

PROJETO EM ESTRUTURAS DE MADEIRA

VÍTOR HUGO MARTINS PINHEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes

Coorientador: Professor Doutor Jersy Jasienko

SETEMBRO 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus pais

“O único lugar onde o sucesso vem antes do trabalho é no dicionário”

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Ao meu coorientador Jerzy Jasienko, na faculdade da Polónia, *Politechnika Wroclawska*, pela ajuda prestada na componente técnica, e ao meu orientador na *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, Prof. Miranda Guedes, pela amabilidade e pela disponibilidade que demonstrou para tudo durante o semestre.

Aos meus pais, e toda a minha família, que sem eles, não poderia estar agora a redigir estas palavras de agradecimento.

A minha namorada Cláudia, pela infinita paciência que teve para comigo nos últimos dois anos do meu percurso académico.

Aos meus amigos e companheiro de estudo, pelas tardes e noites passadas, rodeados de folhas e sebatas.

Aos melhores amigos que uma pessoa pode ter, os meus amigos de Monção, que tiveram sempre para tudo, dias bons, dias maus, dias de alegria e de tristeza, este trabalho também é vosso, Pedro, Stivan, Diogo, Tome, Boga, Rui, Duque, Fábio, David, Zé e muitos mais...

E por fim, aos meus amigos, que conheci na Polónia, durante o Programa Erasmus, pelos quatro meses de convívio em que criamos forte laços de amizade, Mochilas, Chéu, Granja, Alberto, David, Delgado e Enrique.

A todos eles...e aqueles que o seu nome não está aqui

Obrigado por tudo.

RESUMO

O tema desenvolvido e abordado durante esta dissertação do ramo de estruturas, mestrado integrado em Engenharia civil, focou-se na análise e dimensionamento estrutural de uma cobertura de um court de ténis, com as medidas regulamentares, apropriadas à prática de ténis indoor.

O projeto foi concebido para que possa ser implementado no norte da Europa, mais precisamente na cidade de Wroclaw, Polónia, pois muitos fatores que foram assumidos para concretizar o dimensionamento, apoiaram-se no que os regulamentos obrigam para essa mesma cidade. No que se refere a cargas ou ações a que a cobertura estará sujeita, teve que se ter em conta certas características locais como: altitude, atividade sísmica e temperaturas médias. Estas características ajudaram a adotar os valores corretos para definição das cargas da neve e do vento.

No sul da Europa e na Europa central o aço e betão são os materiais mais comuns na conceção de estruturas, tanto de pequeno, médio ou grande porte, sendo estes usados numa elevada percentagem de construções. O mesmo já não acontece quando nos deslocamos mais para o norte ou para o leste, onde aí, a madeira é usada em grande escala, mais para habitações familiares ou em estruturas de cobertura de polidesportivos, piscinas. Este foi um fator importante para a escolha do material usado, a madeira lamelada colada.

PALAVRAS-CHAVE: Madeira lamelada colada; Arcos; Ligações; Eurocódigo 5; Custos

ABSTRACT

The theme developed and discussed in this dissertation in the structures area, Master in Civil Engineering, has focused on structural analysis and design of a cover of a tennis court with the regulatory measures, to the practice of indoor tennis.

The project was designed so it can be implemented in Northern Europe, more precisely in the city of Wroclaw, Poland, because many factors taken into account to achieve the design, relied on what the regulatory requires for that city. Regarding the loads or actions that would affect the cover, it was necessary take into account certain local factor, such as: the altitude, the seismic activity and the average temperatures. These factors helped in the achievement of the precise values to the definition of the snow and wind loads.

In the Southern Europe and Central Europe the steel and the concrete are the most common materials in the design of structures, both small, medium or large, and are used in a high percentage of constructions; which doesn't happen when we move further north or east, where the wood is used in a large scale, most to family dwellings or in the cover structures of multisports stadiums, pools. This was an important factor to choose the material used in this project, the glued laminated timber.

KEYWORDS: Glued laminated timber; Arc; Connections; Eurocode 5; Costs

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	v
RESUMO.....	vii
ABSTRACT	xi
 1.INTRODUÇÃO.....	 1
 2. CARACTERÍSTICAS DA MADEIRA	 3
2.1.COMPONENTES NATURAIS.....	3
2.1.1.ANATOMIA	3
2.1.2.CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	5
2.2.DOENÇAS E IMPERFEIÇÕES	6
2.2.1.DOENÇAS.....	6
2.2.2.RESISTÊNCIA DA MADEIRA AO FOGO.....	7
2.3.FENÓMENOS EXPERIMENTADOS PELA MADEIRA.....	8
2.3.1. FLUÊNCIA	9
2.4.RESISTÊNCIA MECÂNICA DA MADEIRA.....	10
2.4.1.TRAÇÃO E COMPRESSÃO	10
2.4.2. FLEXÃO	10
2.4.3.CORTE OU ESCORREGAMENTO	11
2.4.4.VALORES MÉDIOS DE RESISTÊNCIAS	11
 3.BASES DE CÁLCULO.....	 13
3.1.ESTADO LIMITE ÚLTIMO	13
3.2.ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	14
3.3.MATERIAIS USADOS	15
3.3.1.MADEIRA LAMELADA COLADA.....	15
3.3.1.1.O que é?.....	15
3.3.1.3.Vantagens	16
3.3.1.4.Processo de fabrico.....	16
3.3.2.LVL (LAMINATED VENER LUMBER).....	16

3.3.2.1.O que é?	16
3.3.2.2.Campo de aplicação.....	17
3.3.2.3.Vantagens	17
3.3.2.4.Processo de fabrico.....	18
 4.TIPOLOGIA ESTRUTURAL	19
4.1.ENQUADRAMENTO ARQUITETÓNICO	19
4.2.DEFINIÇÃO DO ESQUELETO DA ESTRUTURA.....	21
4.3.DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE APOIO	24
 5.DEFINIÇÃO DAS CARGAS	27
5.1.SOBRECARGA	27
5.2.PESO PRÓPRIO.....	28
5.2.1.PESO DA COBERTURA	29
5.3.AÇÃO DO VENTO.....	31
5.4.AÇÃO DA NEVE.....	38
 6.DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS	43
6.1.CÁLCULO DAS VIGAS	43
6.1.1.DIMENSIONAMENTO	49
6.1.1.1.Flexão desviada	49
6.1.1.2.Verificação ao corte.....	56
6.1.1.4.Bambeamento ou instabilidade lateral-torsional	58
6.1.2.ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	60
6.2.CÁLCULO DOS ARCOS.....	62
6.2.1.OBTENÇÃO DE ESFORÇOS	63
6.2.2.DIMENSIONAMENTO	75
6.2.2.1.Verificação á flexão composta	75
6.2.2.2.Encurvadura	77
6.2.2.3.Verificação ao corte.....	81
6.2.2.4.Verificação à encurvadura torsional	82
6.2.3.ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO.....	86
6.3.CONTRAVENTAMENTOS	89
6.3.1.CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO	90

6.3.2.DIMENSIONAMENTO DOS CABOS DE CONTRAVENTAMENTO	92
6.4.FUNDAÇÕES	92
6.4.1.VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO SOLO.....	93
6.4.2.DIMENSIONAMENTO DA SAPATA	95
6.4.3.DIMENSIONAMENTO DO TIRANTE	102
 7.DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES	 107
7.1.CASO 1) (LIGAÇÃO A MEIO VÃO).....	112
7.2.CASO 2) (LIGAÇÃO DE APOIO).....	117
7.3.LIGAÇÕES VIGA-ARCO	120
 8.MANUTENÇÃO	 123
8.1.TRATAMENTO PREVENTIVO	123
8.2.INSPEÇÕES	124
 9.CUSTOS	 127
9.1.MEDIÇÕES	127
9.2.CUSTOS FINAIS.....	129
 10.CONCLUSÃO	 129
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	 131
 ANEXOS.....	 133

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Constituição de um tronco	4
Fig. 2 - Estrutura molecular da celulose.....	5
Fig. 3 – Estrutura molecular da Hemicelulose	5
Fig. 4 – Estrutura molecular da lenhina	5
Fig. 5 – Medição da humidade da madeira.....	5
Fig. 6 – Tronco sujeito a ataque de fungos.....	6
Fig. 7 – Tronco sujeito a ataque de insetos	6
Fig. 8 – Nós da madeira.....	7
Fig. 9 – Má formação do tronco	7
Fig. 10 – Camada carbonizada após incêndio	8
Fig. 11 – Viga de madeira após incêndio.....	8
Fig. 12 – Evolução da deformação por fluência.....	9
Fig. 13 – Viga de madeira fletida	10
Fig. 14 – Deformação excessiva de viga de madeira	14
Fig. 15 – Elemento em MLC	15
Fig. 16 – Estrutura em MLC	16
Fig. 17 – Tábuas de LVL.....	17
Fig. 18 – Estrutura em LVL	17
Fig. 19 – Dimensões relevantes para a definição do arco	20
Fig. 20 – Dimensões regulamentares da bancada.....	20
Fig. 21 – Disposição das saídas de emergência.....	20
Fig. 22 – Vista de frente do arco	22
Fig. 23 – Estrutura modelada em ROBOT	22
Fig. 24 – Orientação das vigas em AUTOCAD	23
Fig. 25 – Apoios modelados em ROBOT	25
Fig. 26 – Exemplo de apoio de arco	25
Fig. 27 – Cachorro SIMPSON.....	25
Fig. 28 – Lã de vidro	29
Fig. 29 – Folha trapezoidal ROOFMETA	29
Fig. 30 – Distribuição da ação externa do vento	35
Fig. 31 – Distribuição da ação interna do vento 1	36
Fig. 32 – Distribuição da ação interna do vento 2	36
Fig. 33 – Combinação da ação interna com ação externa 1.....	37
Fig. 34 – Combinação da ação interna com ação externa 2.....	37

