) \end{cases} \quad (4.58)$$

Onde:

n_p é o número de parafusos à tração

N_p é o esforço de tração por chumbadouros

σ_M a tensão uniforme de compressão.

Através da Equação (4.58), resulta de um $n_p N_p$ de 211,6 *kN*.

No pré-dimensionamento da secção transversal dos chumbadouros, admite-se que serão utilizados quatro chumbadouros por fiada, num total de oito. Ao aplicar momento fletor na placa base apenas quatro chumbadouros estão solicitados à tração. Deste modo, o esforço total de tração no chumbadouro é dado pela Equação (4.59).

$$N_{total} = \frac{n_p N_p}{n_p} + \frac{N}{n} \quad (4.59)$$

Serão utilizados os chumbadouros M24 de aço S275, com A_s de 353 *mm*². O valor de cálculo resistente do chumbadouro à tração, $N_{p,Rd}$, é dado pela Equação (4.60).

$$N_{p,Rd} = 0,85A_s \times 0,8f_y \quad (4.60)$$

O fator de 0,85 é um fator de minoração da resistência devido ao facto de a rosca ser neste caso efetuado por cortes em torno, em geral sem grande precisão. Na Tabela 4.78 são apresentados os valores de cálculo.

Tabela 4.78 - Valores de cálculo para a verificação da resistência do chumbadouro.

$N_{total} [kN]$	$N_{p,Rd} [kN]$	$N_{total}/N_{p,Rd}$
48,15	66	0,73

Como apresentam rácios inferiores a 1, os chumbadouros seleccionados são adequados para as cargas submetidas ao pré-dimensionamento.

De seguida, é estimada a tensão média de compressão no betão dada pela Equação (4.61).

$$\sigma_M = \frac{n_p N_p}{250 \times 800} \quad (4.61)$$

Onde, resulta de um σ_M de 1,06 MPa.

Uma vez estabelecidas as dimensões da placa e dos chumbadouros, é possível determinar as tensões com maior precisão. Deste modo, é necessário determinar a posição do eixo neutro de flexão de viga equivalente composta por aço e betão dada pela Equação (4.62).(Gomes, 2019)

$$x = n \frac{A_a}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 b d}{n A_a}} - 1 \right) \quad (4.62)$$

Onde:

n é a relação entre o módulo de elasticidade do aço e betão

A_a é a área de secção transversal do chumbadouro.

Na Figura 4.26 é apresentado um esquema das cotas b e d .



Figura 4.26 – As cotas b e d na placa base.

Na Tabela 4.79 são apresentados os valores de cálculo.

Tabela 4.79 - Valores de cálculo para a determinação do eixo neutro.

n	$A_a [mm^2]$	$b [mm]$	$d [mm]$	$x [mm]$
7,24	452,4	800	900	81,85

Na Figura 4.27 é apresentado o diagrama de tensões resultante.

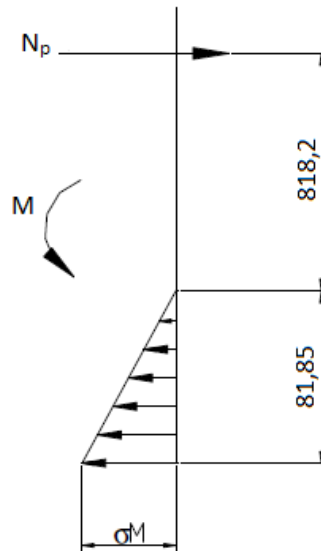


Figura 4.27 - Diagrama de tensões resultantes.

O novo sistema de equações de equilíbrio estático no eixo neutro é dado pelo sistema de Equações (4.63).

$$\begin{cases} 818,2n_pN_p + \frac{1}{2}\sigma_M(81,85 \times 800)\frac{2}{3}81,85 = M \\ n_pN_p = \frac{1}{2}\sigma_M(81,85 \times 800) \end{cases} \quad (4.63)$$

Através da Equação (4.63), resulta de um n_pN_p de 188 kN e σ_M de 5,74 MPa. Na Tabela 4.80 e Tabela 4.81 estão apresentadas as verificações da resistência à tração dos chumbadouros e a resistência à compressão betão sobre a placa de aço, respetivamente. A tensão de rotura à compressão, f_{cd} , do betão B25 é de 13,3 MPa.

Tabela 4.80 - Valores de cálculo para a verificação da resistência à tração dos chumbadouros.

$N_{total} [kN]$	$N_{p,Rd} [kN]$	$N_{total}/N_{p,Rd}$
47	66	0,71

Tabela 4.81 - Valores de cálculo para a verificação da resistência à compressão da base.

$\sigma_M [MPa]$	$f_{cd} [MPa]$	σ_M/f_{cd}
5,74	13,3	0,43

Os rácios obtidos são inferiores a 1. Deste modo, os chumbadouros e a placa base resistem aos esforços aplicados.

Verificação da espessura da placa de base

No dimensionamento da espessura da placa considera-se a placa como uma viga em flexão no equilíbrio estático. Deste modo, a tensão resistente na extremidade do pilar, secção crítica, deve resistir a tensão instalada. A espessura da base é calculada através da Equação (3.17), de modo a simplificar a perceção é reorganizando a equação em ordem a espessura, resultando na Equação (4.64).

$$t = \sqrt{\frac{M}{f_y b}} \quad (4.64)$$

Na Tabela 4.82 são apresentados os parâmetros necessários para o cálculo da espessura da placa de base.

Tabela 4.82 - Valores de cálculo para a determinação da espessura da placa.

M [$10^6 Nmm$]	f_y [MPa]	t [mm]
32,46	275	29,75

Deste modo, foi definido uma espessura de 30 mm para a espessura da base.

Dimensionamento do cordão de soldadura

As duas chapas serão soldadas topo-a-topo na placa base com cordões de soldadura de canto nas duas faces das chapas. Deste modo, o dimensionamento da altura da garganta rebatida, z , segue os critérios da norma ISO R 617.