Fig. 35 – Distribuição das cargas da neve 1	40
Fig. 36 – Distribuição das cargas da neve 2	40
Fig. 37 – Distribuição das cargas da neve 3	41
Fig. 38 – Numeração das vigas	43
Fig. 39 – Diagrama de momentos (viga encastrada)	44
Fig. 40 – Diagrama de momentos (viga simplesmente apoiada)	44
Fig. 41 – Apoio com molas	44
Fig. 42 – Secção transversal da viga	48
Fig. 43 Larguras de influência das vigas.....	50
Fig. 44 – Rotação da secção da viga.....	58
Fig. 45 – Fenomeno de instabilidade torsional	58
Fig. 46 – Direção do deslocamento	62
Fig. 47 – Secção transversal do arco.....	64
Fig. 48 – Arco modelado em ROBOT	65
Fig. 49 – Ação da carga permanente	66
Fig. 50 – Ação da sobrecarga pontual	66
Fig. 51 – Ação da sobrecarga distribuída	67
Fig. 52 – Ação da neve (1).....	67
Fig. 53 – Ação da neve (2).....	68
Fig. 54 – Ação da neve (3).....	68
Fig. 55 – Ação do vento (1).....	69
Fig. 56 – Ação do vento (2).....	69
Fig. 57 – Ação do vento (3).....	70
Fig. 58 – Diagrama de esforço axial para combinação 29	72
Fig. 59 – Diagrama de esforço transversal para combinação 29.....	73
Fig. 60 – Diagrama de momentos fletores para combinação 29.....	73
Fig. 61 – Reações de apoio para combinação 29.....	74
Fig. 62 – Comprimento de encurvadura do arco.....	78
Fig. 63 – União viga-pilar	81
Fig. 64 – Fenómeno de bambeamento no arco	83
Fig. 65 – Configuração do diagrama de momentos	83
Fig. 66 – Configuração da deformada.....	88
Fig. 67 – Disposição dos cabos de contraventamento.....	89
Fig. 68 – Aplicação da ação do vento ao arco	91
Fig. 69 – Esticadores de cabos e dispositivos de amarração	92

Fig. 70 – Representação do tirante.....	93
Fig. 71 – Vistas da sapata	93
Fig. 72 – Modelo de escoras e tirantes	96
Fig. 73 – Diagramas de esforço axial.....	96
Fig. 74 – Nó 1	99
Fig. 75 – Nó 2	100
Fig. 76 – Nó 3	101
Fig. 77 – Disposição das armaduras da sapata.....	102
Fig. 78 – Situação 1	104
Fig. 79 – Situação 2	104
Fig. 80 – Diferentes casos de ligações	108
Fig. 81 – Ligação parafuso-chapa interior.....	109
Fig. 82 – Aspeto exterior da ligação.....	109
Fig. 83 – conetor WS-T.....	110
Fig. 84 – Modo de rutura 3.....	110
Fig. 85 – Modo de rutura 1.....	110
Fig. 86 – Modo de rutura 2.....	110
Fig. 87 – Configuração da ligação do caso (1)	112
Fig. 88 – Parafuso tipo M.....	113
Fig. 89 – Chapa exterior	114
Fig. 90 – Distâncias regulamentares do parafuso ao bordo.....	115
Fig. 91 – Área de chapa sujeita à tensão máxima	116
Fig. 92 – Tipologia da ligação caso (2)	117
Fig. 93 – Junção arco-viga.....	121
Fig. 94 – Aplicação de cachorros SIMPSON	121
Fig. 95 – Tratamento prévio de elemento de madeira	122
Fig. 96– Numeração das chapas de ligação (caso 1)	126
Fig.97– Numeração das chapas de ligação (caso 2)	126
Fig. 98– Vista frontal de cachorro SIMPSON.....	127

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela. 1 – Resistências da madeira resinosa	11
Tabela. 2 – Resistências da madeira folhosa	11
Tabela. 3 – Valores de K_{def}	13
Tabela. 4 – Orientação das vigas	24
Tabela. 5 – Categorias de uso	27
Tabela. 6 – Categorias da MLC	28
Tabela. 7 – Tipos de painel.....	30
Tabela. 8 – Carga permanente da cobertura	30
Tabela. 9 – Fatores de exposição.....	39
Tabela. 10 – Valor das cargas	50
Tabela. 11 – Largura de influência das vigas	50
Tabela. 12 – Valor da carga linear	51
Tabela. 13 – Valor do momento fletor provocado pelas cargas	53
Tabela. 14 – Valores de interação	53
Tabela. 15 . Valor das cargas	54
Tabela. 16 – Larguras de influência.....	54
Tabela. 17 - Valor da carga linear.....	55
Tabela. 18 – Valor do momento fletor provocado pelas cargas	55
Tabela. 19 – Valores de interação	56
Tabela. 20 – Valores de deslocamento.....	62
Tabela. 21 – Valores das cargas a aplicar no arco	65
Tabela. 22 - Combinações.....	70
Tabela. 23 – Valores máximos de esforços para a combinação 29.....	74
Tabela. 24 – Valores de interação	76
Tabela. 25 – Valores de interação para encurvadura	79
Tabela. 26 – Valor dos deslocamentos	86
Tabela. 27 – Fatores de pressão externa	90
Tabela. 28 – Valores de b , T_1 e T_2 para conectores WS-T.....	109
Tabela. 29 – Valores de F_{vrk}	113
Tabela. 30 – Valores de F_{vrk}	118
Tabela. 31 – Quantidades de MLC	127
Tabela. 32 – Quantidades de aço na ligação a emio vão	128
Tabela. 33 – Quantidades de aço na ligação de apoio	128
Tabela. 34 – Quantidades totais de aço	129

Tabela. 35 – Custos Finais 130

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Grafico. 1 – Evolução da massa volúmica da madeira lamelada colada.....	28
Grafico. 2 – Valores para o coeficiente de exposição.....	33
Grafico. 3 – Valores do coeficiente de pressão externa	34
Grafico. 4 – Evolução das interações	45
Grafico. 5 – Evolução da largura de influência	45
Grafico. 6 – Evolução da carga permanente.....	46
Grafico. 7 – Evolução da carga do vento	46
Grafico. 8 – Evolução da sobrecarga 2	47
Grafico. 9 – Evolução da carga da neve	47

SIMBOLOGIA

A - Área efetiva da secção transversal

A_s - Área do parafuso

A_T - Área do tirante

c' - Coesão do solo

C_e - Coeficiente de exposição

C_{dir} - Coeficiente direcional

C_{pe} - Coeficiente de pressão externa

C_{pi} - Coeficiente de pressão interna

$C_r(z)$ - Coeficiente de rugosidade

C_{season} - Coeficiente de sazão

C_t - Coeficiente térmico

E_{mean} - Módulo de elasticidade médio

E_{0mean} - Valor médio do módulo de elasticidade da direção paralela às fibras

E_{90mean} - Valor médio do módulo de elasticidade da direção perpendicular às fibras

$E_{mean,fin}$ - Módulo de elasticidade corrigido

$F_{b,rd}$ - Valor de cálculo da resistência ao esmagamento

f_{cd} - Valor de cálculo da resistência do betão

f_{ck} - Valor característico da resistência do betão

$f_{c,0,k}$ - Valor característico da resistência à compressão na direção paralela às fibras

$f_{c,90,k}$ - Valor característico da resistência à compressão na direção perpendicular às fibras

$f_{h,0,k}$ - Valor característico da resistência da madeira ao esmagamento

$f_{h,\alpha,k}$ - Valor característico da resistência da madeira ao esmagamento com a resultante desviada do fio

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

F_s - Fator de segurança

$f_{t,0,k}$ - Valor característico da resistência da madeira à tração na direção paralela ao fio

$f_{t,90,k}$ - Valor característico da resistência da madeira à tração na direção perpendicular ao fio