Primeiramente, é necessário estabelecer as tensões que podem ocorrer na garganta do cordão, que são as seguintes:

- n correspondente à tensão normal
- $t_{\perp}$ correspondente à tensão de corte perpendicular ao eixo do cordão
- $t_{\parallel}$ correspondente à tensão de corte paralelo ao eixo do cordão.

Na Figura 4.28 são ilustradas as tensões no cordão de soldadura.

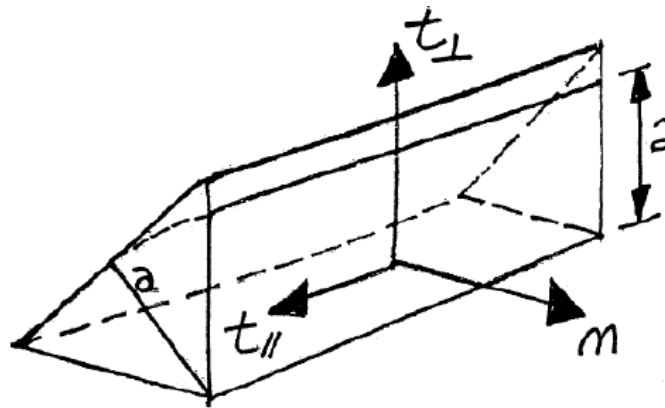


Figura 4.28 - Representação das tensões no cordão de soldadura. (Castro, 2013)

Recorrendo ao critério de resistência de *Von Mises* é definida a tensão equivalente, σ_{eq} , expressa na Equação (4.65).

$$\sigma_{eq}^2 = 1,4(n^2 + t_{\perp}^2) - 0,8(n \times t_{\perp}) + 1,8t_{\parallel}^2 \quad (4.65)$$

A tensão equivalente não deve exceder à tensão admissível do metal base, σ_{adm} , expressa na Equação (4.66).

$$\sigma_{eq} = \alpha \sigma_{adm} \quad (4.66)$$

Onde:

α é um coeficiente que é em função da espessura do cordão expresso na Equação (4.67).

$$\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{z} \right) \quad (4.67)$$

Como a segunda combinação de ações é crítica na base do pilar, os seus esforços serão considerados para o dimensionamento, onde apresenta um esforço normal à tração de $37,67 \text{ kN}$, um esforço transversal de $42,29 \text{ kN}$ e um momento fletor de $163,63 \text{ kNm}$. No dimensionamento são contabilizados quatro cordões de soldadura de comprimento, l , de 600 mm . Assim, procede-se ao seu dimensionamento.

A tensão normal é dada pela Equação (4.68).

$$\begin{aligned} n = \frac{M y}{I} + \frac{N}{A} &= \frac{(163,63 \times 10^6) \times 300}{4 \left(\frac{z \times 600^3}{12} \right)} + \frac{42,29 \times 10^3}{4 \times 600 \times z} \\ &= \frac{699,4}{z} \text{ MPa} \end{aligned} \quad (4.68)$$

A tensão de corte paralelo ao eixo do cordão é expressa na Equação (4.69).

$$t_{\parallel} = \frac{V}{A} = \frac{37,67 \times 10^3}{4 \times 600 \times z} = \frac{15,7}{z} \text{ MPa} \quad (4.69)$$

A tensão de corte perpendicular ao eixo do cordão é nula, neste caso.

Uma vez obtida as tensões, os valores são substituídos na Equação (4.65). Por fim, é considerado um coeficiente de segurança de 1,5 e através da Equação (4.66) resulta numa altura da garganta de 4,65 *mm*. Deste modo, é definida uma altura de garganta de 5 *mm*.

A Figura 4.29 é ilustrada a ligação da base. Os desenhos técnicos encontram-se no Anexo A.

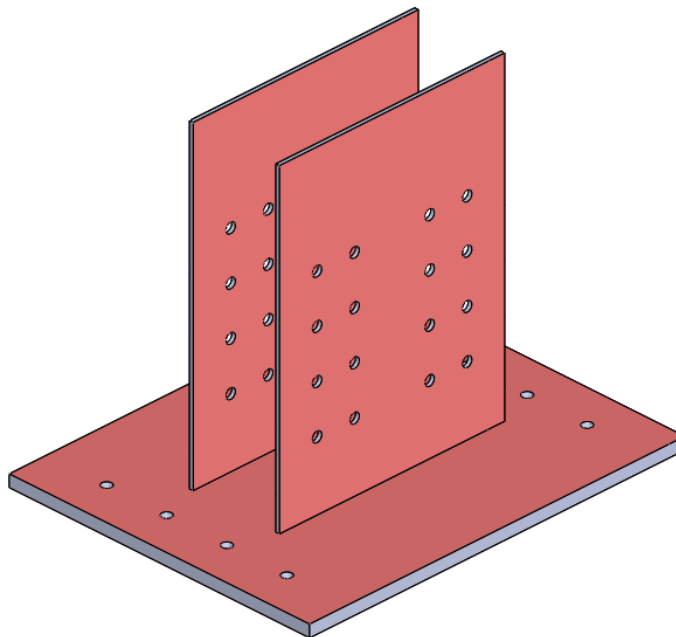


Figura 4.29 - Estrutura da ligação da base.

5 Conclusões e perspectivas de trabalho futuro

A escolha do tema da tese em estruturas de madeira foi motivada pelo facto da madeira apresentar propriedades físicas únicas. É um material natural e renovável, visto que os fatores ambientais são cada vez mais importantes na nossa sociedade. A sua utilização na construção é uma forma de valorizar a madeira e como um meio de preservação das florestas mundiais.

A realização do projeto de dimensionamento de um pavilhão em madeira tem como objetivo compreender e aplicar os critérios de dimensionamento segundo o Eurocódigo e outras fontes bibliográficas devido à sua complexidade. Além disso, foram utilizados os programas *Multiframe4D* e *Excel* como ferramentas de auxílio de cálculo.

Em suma, o processo de dimensionamento inicia-se com a definição das ações, de modo, a obter as forças equivalentes aplicadas no pavilhão. Estas ações são fortemente influenciadas pela sua localização, tendo particularmente atenção nas ações do vento devido à sua incidência na estrutura em diferentes planos, originando diferentes combinações de ações de sucção e pressão.

Tendo estabelecidos as combinações de ações, resultou em três combinações críticas. A primeira combinação foi entre o vento longitudinal e pressão interna de pressão, onde apresentava o maior esforço normal à tração no banzo superior da asna. A segunda combinação foi entre o vento transversal de sucção e pressão interna de pressão, em que apresentava o maior momento fletor no pilar da base. A terceira combinação foi entre a ação da sobrecarga com pressão interna de pressão, originando um maior esforço de compressão no banzo superior.

Desta forma, é possível efetuar o pré-dimensionamento dos elementos constituintes do pavilhão. Começando pelo dimensionamento dos painéis de cobertura e da fachada, das madres de cobertura e da fachada, dos pilares de empena, dos elementos constituintes da asna, dos pilares da base e o sistema de contraventamentos da cobertura e da fachada, respetivamente. Todos os elementos devem resistir aos estados limites últimos, estados limites de utilização e ao risco de encurvadura. Assim, foram selecionados os seguintes perfis:

- (1) Painéis de cobertura: painéis de ROOFTEC – 4 FIRECLASS 120 mm da PERFITEC
- (2) Painéis da fachada: painéis de WALLTEC – N (1000) 50 mm da PERFITEC
- (3) Madres de cobertura: perfis retangulares de $22 \times 14 \text{ cm}^2$ de GL24h
- (4) Madres da fachada: perfis retangulares de $20 \times 12 \text{ cm}^2$ de GL24h
- (5) Pilares de empena: perfis retangulares de $36 \times 16 \text{ cm}^2$ de GL24h
- (6) Banzos superiores da asna: perfis retangulares de $28 \times 16 \text{ cm}^2$ de GL24h
- (7) Banzos inferiores da asna: perfis retangulares de $28 \times 16 \text{ cm}^2$ de GL24h
- (8) Montantes da asna: perfis retangulares de $16 \times 16 \text{ cm}^2$ de GL24h
- (9) Diagonais da asna: perfis retangulares de $16 \times 16 \text{ cm}^2$ de GL24h
- (10) Pilares da base: perfis retangulares de $60 \times 22 \text{ cm}^2$ de GL24h
- (11) Montantes dos contraventamentos de cobertura: perfis retangulares de $16 \times 16 \text{ cm}^2$ de GL24h

- (12) Diagonais dos contraventamentos de cobertura: tirantes de RND 25 de S275
- (13) Diagonais dos contraventamentos da fachada: tirantes de RND 25 de S275.

Na Tabela 5.1 são apresentados os rácios das condições de dimensionamento dos perfis.

Tabela 5.1 - Rácios das condições de dimensionamento dos perfis.

Elemento	Normal	Corte	Momento fletor	Encurvadura	Bambeamento	Flexão composta
(1)	0,96	-	-	-	-	-
(2)	0,88	-	-	-	-	-
(3)	-	0,50	0,95	-	-	-
(4)	-	0,39	0,93	-	-	-
(5)	-	-	0,93	-	-	-
(6)	0,80	-	-	0,59	-	-
(7)	0,80	-	-	0,91	-	-
(8)	0,22	-	-	0,60	-	-
(9)	0,22	-	-	0,60	-	-
(10)	-	0,25	-	0,52	0,72	0,75
(11)	0,33	-	-	0,93	-	-
(12)	0,93	-	-	-	-	-
(13)	0,85	-	-	-	-	-

Apesar do pilar da base apresentar um rácio crítico de 0,75 à flexão composta, o pilar é crítico ao estado limite de utilização devido à sua rigidez.

Uma vez definidos os elementos constituintes do pavilhão, são dimensionadas algumas das principais ligações do pavilhão, tais como, as ligações de todos os elementos da asna, a ligação da asna ao pilar e a ligação da base do pilar. O dimensionamento das ligações é complexo, visto que, nas ligações existem variações de propriedades entre camadas e a existência de múltiplos casos possíveis de rotura. Deste modo, foram estabelecidos os seguintes elementos de ligação:

- Parafusos: Parafusos de cabeça hexagonais $M24 \times 270$ – 8.8
- Porcas: Porcas hexagonais $M24$ – 8
- Anilhas: Anilhas planas $M24$
- Chapas: Chapas de aço S275

Na Tabela 5.2 são apresentados os rácios das condições de dimensionamento das ligações

Tabela 5.2 - Rácios das condições de dimensionamento das ligações.

Ligações	Chapa de aço		Ligação		Madeira
	Normal	Esmagamento Diametral	Rotura por bloco	Resistência da ligação	Corte
Lig. 1	0,22	0,87	0,77	0,84	0,49
Lig. 9	0,12	0,48	0,56	0,86	-
Lig. 2, 3 e 4	0,09	0,19	0,66	0,98	-
Lig. 6, 7 e 8	0,10	0,19	-	0,66	-
Lig. 5	0,52	0,49	0,89	0,94	0,55
Lig. Base	-	0,09	-	0,96	0,40

Na Figura 5.1 são ilustrados as ligações no pórtico em 3D, obtido através do *SolidWorks*.