$f_{v,k}$ - Valor característico da resistência da madeira ao corte

$f_{v,rd}$ - Valor de cálculo da resistência ao corte do parafuso

$F_{Vi,RR}$ - Valor característico da resistência do modo de rutura i

G_k - Valor característico da carga permanente

G_{mean} - Valor médio do módulo de distorção

$G_{mean,fin}$ - Valor corrigido do módulo de distorção

$I_V(z)$ - Intensidade de turbulência

i_x - Raio de giração segundo x

I_x - Inércia segundo x

i_y - Raio de giração segundo y

I_y - Inércia segundo y

K_c - Fator de instabilidade

K_{def} - Fator de deformação por fluência

K_{mod} - Fator de modificação que tem em conta o efeito da duração das ações e o teor em água

K_r - Coeficiente do terreno

l_{ef} - Comprimento efetivo

LVL - Laminated venner lumber

MLC - Madeira Lamelada Colada

M_{yk} - Momento de cedência do elemento de ligação

n_{ef} - Número efetivo de parafusos por fiada

q_b - Pressão dinâmica de referência

$q_p(ze)$ - Pressão dinâmica de pico

q_{ult} - Tensão última do solo

Q_{ult} - Carga última do solo

Q_k - Valor característico da sobrecarga

S_k - Valor característico da carga da neve ao nível do solo

u_{inst} - Deformação instantânea

u_M - Deformação devido ao momento fletor

u_V - Deformação devido ao esforço transversal

$u_{net,fin}$ - Deformação final já com contributo da fluência

UP - Unidade de passagem

$V_{b,0}$ - Velocidade de base do vento

W_e - Pressão externa provocada pelo vento

W_i - Pressão interna provocada pelo vento

Ψ - Coeficiente representativo da probabilidade de ocorrência de uma ação

γ - Coeficiente de segurança

ρ_k - Massa volúmica

μ_i - Coeficiente de forma

σ_m - Tensão normal

$\sigma_{m,crit}$ - Tensão crítica

τ_d - Esforço de corte atuante

λ_{rel} - Esbelteza relativa

Φ' - Ângulo de atrito do solo

1

INTRODUÇÃO

O trabalho a desenvolver abordará não só a parte de cálculo estrutural, mas também, uma parte mais teórica, sobre propriedades, doenças e características da madeira, para que haja um primeiro contacto, e para que se possa constatar as semelhanças, e as diferenças da madeira quando comparada com os restantes materiais, betão e aço, mais popularmente usados.

Finalizada esta abordagem teórica, mas não menos importante, será altura de passar para a etapa seguinte, e começar com os capítulos de projeto. Estes, exigem um certo trabalho e estudo para recolher todos os dados necessários antes de passar ao cálculo de esforços, e ao dimensionamento.

A primeira importante etapa para a concretização do projeto será a definição das dimensões da estrutura, tendo como base, as dimensões já definidas para o campo de ténis, acrescentando ainda o devido espaço necessário para implantação de bancadas, e ainda, espaço de circulação para entrada e saída do recinto. A definição das medidas do esqueleto da estrutura implica o conhecimento das dimensões em planta, e também em altura, para que não haja nenhum problema tanto para a prática do ténis como para quem ocupa as bancadas.

Tendo as dimensões da estrutura será necessário começar com o pré-dimensionamento dos elementos horizontais e verticais, usando como ponto de partida os vãos adotados.

Tendo já o conhecimento de todas as dimensões, tanto da estrutura como das secções, será altura de recorrer ao Eurocódigo 1 para quantificar o valor de todas as ações bem como os pontos e os modos de aplicação das mesmas já que estas variam consoante a tipologia estrutural adotada. Neste campo haverá que ter um especial cuidado com a ação da neve, que para a Polónia assume valores mais elevados daqueles usados na Europa central ou no Sul da Europa.

O Eurocódigo 0 será a base para combinar as ações calculadas. A combinação das ações irá garantir que todas as situações de carga que podem ocorrer ao longo da vida da obra irão ser estudadas. Sendo contabilizadas as ações da neve, vento, sobrecarga e carga permanente pode-se registar um número elevado de combinações.

Definidas todas as combinações, usar-se-á o Programa ROBOT 2012 para obtenção de esforços.

Obtidos os esforços pode-se avançar para o dimensionamento e verificação de todos os elementos, garantido a segurança dos mesmos para estado limite último e estado limite de utilização. Neste campo o Eurocódigo 5, referente a estruturas de madeira, será a bibliografia

usada. Para a verificação correta de todos os elementos haverá que conhecer perfeitamente quais os fenómenos que podem ocorrer e qual a verificação a realizar para cada um destes.

Para a segurança global da estrutura não basta um dimensionamento correto dos elementos verticais e horizontais, deverá também ser feita uma análise e um dimensionamento às fundações. O Estudo de fundações será dividido em dois pontos principais: a análise da resistência do solo e o dimensionamento das sapatas. Para tal será usado o Eurocodigo 7 na análise do solo e posteriormente o Eurocodigo 2 para dimensionamento das sapatas.

Para conclusão da análise estrutural serão dimensionadas as ligações da estrutura. A formação de diferentes modos de rutura e a associação conjunta de aço e madeira faz com que este dimensionamento apresente um certo grau de dificuldade. Contudo, é fundamental para que a estrutura se comporte da forma idealizada pelo projetista.

Após a análise estrutural, será tempo de fazer uma pequena abordagem às necessidades de manutenção da estrutura ao longo da vida da obra. Aqui serão incluídos os cuidados que uma estrutura de madeira necessita para que apresente um bom funcionamento.

A quantificação dos custos é um dos pontos mais importantes da engenharia civil nos dias que correm. Por esse motivo, será incluído como último capítulo para obter uma estimativa do valor total da obra. Esta análise incluirá apenas custos com materiais, excluindo-se assim a fatia referente aos recursos humanos.

Por fim serão executados os desenhos tanto da estrutura, como de todas as ligações. Estes serão devidamente cotados, com as vistas necessárias à perceção de todos os pormenores. Para tal irá recorrer-se ao programa de desenho da AUTODESK, AUTOCAD 2012.

2

CARACTERÍSTICAS DA MADEIRA

2.1. COMPONENTES NATURAIS

2.1.1. ANATOMIA

Como um qualquer outro ser vivo, a madeira tem uma anatomia complexa e que merece ser estudada e aprofundada para que os projetistas possam ter cada vez mais confiança nos dimensionamentos.

É sabido que a madeira é proveniente das árvores, sendo estas constituídas por três principais elementos:

- Raiz que está em contacto com a terra e que é responsável pela absorção dos minerais necessários à sobrevivência e crescimento da árvore, servindo também como não podia deixar de ser, como suporte;
- O caule, elemento alto e vertical;
- A copa, parte superior da árvore.

A madeira como elemento estrutural é apenas proveniente do caule, ou tronco como também é chamado popularmente, sendo este o que será objeto de estudo.

O caule da árvore é assim constituído por 7 camadas (Fig. 1), sendo umas mais espessas que outras, e todas diferentes características e funções, são elas:

- 1. Medula (A);
- 2. Cerne (B);
- 3. Raio medular (C);
- 4. Borne (D);
- 5. Cambio (E);
- 6. Liber (F);
- 7. Casca (G).



Fig. 1 – Constituição de um tronco

De salientar ainda que, apenas o borne e o cerne são usados como material estrutural, pois são os únicos que reúnem as características para tal, sendo que, destas duas é o cerne que apresenta melhor qualidade, pois já não apresenta atividade fisiológica; tem geralmente uma tonalidade mais escura e é, fundamentalmente, a camada responsável pelo suporte da árvore. O Borne tem como função o transporte da seiva bruta sendo assim constituído por células vivas, possui ainda baixa resistência ao ataque de insetos e fungos, apresentando uma tonalidade mais clara que o cerne.

Existe também uma certa homogeneidade quando se fala da anatomia do caule das árvores sendo que, poderemos encontrar enormes semelhanças na constituição do caule de árvores da mesma espécie, de espécies vizinhas ou que pertençam ao mesmo grupo ou família [1].

2.1.2. COMPOSIÇÃO QUÍMICA

Como composição química elementar, não existem grandes diferenças de madeira para madeira, apresentando todas, uma proporção na composição bastante semelhante, sendo os principais elementos:

- Carbono (C);
- Oxigénio (O);
- Hidrogénio (H);
- Nitrogénio (N), este em pequenas quantidades.

Estando a falar de percentagens de cerca de 50% para o Carbono, sendo o mais abundante, cerca de 44%-45% para o Oxigénio, 6% para o Hidrogénio, e por fim de 0.1% a 1% de Nitrogénio [2].

No que diz respeito às componentes macro moleculares, poderemos identificar 4 famílias importantes:

- Celulose, pela sua resistência mecânica, sobretudo de tração (Fig. 2);
- Hemicelulose, pela coesão que transfere as fibras (Fig. 3);
- Lenhina, pela coesão e resistência que confere ao elemento (Fig. 4);
- Outros, (ex. Resinas...).