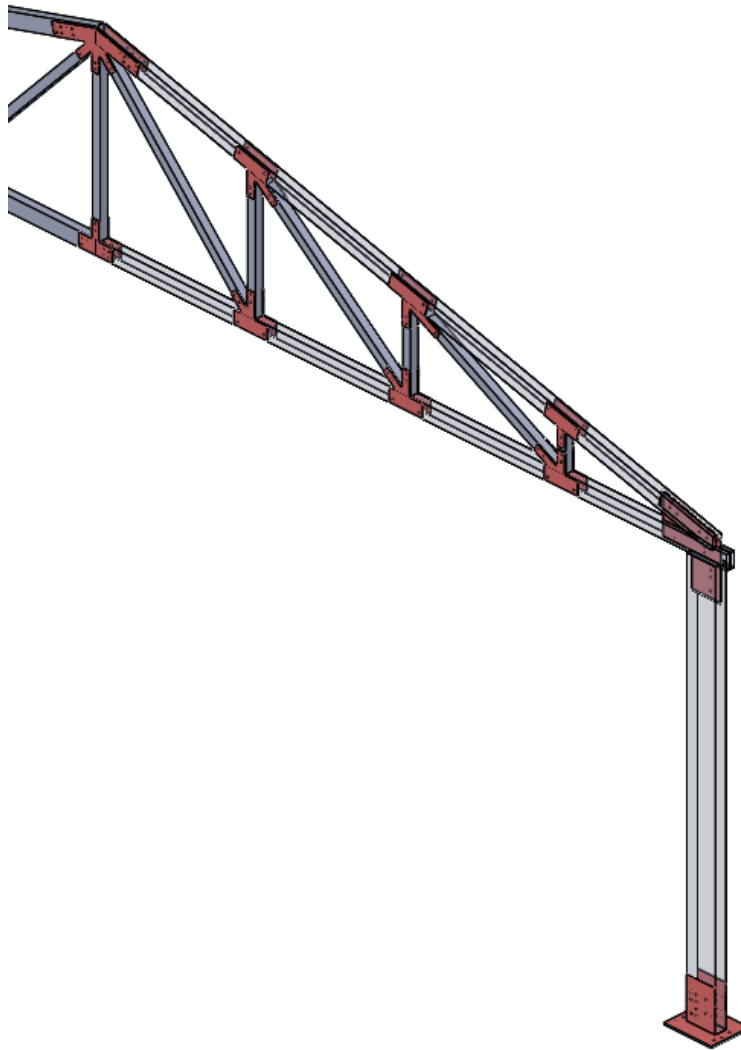


Figura 5.1 - Representações das ligações no pórtico em *SolidWorks*.

Na Figura 5.2 é ilustrado o pavilhão em 3D com os pórticos a cinzento, o sistema de contraventamentos de cor amarelo e as madres de azul (apenas foram colocadas no lado esquerdo do pavilhão para evidenciar o sistema de contraventamentos no lado direito), obtido através do *SolidWorks*.

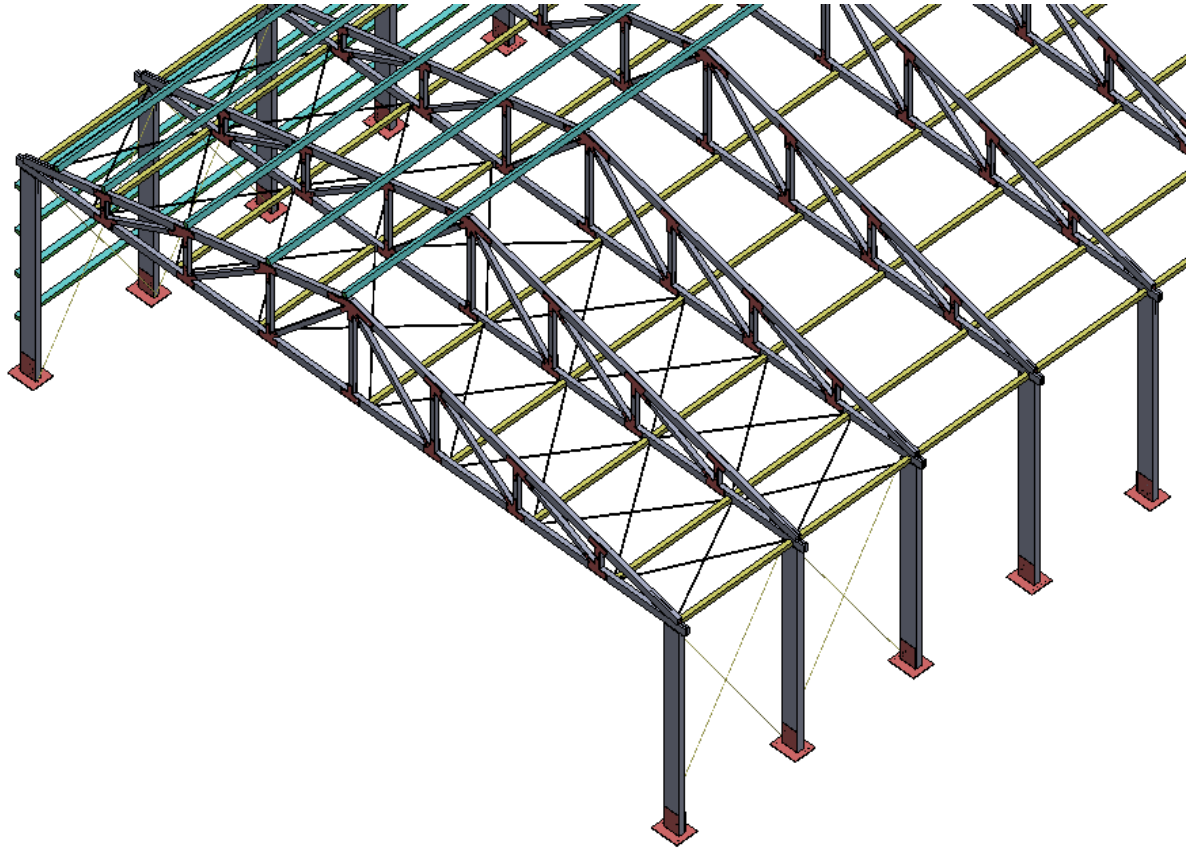


Figura 5.2 - Representação do pavilhão em *SolidWorks*.

Para os futuros desenvolvimentos poderão passar pelo dimensionamento de todos os elementos de ligação do pavilhão, um estudo das combinações de ações aplicadas no pavilhão em 3D e uma verificação da durabilidade do pavilhão em situação de incêndio através da norma EN 1995-1-2. Apesar da localização do pavilhão situar-se numa zona de baixa aceleração sísmica, um estudo ao comportamento sísmico do pavilhão através da norma EN 1998-1 não deve ser descartado.