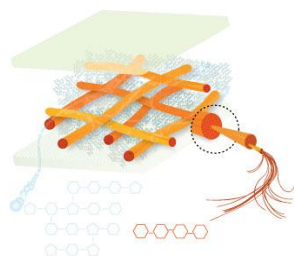


Fig. 2 - Estrutura molecular da celulose

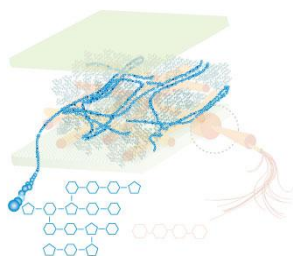


Fig. 3 – Estrutura molecular da Hemicelulose

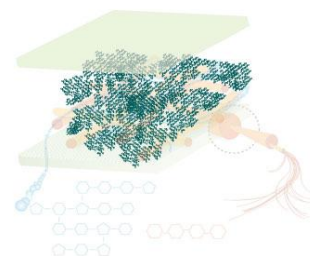


Fig. 4 – Estrutura molecular da lenhina

2.1.2. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

Para o cálculo de estruturas de madeira as características físicas mais importantes passam pela resistência ao fogo e pela resistência mecânica. Contudo, estes dois pontos serão abordados posteriormente.

Será feita apenas uma breve e pequena introdução a algumas propriedades física da madeira bem como:

- Massa volúmica. A massa volúmica representa a relação entre o peso e o volume de um material, sólido ou líquido. Na madeira é bastante variável de espécie para espécie, isto é, o mesmo volume de duas madeiras de diferentes espécies poderão ter pesos bastante distintos, podendo oscilar entre os 100 e 1500 kg por m^3 [3];
- Humidade. Está relacionada com o teor de água existente na madeira e é máxima após o corte. O controlo da humidade é muito importante pois vai influenciar diretamente a resistência mecânica da madeira (Fig. 5) [3];
- Condutividade térmica. A madeira é um excelente isolante térmico, daí ser tão usada nos países mais frios. Este fator deve-se à forma como os tecidos estão organizados permitindo a existência de ar no seu interior, sendo este um ótimo isolante [3];
- Condutividade sonora. A madeira absorve muito bem as ondas sonoras evitando a reverberação e distribuindo melhor as ondas pelo ambiente [3];
- Retratibilidade. Este fenómeno está associado à variação de volume dos elementos de madeira com o aumento ou diminuição da humidade, podendo ser dividida em três tipos: tangencial, radial ou volumétrica, consoante a direção em que se dá a contração ou a dilatação [3].



Fig. 5 – Medição da humidade da madeira

2.2. DOENÇAS E IMPERFEIÇÕES

2.2.1. DOENÇAS

Por ser proveniente de um ser vivo a madeira é vulnerável ao aparecimento de doenças que a tornam mais fraca e que alteram as suas propriedades. Nem sempre o tratamento desta é fácil, por isso será melhor “prevenir em vez de remediar”.

As doenças mais comuns da madeira são:

- Apodrecimento; fenómeno responsável pela desintegração de certos elementos químicos da seiva, por ação de alguns fungos. Esta pode ser classificada em podridão azul ou branca;
- Insetos e parasitas; esta é outra das doenças ou pragas da madeira. Os insetos perfuram fazendo galerias intermináveis no seu interior (Fig. 6). Isto pode ser colmatado usando ácidos que inundam essas galerias e exterminam os insetos ou larvas. Como prevenção pode ser aplicado verniz, criando uma espécie de capa impermeável;
- Fungos, estes expandem-se de forma muito rápida e superficial, levando ao aparecimento de pequenas bolhas brancas, uma espécie de “pus”, sendo mais comum em lugares muito húmidos (Fig. 7). Esta doença é facilmente detetável dando pancadas na madeira e observando se o som reproduzido é abafado [4].



Fig. 6 – Tronco sujeito a ataque de fungos



Fig. 7 – Tronco sujeito a ataque de insetos

2.2.2 IMPERFEIÇÕES

Sendo este um material biológico, é comum e normal a existência de certos defeitos ou imperfeições. São pequenas zonas defeituosas, muitas vezes identificadas à vista desarmada, em coisas mais elementares que uma viga ou um pilar, móveis de casa ou algo ainda mais simples. É então muito comum lidar com defeitos da madeira tais como:

- Nós. São muito comuns e facilmente identificáveis, como mostra a figura 8, sendo estes um aglomerado de diferentes tecidos criando nesse ponto uma mistura de texturas. A sua existência para além de dificultar inúmeros processos de tratamento da madeira, como a serração e a colagem, entre outros, deverá ser tido em conta quando estamos a falar de madeira para uso estrutural, pois diminuem a resistência do elemento e poderão, até ficar secos desprendendo-se do elemento. Para evitar isto, é imprescindível fazer o

corte de ramos de tempo a tempo, também sendo conhecida esta prática com o nome mais popular de “podar” [4];

- Aberturas ou fendas, resultantes de um processo de secagem rápido, estas poderão ser interiores ou exteriores [4];
- Desvio do fio. É o aparecimento de fibras que se desenvolvem numa direção diferente das outras. Estas são muito problemáticas sendo preferível descartar o uso de elementos que contenham este tipo de anomalias [4];
- Fibras corroídas. São fibras que estão a ser atacadas por fungos. Identificam-se facilmente pois surgem riscos brancos na madeira [4].;
- Outro defeito bastante comum prende-se com a forma como a árvore se desenvolve em altura, muitas vezes de forma menos vertical, pois esta tenta sempre procurar as melhores condições que proporcionem o seu desenvolvimento, levando a que o tronco deixe de trabalhar apenas à compressão e passe a trabalhar em flexão composta (Fig. 9) [4];
- Um outro defeito ou problema é o uso de madeira dos extremos do tronco, zona onde se está a formar madeira mais recente. O uso desta madeira reduz consideravelmente a qualidade do material [4].

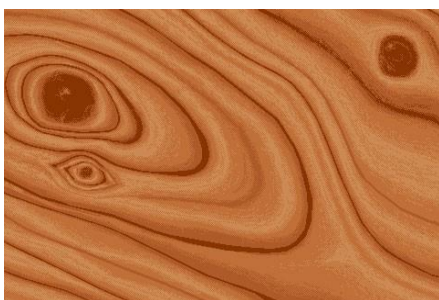


Fig. 8 – Nós da madeira

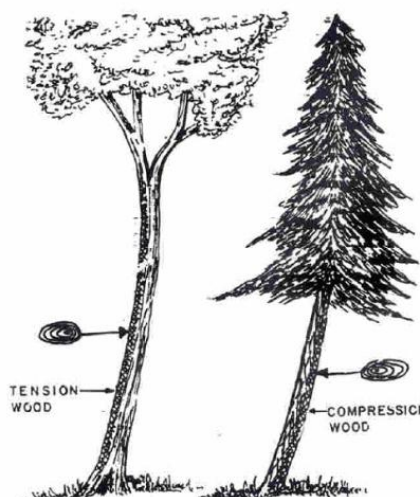


Fig. 9 – Má formação do tronco

2.2.2. RESISTÊNCIA DA MADEIRA AO FOGO

Na abordagem a este ponto é fundamental reter e ter bem presente um fator: a madeira é um mau condutor térmico, ao contrário de elementos estruturais como o aço. Posto isto, e contrariamente ao que é a opinião comum, a madeira tem ótima capacidade resistência ao fogo pois, após começar a arder cria a sua volta uma camada carbonizada isolante que torna muito difícil que as temperaturas se elevem de forma excessiva na parte mais central do elemento. Assim sendo, o elemento sofre uma redução de secção, mas pode não entrar em rotura (Fig. 10) [4].

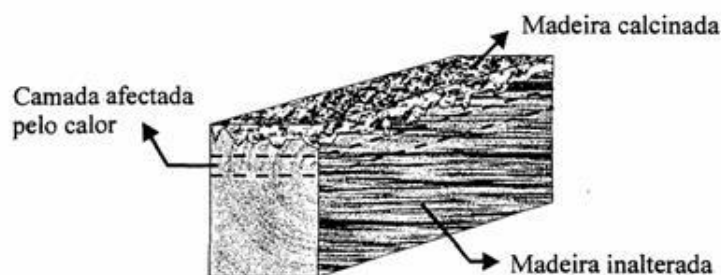


Fig. 10 – Camada carbonizada após incêndio

O que é feito na maior parte das vezes no cálculo de estruturas de madeira é, quando conhecidas e estudadas as características de comportamento ao fogo do elemento e também a zona de risco na qual se vai inserir o edifício ou a estrutura projetada, poder-se-á adotar uma secção maior. O uso de mais 2 ou 3 cm para que, em caso de incêndio essa margem excedente se transforme na camada carbonizada fazendo com que a parte interior do elemento mantenha a secção desejada pelo projetista para fazer face as cargas existentes (Fig. 11) [3].



Fig. 11 – Viga de madeira após incêndio

Apesar do aço não ser um material inflamável como a madeira, é capaz de apresentar drásticas quedas na sua resistência mecânica após alguns minutos de incêndio, pois as suas propriedades químicas são fortemente alteradas. O mesmo já não acontece com a madeira pois apesar de ser um material inflamável, e de combustão muito lenta (estudos apontam para uma média de 0.7 mm/min). No entanto, a evolução desta nem sempre é proporcional. É o caso de algumas coníferas que podem ver a sua secção afetada 2cm em 30 minutos mas, ao fim de 1 hora apenas reduziram 3.5mm e não 4mm [5].