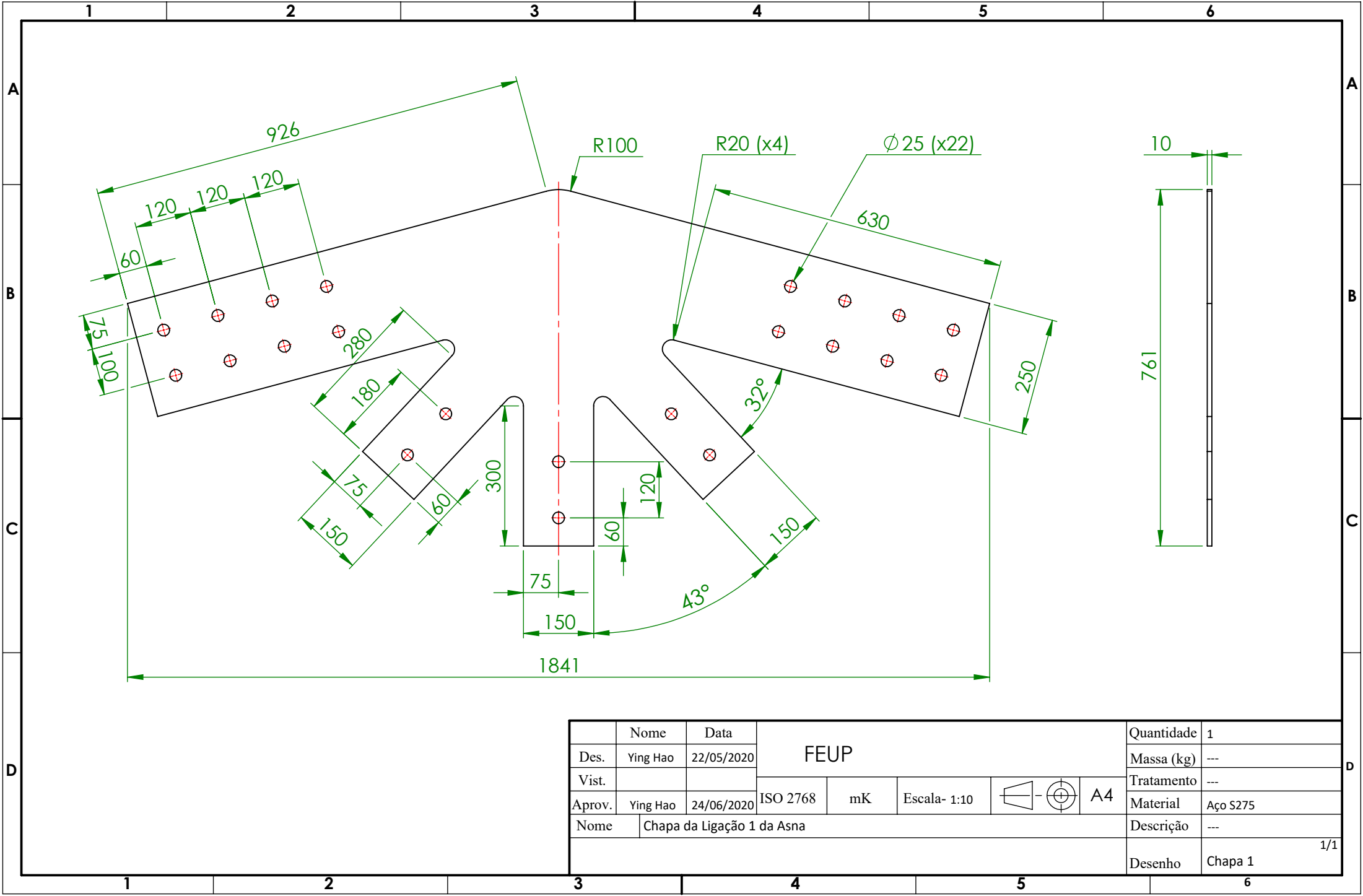
Referências

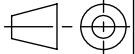
- Augustin, M. (2008). *Handbook 1 - Timber Structures*. Leonardo da Vinci Pilot Project.
- BMC. (2020). Madeira Lamelada Colada. Retrieved April 15, 2020, from <https://www.buildwithbmc.com/bmc/Trusses-I-Joists-Engineered-Lumber/Glued-Laminated-Timber/16-24F-V4-17E-Industrial-Glulam-Beam/p/IGL3121178169>
- Castro, P. (2013). *Sebenta de Órgãos de Máquinas 2 do Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica*.
- CEN EN 1990. (2009). NP EN 1990 - Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. *Instituto Português Da Qualidade*, 1999, 88.
- CEN EN 1991-1-1. (2009). NP EN 1991-1-1 2009 - Eurocódigo 1 - Ações em Estruturas - Parte 1-1: Ações Gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. *Instituto Português Da Qualidade*, 44.
- CEN EN 1991-1-3. (2009). NP EN 1991-1-3 2009 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-3 :Ações gerais - Ações da neve. *Instituto Português Da Qualidade*, 1–57.
- CEN EN 1991-1-4. (2010). NP EN 1991-1-4:2010 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais - Ações do vento. *Instituto Português Da Qualidade*, 4, 1–148. <https://doi.org/NP EN 1991-1-4>
- CEN EN 1993-1-1. (2010). NP EN 1993-1-1:2010 - Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. *Instituto Português Da Qualidade*, 45(5), 1055–1061. <https://doi.org/10.1590/S0080-62342011000500004>
- CEN EN 1993-1-8. (2010). NP EN 1993-1-8:2010 - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-8: Projecto de ligações. *Instituto Português Da Qualidade*, 146.
- CEN EN 1995-1-1. (2004). BS EN 1995-1-1:2004 - Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. *British Standards Institution*, 1(2004), 1–123. <https://doi.org/10.1680/cien.2001.144.6.39>
- Gomes, R. (2019). *Sebenta de Estruturas Metálicas do Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica*.
- Green, D., Winandy, J., & Kretschmann, D. (1999). Mechanical Properties of Wood. In *Wood Handbook - Wood as an Engineering Material*. Forest Products Laboratory.
- Guerreiro, L. (2010). *Estruturas de Alvenaria e Madeira*. Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Harris, R., Hairstans, R., Janes, I., Lawrence, A., Marcroft, J., Milner, M., ... Trujillo, D. (2007). *Manual for the design of timber building structures to Eurocode 5*. The Institution of Structural Engineers.
- INE. (2019). Instituto Nacional de Estatística. Retrieved June 23, 2020, from https://www.ine.pt/xportal/xmain?xpid=INE&xpgid=ine_indicadores&indOcorrCod=00