Não só elementos portantes como vigas e pilares apresentam boa resistência, as paredes em madeira também são excelentes “trava-fogos”.

2.3. FENÓMENOS EXPERIMENTADOS PELA MADEIRA

Tal como todos os outros materiais estruturais a madeira não é imune a certos fenómenos causados, fundamentalmente, pela persistência e duração do carregamento a que estão sujeitas.

É então que surgem nomes já familiares e comuns como: fluência e relaxação. No ponto seguinte será apenas abordado o tema da fluência.

2.3.1. FLUÊNCIA

De forma muito simples e resumida, a fluência é um fenómeno que se verifica nos materiais e que se traduz num aumento da deformação para um carregamento constante. É comum nos carregamentos de longa duração, mesmo que a tensão experimentada pelo material não seja muito elevada, podendo o material até entrar em rutura antes de atingir os valores de tensão admissíveis obtidos em ensaios de curta duração. Este fenómeno está diretamente ligado com as características da madeira, tais como: humidade relativa do ar e temperatura ambiente, tal como acontece com o betão. De seguida, apresenta-se um gráfico representativo de como este fenómeno evolui com o tempo (Fig. 12).

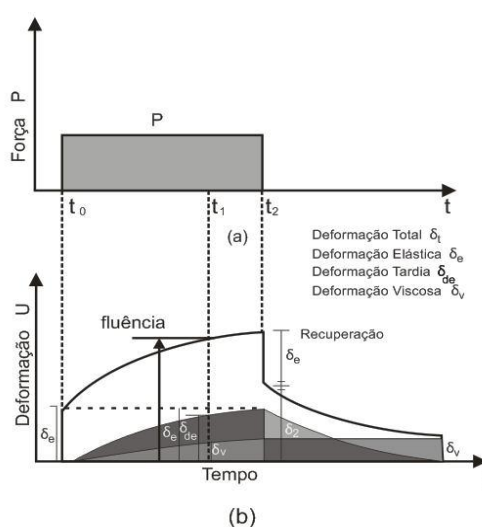


Fig. 12 – Evolução da deformação por fluência

Pode ser observado que para um mesmo carregamento dá-se primeiramente uma deformação elástica. Seguidamente, a deformação continua a crescer por efeitos de fluência e, ao findar do carregamento persiste uma deformação residual que nunca mais é recuperada.

Durante este processo podemos fazer distinção entre três tipos de fluência:

- Fluência primária;
- Fluência secundária;
- Fluência terciária.

Representando a primária e a terciária uma subida mais abrupta da deformação comparativamente à secundária.

Tal como já foi referido anteriormente, inúmeros aspetos podem influenciar a fluência na madeira, são eles:

- A origem do material;
- A posição em que se encontra (paralela, perpendicular ou normal às fibras);
- Tipo de material (madeira maciça ou compostos de madeira).

De forma a acautelar este fenómeno nas estruturas de madeira deverão ser tomadas algumas medidas:

- Garantir que o elemento não sofrerá grandes variações térmicas e higrotérmicas;
- O uso na montagem da estrutura de elementos com os teores de água estabilizados;
- O uso de contraflechas para fazer face às possíveis flechas que poderão surgir.

[6]

2.4. RESISTÊNCIA MECÂNICA DA MADEIRA

2.4.1. TRAÇÃO E COMPRESSÃO

A madeira é um material com uma elevada resistência mecânica. Sendo um material altamente heterogéneo e constituído pela sobreposição de camadas ou fibras, os valores das tensões que esta admite são muito variáveis, consoante a orientação da solicitação e também a natureza do esforço solicitado, caso seja de tração ou compressão [4].

Será mais fácil usar um exemplo para que se compreenda melhor este fenómeno. Nos elementos de madeira, para esforços de tração observa-se que o elemento tem menor resistência quando a solicitação é perpendicular às fibras do que quando é paralela, pois a tração no sentido perpendicular a estas tende a provocar a separação das fibras afetando a coesão do elemento [3].

No que diz respeito à resistência à compressão, um elemento solicitado paralelamente às fibras, apresenta maior resistência quando este mesmo elemento é solicitado perpendicularmente, pois o crescimento natural das árvores exige que estas desenvolvam uma maior resistência no sentido paralelo isto porque o esforço axial recebido pelo tronco é paralelo às fibras. A resistência à compressão na direção perpendicular às fibras é muito semelhante à resistência ao esmagamento da madeira [3].

2.4.2. FLEXÃO

Sendo que uma boa parte da madeira é para usar como vigas, torna-se fundamental um estudo cuidadoso da sua resistência à flexão (Fig. 13). A madeira não consegue atingir os valores do aço a trabalhar em flexão, mas comporta-se de forma muito razoável, e tem ainda um ponto muito benéfico a seu favor, que é a sua ótima relação peso-resistência. De salientar ainda que, os valores característicos da resistência da madeira à flexão aproximam-se bastante dos valores de tração axial.

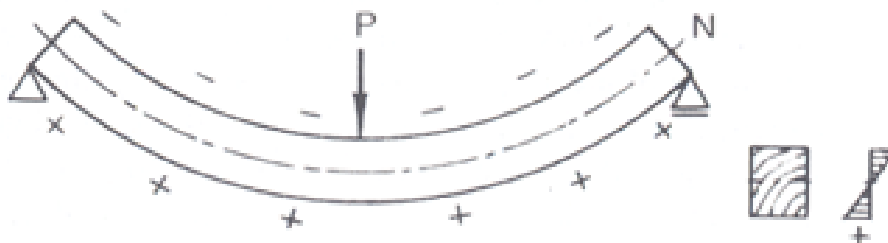


Fig. 13 – Viga de madeira fletida

Tal como os outros materiais, betão e aço, a madeira apresenta uma distribuição linear de tensões em regime elástico [4].

2.4.3. CORTE OU ESCORREGAMENTO

O corte ou escorregamento pode dar-se em duas direções, no plano longitudinal ou no transversal, sendo o mais desfavorável o corte axial (plano longitudinal). Se pensarmos na estrutura anatómica da madeira, facilmente se entende o porque do risco de deslizamento de uma camada ou fibra sobre a outra, quando solicitadas [4].

2.4.4. VALORES MÉDIOS DE RESISTÊNCIAS

Encontram-se na tabela 1 e 2 valores médios de resistência de elementos de madeira para 4 diferentes tipos de solicitação:

Tabela. 1 – Resistências da madeira resinosa

Classes de resistência da madeira de resinosas segundo EN 338.

Classe:		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40
Resistência característica (MPa)										
- flexão		14	16	18	22	24	27	30	35	40
- tracção		8	10	11	13	14	16	18	21	24
	⊥	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
- compressão		16	17	18	20	21	22	23	25	26
	⊥	4,3	4,6	4,8	5,1	5,3	5,6	5,7	6,0	6,3
- corte		1,7	1,8	2,0	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8
E _o (GPa)	médio	7	8	9	10	11	12	12	13	14
	característico	4,7	5,4	6,0	6,7	7,4	8,0	8,0	8,7	9,4
Massa volúmica	médio	350	370	380	410	420	450	460	480	500
	característico	290	310	320	340	350	370	380	400	420

Tabela. 2 – Resistências da madeira folhosa

Classes de resistência da madeira de folhosas segundo EN 338

Classe:		D30	D35	D40	D50	D60	D70
Resistência característica (Mpa):							
- flexão		30	35	40	50	60	70
- tracção		18	21	24	30	36	42
	⊥	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9
- compressão		23	25	26	29	32	34
	⊥	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
- corte		3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
E _o (GPa)	médio	10	10	11	14	17	20
	característico	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Massa volúmica	médio	640	670	700	780	840	1080
	característico	530	560	590	650	700	900

Entende-se por madeira resinosa (árvores de folha persistente) aquela cuja árvore tem folha permanente, e por madeira folhosa (árvores de folha caduca) aquela cuja árvore perde a folha periodicamente [7]

3

BASES DE CÁLCULO

3.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A verificação a Estado limite último visa garantir que a estrutura ou os elementos desta não entram em rutura.

Sempre que são efetuados cálculos para verificação de ELU deverão ser ajustados valores característicos de propriedades da madeira. Estes valores são modificados para ter em conta a duração das ações e o teor em água [3].

As propriedades que deverão ser corrigidas são: módulo de elasticidade e módulo de distorção.

A forma de calcular os módulos de elasticidade e distorção com a devida correção, é pelas fórmulas 3.1 e 3.2.

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + \Psi_2 * K_{def}} \quad (3.1)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{1 + \Psi_2 * K_{def}} \quad (3.2)$$

E_{mean} e G_{mean} são os valores médios do módulo de elasticidade e distorção respetivamente, Ψ_2 é o valor para o coeficiente quase permanente da ação e K_{def} é o fator para avaliação da deformação por fluência que tem em conta a classe de serviço [8].

Encontram-se na tabela 3 valores de K_{def} para classes de serviço 1, 2 e 3 e para alguns dos materiais mais utilizados em construções de estruturas de madeira [3].

Tabela. 3 – Valores de Kdef

Madeira	Classe de serviço		
	1	2	3
Maciça	0,6	0,8	2
LVL	0,6	0,8	2

Lamelados colados	0,6	0,8	2
-------------------	-----	-----	---

No que diz respeito às cargas, tudo se processa de forma igual, com a majoração destas pelos respetivos coeficientes de segurança referentes ao ELU.

3.2. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

O estado limite de serviço ou utilização visa garantir e controlar a deformação excessiva de elementos e as vibrações, para que a estrutura mantenha sempre um bom aspeto visual, não debilitando elementos como paredes de alvenaria ou caixilharia, e acima de tudo garantir o conforto do utilizador (Fig. 14). A parte das vibrações merece um estudo bastante pormenorizado por parte do projetista sempre que estamos a falar de estruturas de madeira, pois apresentam um baixo coeficiente de amortecimento [4]. As características da madeira no dimensionamento para ELS, que é muitas vezes o mais condicionante, deverão ser afetadas por fatores minorativos, devendo ser calculadas pelas fórmulas 3.3 e 3.4: [8]

$$E_{mean, fin} = \frac{E_{mean}}{1 + K_{def}} \quad (3.3)$$

$$G_{mean, fin} = \frac{G_{mean}}{1 + K_{def}} \quad (3.4)$$

O controlo da deformação é feito usando um valor limite para a mesma, sendo normalmente este, uma percentagem do comprimento total do vão. Já para as vibrações, deverá ser feito o controlo da frequência natural (Hz) do pavimento ou da viga.

O controlo destas características intrínsecas da madeira é a melhor forma de o projetista ter mais confiança nos cálculos, tanto das deformações como das vibrações. No que diz respeito às cargas, estas deverão também ser multiplicadas, utilizando os coeficientes representativos da probabilidade de ocorrência dessa mesma carga (Ψ).



Fig. 14 – Deformação excessiva de viga de madeira

3.3. MATERIAIS USADOS

De entre vários tipos de materiais possíveis a utilizar num projeto de estruturas de madeira, os mais usados são os lamelados colados e os LVL (laminated venner lumber). As suas características são bastante distintas tendo cada uma delas as suas vantagens, desvantagens, particularidades e campo de uso. Ambas não deixam de ser madeira transformada de forma a obter as dimensões e características para os elementos estruturais requeridas pelo projetista.

3.3.1. MADEIRA LAMELADA COLADA

3.3.1.1. O que é?

A madeira lamelada colada é, como o próprio nome indica, a junção de lâminas ou tábuas com recurso a colas extremamente fortes, aplicadas longitudinalmente e nos topos, só tendo sido possível a sua elaboração depois do aparecimento de colas tecnologicamente evoluídas. Antes do aparecimento destas potentes colas sintéticas, a junção das lâminas ou tábuas era igualmente feita, mas com recurso a ligações mecânicas, normalmente parafusos, o que tornava ainda mais heterogéneo o elemento estrutural. A técnica de colagem começou a funcionar muito bem a partir de meados da década de quarenta do passado século. A Figura 15 ilustra um elemento de MLC em processo de fabrico [9].



Fig. 15 – Elemento em MLC

3.3.1.2. Campo de aplicação

A madeira lamelada colada tem um ótimo desempenho quando aplicada estruturalmente, conseguindo atingir (existindo já em algumas estruturas) vãos superiores ou a rondar os 100 metros, muitas vezes com o recurso a elementos em arco ou cúpula (Fig. 16), podendo também ser aplicada a obras de pequeno porte. Sendo assim, é mais usada em: [10]

- Estruturas de cobertura de grande vão;
- Passagens pedonais;
- Habitação.

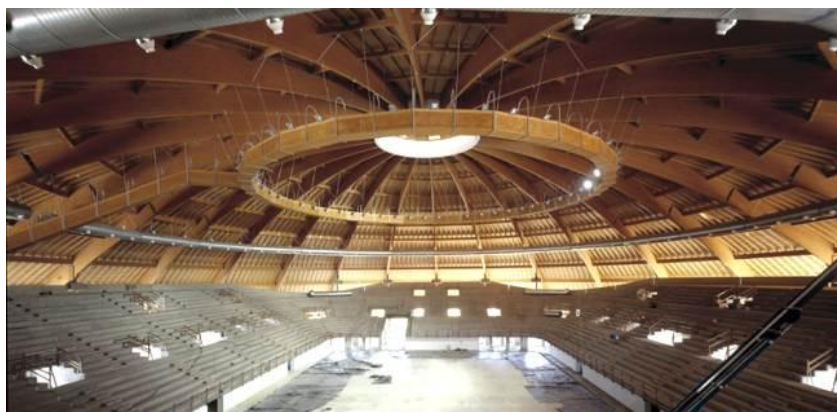


Fig. 16 – Estrutura em MLC

3.3.1.3. Vantagens

A MLC goza de inúmeras vantagens que facilitam o trabalho do projetista tais como [10]:

- Elevada resistência mecânica;
- Ótima resistência ao fogo (muito devido às colas);
- Facilidade de construção em arco;
- Possibilidade de obter grandes vãos.

3.3.1.4. Processo de fabrico

O processo construtivo não é muito complicado, sendo geralmente realizado em 3 etapas. Numa primeira etapa reduz-se o teor em água das lamelas, algo extremamente importante para que a colagem seja realizada com sucesso. Posteriormente, as lamelas deverão ser polidas, classificadas quanto à sua resistência e por fim empilhadas.

Após esta primeira fase que pode ser chamada de preparação começa a segunda fase, requerendo esta muito cuidado pois trata-se da colagem. Esta deverá ser feita tanto nos topos do elemento como longitudinalmente, com a aplicação de pressões na ordem de 1 MPa e em condições propícias, tendo que se aguardar algumas horas para que a cola endureça, antes de se poder passar à última etapa.

Nesta última etapa, o trabalho prende-se com a parte estética. O elemento é novamente polido para retirar os excessos de cola [9].

3.3.2. LVL (LAMINATED VANNER LUMBER)

3.3.2.1. O que é?

Também conhecida por madeira microlamelada colada é, um pouco à semelhança da madeira lamelada colada, constituída pela junção de finas folhas através do uso de um adesivo, tendo uma aparência bastante semelhante ao contraplacado, como se poderá ver na figura abaixo (Fig. 17). É usada a maior parte das vezes para a conceção de vigas standard como é o caso das vigas em I. Tem um problema grave que é a não aceitação da humidade, tornando-se perigoso a sua exposição a estes ambientes por períodos de tempo longos [4].



Fig. 17 – Tábuas de LVL

3.3.2.2. Campo de aplicação

Tal como já foi referido, os LVL apresentam grande moldabilidade e facilitam a execução de vigas com o formato desejado (Fig. 18). Este material é usado de forma muito intensa na América do Norte, sobretudo para a execução de vigas para aplicação em habitações familiares. Assim sendo, são aplicadas em estruturas dos tipos: [11]

- Escadas;
- Paredes estruturais;
- Estruturas de telhados;
- Execução de treliças.



Fig. 18 – Estrutura em LVL

3.3.2.3. Vantagens

- Grande resistência e estabilidade da estrutura;
- Facilidade em obter as dimensões desejadas dos elementos;
- Uso de elevado número de espécies de madeira na sua conceção;
- Composta por madeira reconstituída.

[4]

3.3.2.4. Processo de fabrico

Antes de iniciar o processo de fabrico as folhas deverão ser cuidadosamente selecionadas e controladas, para que se obtenha a capacidade resistente e as características desejadas por parte do projetista. Sendo assim, o processo poderá ser distinguido em 5 principais etapas:

- A primeira prende-se com a obtenção das folhas em dimensões que rondam os 3 mm e que deverão ter um apertado controle da sua humidade;
- A segunda etapa passa pela secagem das mesmas usando temperaturas bastante elevadas, mais de 100 graus, para poder colocar a humidade nos valores pretendidos;
- Seguidamente será feita uma classificação visual das folhas denotando todos os defeitos visíveis e separando-as por classes, de acordo com as exigências previstas. Aqui será de evitar grande proximidade entre nós;
- Na quarta etapa será aplicada a cola ou o adesivo em ambas as faces;
- Por último, o dimensionamento ou a escolha das dimensões e formas desejadas para o elemento.

[11]

4

TIPOLOGIA ESTRUTURAL

4.1. ENQUADRAMENTO ARQUITETÓNICO

A arquitetura tem vindo a assumir um papel cada vez mais importante em qualquer obra de engenharia civil, desde a conceção de uma simples habitação familiar até à construção de uma ponte. Daí não ser por acaso que o primeiro tópico abordado neste capítulo 4 é a componente arquitetónica.