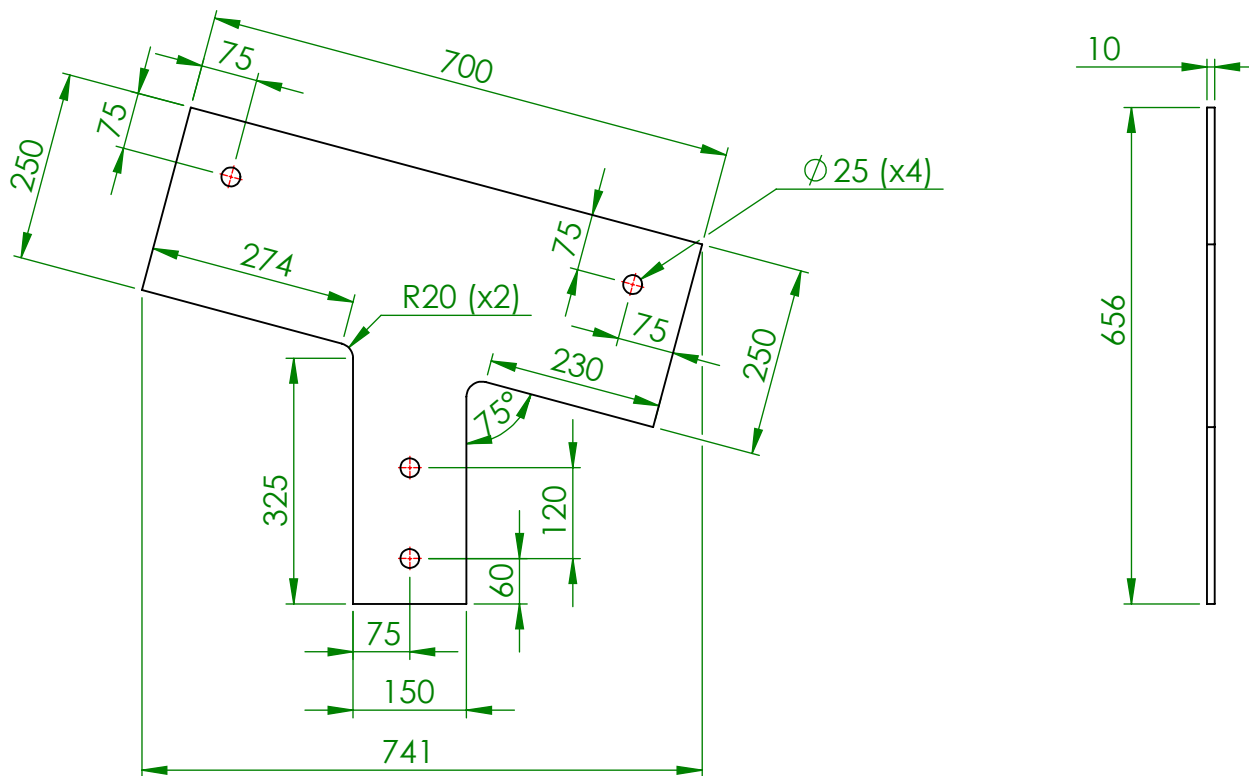
01148&contexto=pi&selTab=tab0&xlang=pt

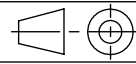
- Kermani, A. (1999). *Structural Timber Design*. Blackwell Science Ltd.
- Kuklik, P. (2008). *Handbook 2 - Design of timber structures according to Eurocode 5*. Leonardo da Vinci Pilot Project.
- Negrão, J., & Faria, A. (2009). *Projecto de Estruturas de Madeira*. Publindústria, Edições Técnicas.
- PERFITEC. (2020). *Catálogo de painéis*.
- Pfeil, W. (1994). *Estruturas de Madeira*. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.
- Reprodux. (2020). Madeira Serrada. Retrieved May 20, 2020, from <http://reproduxbrasil.com/produtos/madeira-serrada/>
- Simpson, W., & TenWolde, A. (1999). Physical Properties and Moisture Relations of Wood. In *Wood Handbook - Wood as an Engineering Material*. Forest Products Laboratory.
- White, R., & Dietenberger, M. (1999). Fire Safety. In *Wood Handbook - Wood as an Engineering Material*. Forest Products Laboratory.
- Winter, S. (2008). *Eurocode 5: Design of timber structures*. Technische Universitat Munchen.

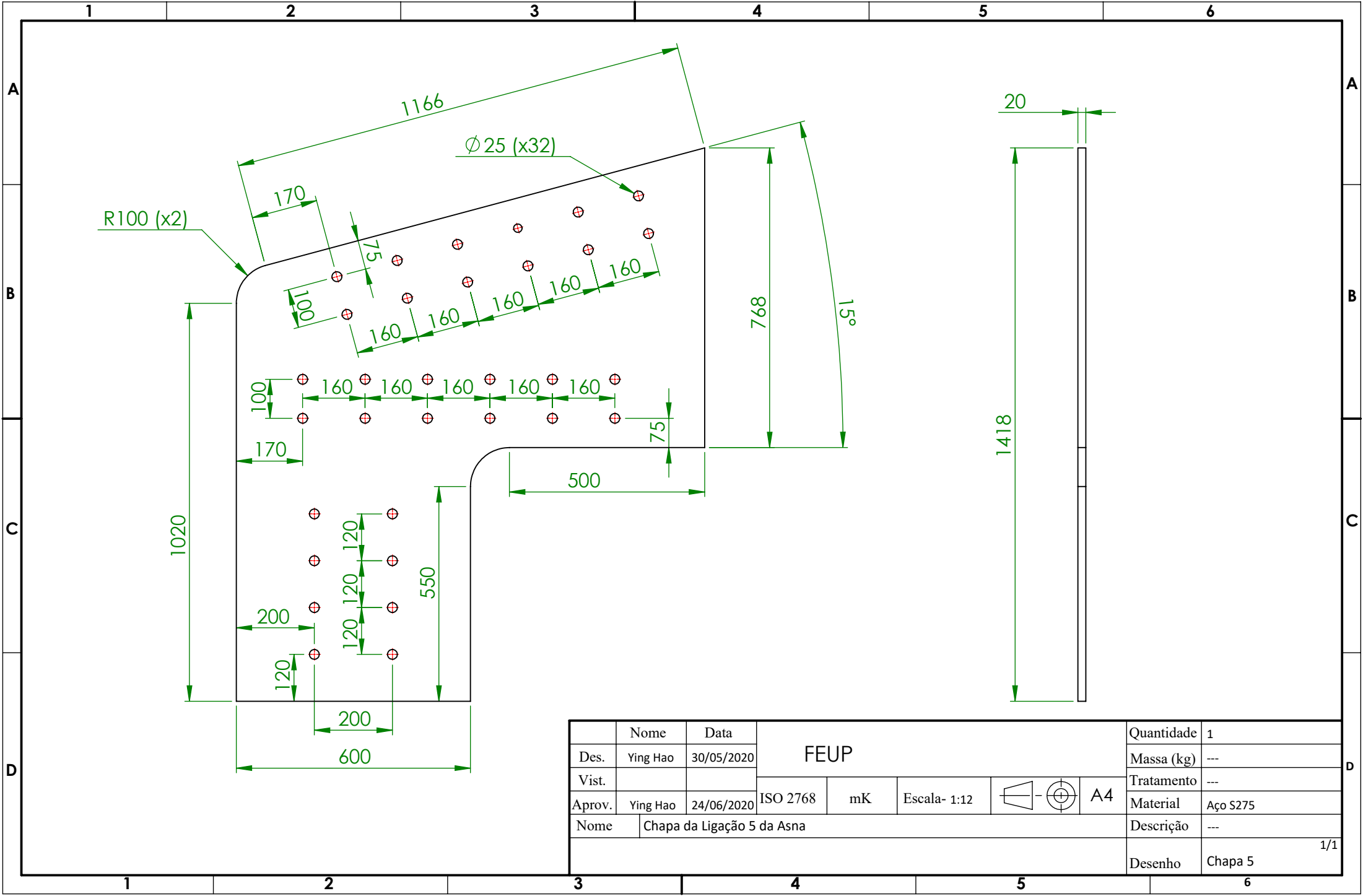
ANEXO A: Desenhos técnicos das ligações

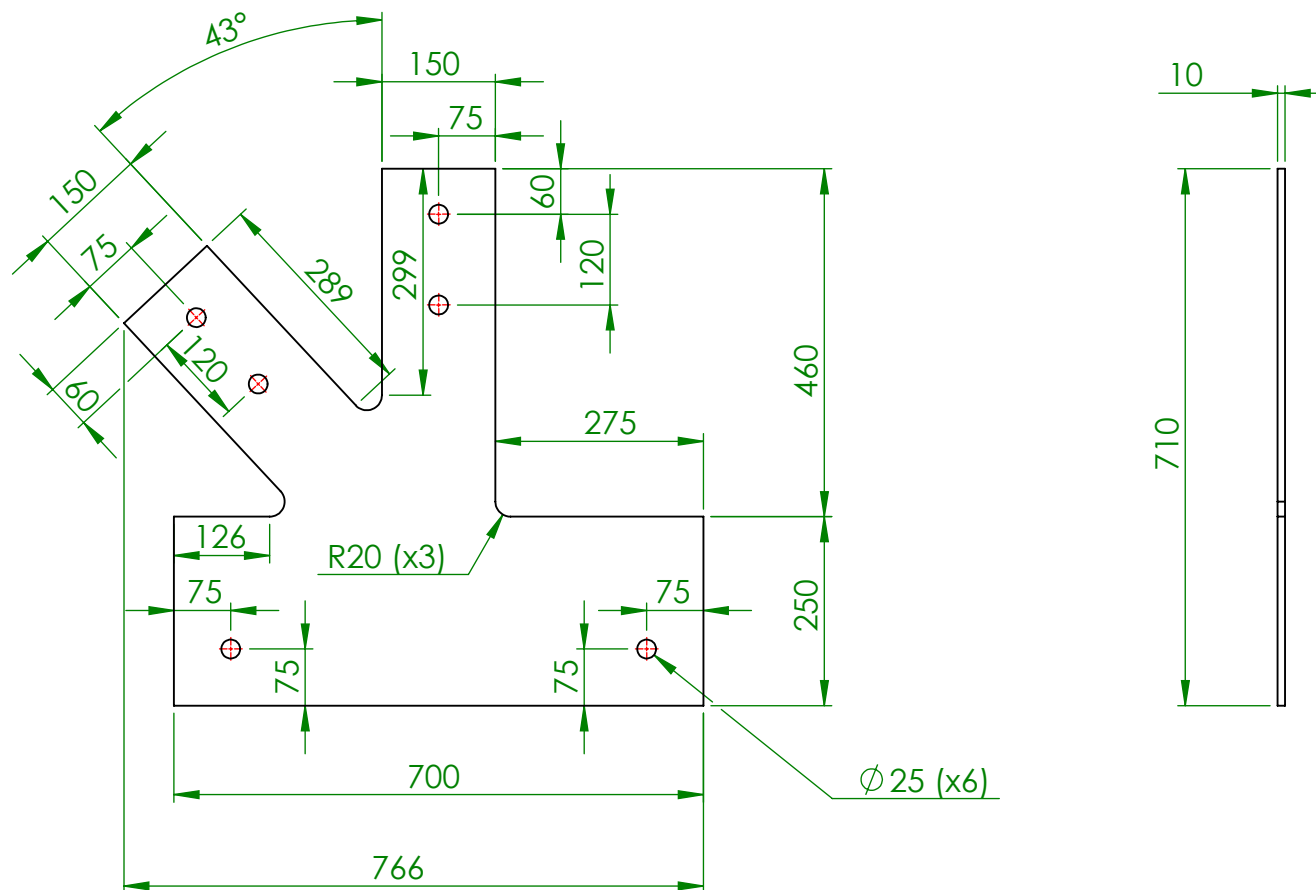


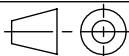
	Nome	Data	FEUP					Quantidade	1
Des.	Ying Hao	22/05/2020						Massa (kg)	---
Vist.								Tratamento	---
Aprov.	Ying Hao	24/06/2020	ISO 2768	mK	Escala- 1:10		A4	Material	Aço S275
Nome		Chapa da Ligação 1 da Asna						Descrição	---
								Desenho	Chapa 1