O projeto que será elaborado no seguimento desta dissertação é referente a um pavilhão de cobertura em madeira para prática de ténis, contendo apenas um court e as respetivas bancadas Norte, Sul, Este e Oeste. Para além do campo e das bancadas, existirão também os demais equipamentos e salas necessárias à prática do desporto, sendo que todas as medidas regulamentares tais como dimensões do campo, área livre entre campo e bancadas, inclinação de bancadas e altura do pavilhão, foram retiradas do livro “*A Arte de Projetar em Arquitetura*” de Neufert.

È de referir que para este projeto académico a arquitetura será definida pelo autor, com ajuda da bibliografia já referida.

Por questões estéticas e arquitetónicas, e sendo que já tem vindo a ser usual realizar-se desta forma, a cobertura de court's em madeira, será realizada por via de arcos iguais e perpendiculares à maior dimensão do campo, apoiados no solo, dando um excelente conforto ótico.

Esta solução é, sem dúvida, mais interessante que a típica cobertura de treliças que se apoia em pilares, se bem que esta não exige tanta área de implantação como a cobertura em arco. Procurou-se também não usar um arco excessivamente alto em relação à distância entre apoios, usando-se uma relação altura/largura não muito distante de $\frac{1}{4}$.

As maiores preocupações na conceção das dimensões dos arcos (Fig 19) foram, a altura necessária à prática do ténis, que nunca poderá ser menor que 10 metros, e também o que diz respeito às dimensões das bancadas e à altura que deverá existir entre o último patamar desta e a face inferior do arco, para que se possa circular livremente e sem preocupações.

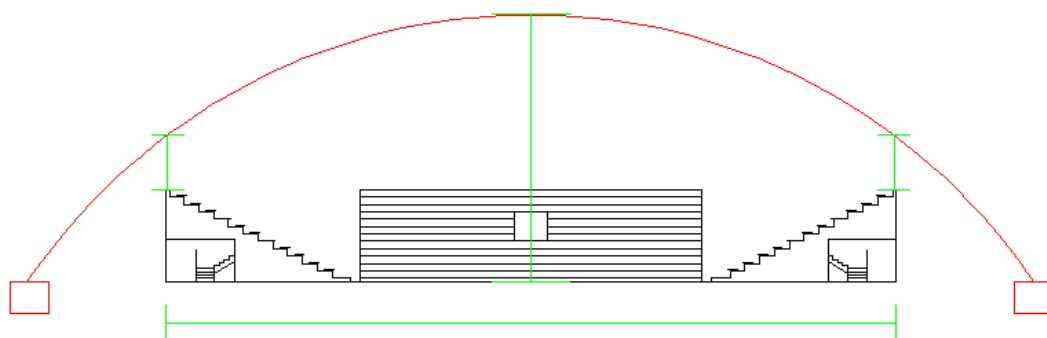


Fig. 19 – Dimensões relevantes para a definição do arco

Assim sendo, e mais uma vez após a consulta do livro “*A Arte de Projetar em Arquitetura*”, chegou-se às dimensões exatas e necessárias tanto para o campo, como para o espaço adjacente ao campo e bancadas. O court terá uma dimensão total de (36,5m x 18,5m), perfazendo uma área de 675 metros quadrados. As bancadas terão uma altura que ronda os cinco metros de alto sendo constituídas por 12 patamares, contando com um declive de 26,5 graus (Fig. 20) [12].

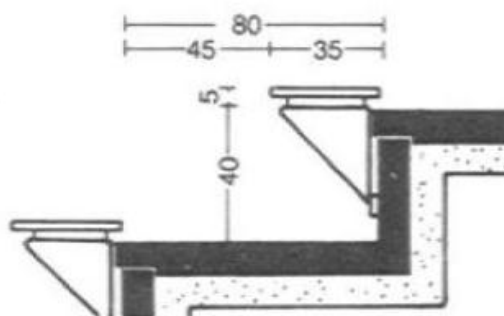


Fig. 20 – Dimensões regulamentares da bancada

Haverá duas saídas de emergência em cada uma das bancadas maiores e uma em cada uma das pequenas, sendo que o pavilhão terá capacidade para receber cerca de duas mil e quinhentas pessoas (Fig. 21).

O número de saídas do pavilhão foi definido de acordo com o regulamento RT-SCIE artigo 54º (espaços cobertos) que obriga à existência de uma saída de emergência por cada quinhentas pessoas ou fração, o que perfazia um total de cinco portas, sendo que ficaria com uma distribuição assimétrica. Daí ter-se optado por seis portas distribuídas simetricamente. No que se refere à largura das mesmas (unidades de passagem), estará de acordo com o mesmo regulamento mas no artigo 56º. Este obriga à existência de uma UP (60 cm) por cada 100 pessoas, o que totaliza 25 UP's, que distribuídas por seis portas resultará em três UP's para cada uma delas, cerca de 1,80 metros. Todas as saídas deverão também contar com uma altura de cerca de 2,20 metros [13].

Fig. 21 – Disposição das saídas de emergência

De referir ainda que, serão deixados cerca de dois metros por trás das bancadas “topo” e sete metros e meio por trás das centrais, para que o arco tenha espaço para completar a razão de $\frac{1}{4}$.

Só após todas estas condicionantes arquitetónicas, mais precisamente a dimensão do vão e a altura do arco, é que será possível para o projetista definir as características da estrutura.

A execução da estrutura em arcos transmite ao público e aos desportistas um sentido de grandiosidade e conforto.

4.2. DEFINIÇÃO DO ESQUELETO DA ESTRUTURA

O ponto de partida de qualquer projeto, seja ele para concretizar em betão, metal ou madeira, deverá ser a definição do esqueleto da estrutura.

Para fazer face às cargas atuantes, o projetista deverá analisar qual a tipologia estrutural que melhor se adapta, tendo sempre presentes conceitos como: economia, qualidade e rapidez de execução.

O projeto abordado nesta dissertação não constitui uma exceção, e das duas alternativas mais populares em estruturas de madeira: treliça ou arco, optou-se pelo segundo, não só pelo aspeto de leveza, mas principalmente pela necessidade de vencer um vão de 55m.

Após definida a tipologia, e tendo-se já uma ideia dos vãos, o projetista poderá passar à segunda fase do seu trabalho, e iniciar o pré dimensionamento dos seus elementos

O pré-dimensionamento poderá ser feito tendo como base diferentes modos: executando primeiramente cálculos muito superficiais e expeditos “à mão”; poderá ter por base certas razões que estabelecem relações entre vãos e secções ou então vãos máximos; ou o projetista poderá usar a sua experiência para lançar os primeiros valores para a dimensão das secções, podendo após isto fazer o cálculo, obter os esforços, dimensionar, e analisar se a secção dada inicialmente é demasiada, não é a suficiente, ou se é a correta.

Por vezes, chegando ao fim do processo de dimensionamento e analisando as secções dadas inicialmente, e mesmo que se observe que poderão estar um pouco sobredimensionadas, pode não compensar voltar atrás e fazer tudo de novo para se poupar um pouco de material, pois o tempo de projetista é pago, e as horas que este terá que despendar para “afinar” o dimensionamento, poderá sair mais caro do que tirar uns centímetros as secções.

O projeto que será realizado no decorrer desta dissertação não é exceção à regra, como já foi referido no ponto anterior, a adoção da estrutura em arco prende-se com motivos arquitetónicos. Posto isto, foi necessário partir para o pré-dimensionamento, tanto da secção que constitui os arcos como das vigas perpendiculares ao desenvolvimento destes.

Treze arcos foi a solução adotada para cobrir uma distância de 60 metros, sendo que, quando se fala de estruturas de madeira, e neste caso particular em arcos, o espaçamento máximo entre estes deverá estar compreendido entre um mínimo de 4 metros e um máximo de 10. Posto isto, optou-se por uma solução com espaçamento entre arcos de 5 metros, perfazendo um total de 13 arcos, sendo que, com um número ímpar de arcos é possível usar um arco perfeitamente centrado. Sendo todos idênticos, os arcos terão uma base de 54,5 metros e alcançarão uma altura de 15 metros (Fig 22). Para assumir este formato e estas dimensões, cada arco terá de se desenvolver num comprimento total de cerca de 65 metros.

A secção transversal de um arco tipo deverá ter uma altura a rondar a razão $L/50$, obtendo-se assim um valor aproximado de 1,50 metros, com uma largura de 0,20 metros [14].

Existe ainda a particularidade de cada arco conter uma rótula a meio vão, tornando-se assim num “arco de três rótulas” anulando o único grau de hiperestaticidade que o arco duplamente

apoiado teria, comportando-se assim cada arco como uma estrutura isostática, com quatro ligações ao exterior mas com um ponto de esforço conhecido (a rótula com momento nulo).