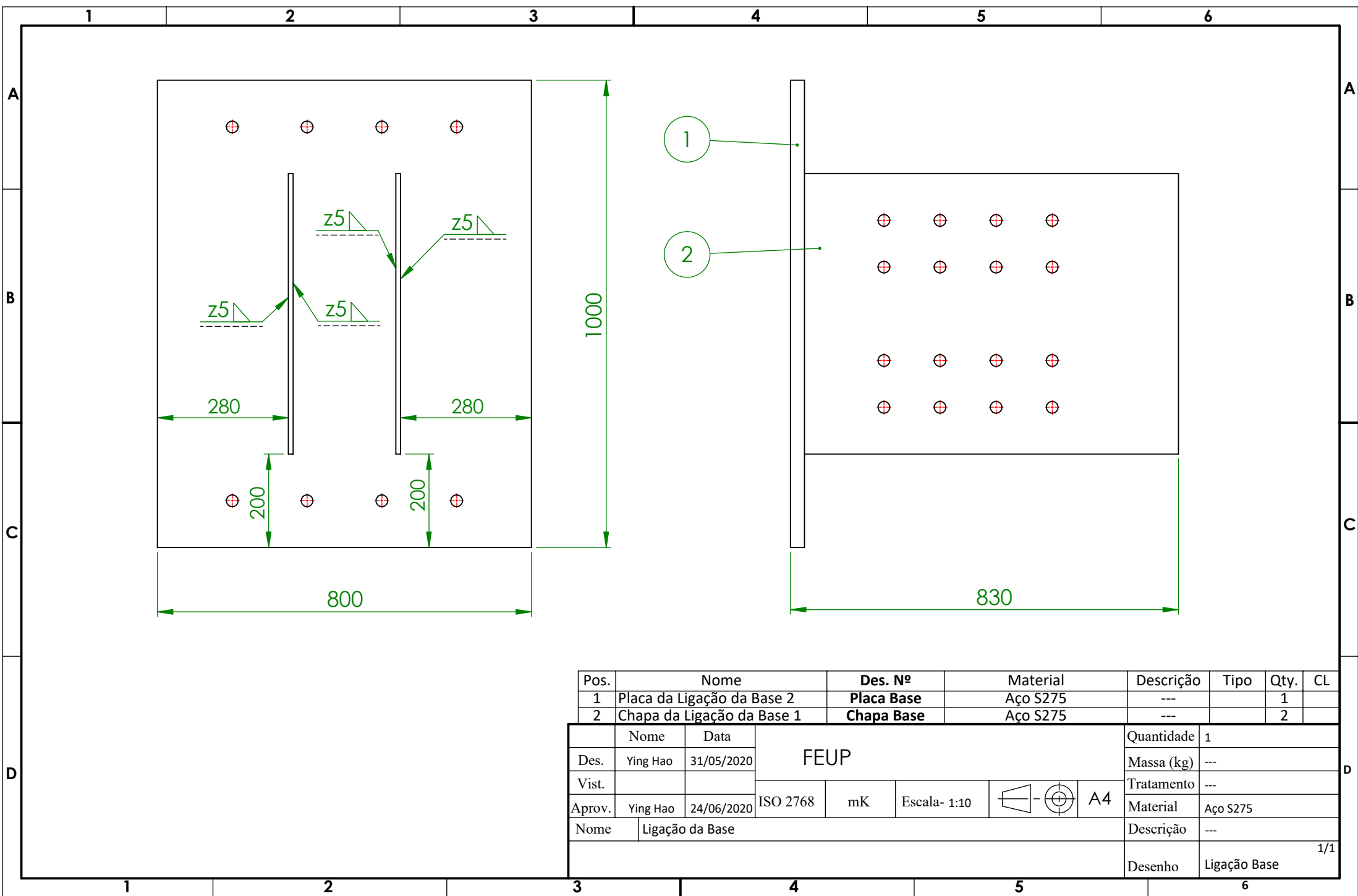


	Nome	Data	FEUP					Quantidade	1				
Des.	Ying Hao	26/05/2020										Massa (kg)	---
Vist.												Tratamento	---
Aprov.	Ying Hao	25/06/2020	ISO 2768	mK	Escala- 1:10		A4	Material	Aço S275				
Nome		Chapa da Ligação 4 da Asna						Descrição	---				
								Desenho	Chapa 4 1/1				

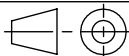




	Nome	Data	FEUP					Quantidade	1				
Des.	Ying Hao	23/05/2020										Massa (kg)	---
Vist.												Tratamento	---
Aprov.	Ying Hao	24/06/2020	ISO 2768	mK	Escala- 1:10		A4	Material	Aço S275				
Nome		Chapa da Ligação 8 da Asna						Descrição	---				
								Desenho	Chapa 8				



Pos.	Nome		Des. Nº		Material		Descrição		Tipo	Qty.	CL
1	Placa da Ligação da Base 2		Placa Base		Aço S275		---			1	
2	Chapa da Ligação da Base 1		Chapa Base		Aço S275		---			2	

	Nome	Data	FEUP					Quantidade	1	
Des.	Ying Hao	31/05/2020						Massa (kg)	---	
Vist.								Tratamento	---	
Aprov.	Ying Hao	24/06/2020	ISO 2768	mK	Escala- 1:10		A4	Material	Aço S275	
Nome		Ligação da Base						Descrição	---	
								Desenho	Ligação Base	
									1/1	