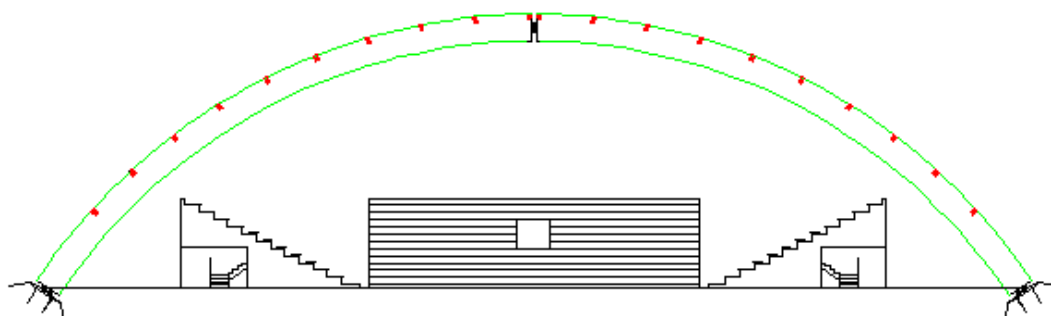


Fig. 22 – Vista de frente do arco

As restantes vigas longitudinais que serão as primeiras a receber as cargas para posteriormente transmitir ao arco, estarão dispostas ao longo deste a uma distância de três metros e seis centímetros entre elas, fazendo com que seja necessário 20 vigas para percorrer o arco de um apoio ao outro, tendo a totalidade da estrutura 240 vigas desta natureza (Fig. 23). Cada uma destas vigas comporta-se como viga simplesmente apoiada, transmitindo assim metade da carga recebida para cada um dos arcos adjacentes. Assim, tomou-se como secção transversal para estas vigas uma altura de 30 centímetros por uma largura de 20 centímetros, tendo uma largura de influência de cerca de 3 metros e um desenvolvimento de 4.8 metros [15].

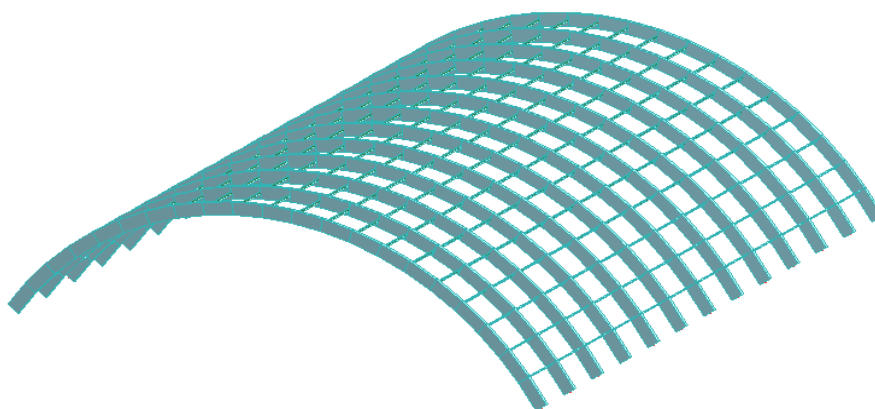


Fig. 23 – Estrutura modelada em ROBOT

Estas vigas têm uma orientação que vai variando ao longo do arco, começando por estarem rodadas de 47° graus com a horizontal junto ao apoio, e 0° graus com a horizontal no ponto alto do arco, para que, a face superior da viga esteja sempre com a mesma inclinação da face superior do arco, no ponto em que se encontram.

Esta mudança de orientação é de grande importância para que se possa fazer uma correta colocação e afixação dos elementos de cobertura, como folhas de alumínio e isolantes, que estarão em contacto direto com as vigas.

Para se obter a inclinação precisa de todas as vigas, a melhor ferramenta é o programa de desenho AUTOCAD, sendo que a primeira coisa que deverá ser feita é desenhar o arco juntamente com as vigas e procurar a tangente ao arco em cada um desses pontos, tendo já assim, e após a medição do ângulo de cada uma dessas tangentes, a inclinação que as vigas vão assumir (Fig 24).

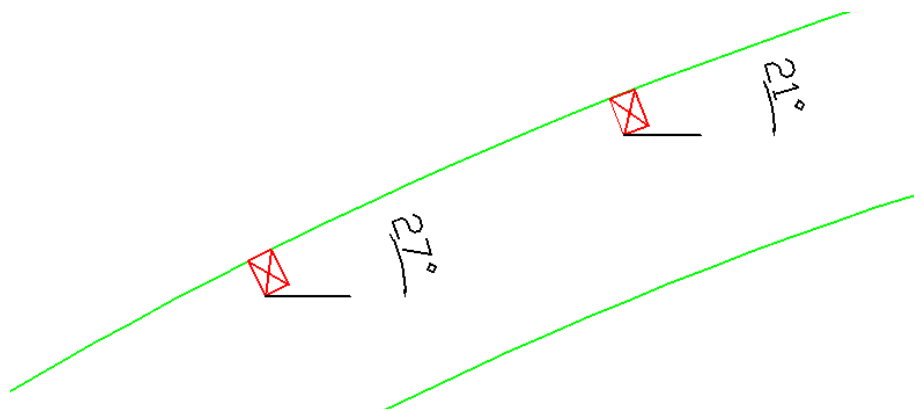


Fig. 24 – Orientação das vigas em AUTOCAD

Este trabalho foi feito para todas as vigas e os resultados obtidos apresentam-se na tabela 4:

Tabela. 4 – Orientação das vigas

Número do elemento	Orientação
1	47°
2	42°
3	37°
4	32°
5	27°
6	21°
7	16°
8	11°
9	6°
10	0°
11	0°
12	-6°
13	-11°
14	-16°
15	-21°
16	-27°
17	-32°
18	-37°
19	-42°
20	-47°

4.3. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE APOIO

O apoio dos arcos será materializado através de apoios duplos colocados ao nível do solo. Serão usados dois por arco o que perfaz um total de vinte e seis apoios. Estes apenas permitem a rotação numa direção, segundo o eixo xx, sendo que era o pretendido (Fig 25 e Fig 26).

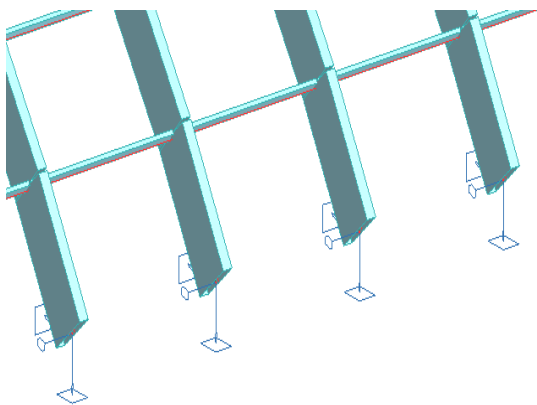


Fig. 25 – Apoios modelados em ROBOT



Fig. 26 – Exemplo de apoio de arco

As forças horizontais no apoio do arco, originadas pela decomposição do esforço axial, são muitas vezes elevadas, originando sérios problemas para a fundação. Neste caso, e não havendo conhecimento das características do solo serão arbitrados alguns valores para que se possa dimensionar a sapata, assumindo fundações materializada por blocos de betão.

No caso de estruturas em arco que transmitem, como já foi dito, elevadas forças horizontais para a fundação e conseqüentemente para o solo, é necessário fazer uma análise muito cuidada das resistências do solo e da mobilização do impulso passivo do solo.

Para contornar este problema geotécnico, será adotada uma solução mais interessante do ponto de vista estrutural. Irá ser colocado um tirante de apoio a apoio. A função deste elemento é receber as cargas horizontais trazidas pelo arco impedindo que estas sejam transmitidas ao solo.

O funcionamento e dimensionamento deste tirante será melhor explicado no seguimento deste projeto.

Tal como anteriormente referido, as vigas longitudinais apoiar-se-ão no arco, através de um dispositivo usualmente utilizado nestes casos. Trata-se de um conector de aço S235 que será “pregado” simultaneamente ao arco e à viga. A figura seguinte ilustra esse mesmo dispositivo, modelo GSE da marca SIMPSON (Fig 27).



Fig. 27 – Cachorro SIMPSON

Estes conectores, apesar de eficazes, têm uma aplicação lenta pois cada um necessita de 64 parafusos [16].

5

DEFINIÇÃO DAS CARGAS

As cargas, aspeto primordial em qualquer projeto, serão analisadas em 4 pontos. O primeiro foca as sobrecargas regulamentares que se encontram devidamente especificadas nos regulamentos, e que variam mediante o tipo de estrutura e o tipo de utilização. O segundo ponto abordará tudo o que se refere ao peso próprio da estrutura, usando de forma coerente os valores de massa específica referente à categoria de resistência utilizada, bem como o peso dos materiais usados na cobertura. Por fim, analisam-se as forças originadas pelo vento e também, tratando-se de um país de temperaturas muito baixas, a carga referente à neve. As forças sísmicas não serão introduzidas no cálculo, pois o pavilhão situa-se numa zona sem historial sísmico.

5.1. SOBRECARGA

A definição das sobrecargas que a estrutura virá a receber, neste caso a cobertura, será definida pelo Eurocódigo 1, sendo que a categoria deste tipo de estrutura encontra-se definido na tabela 6.9 do mesmo regulamento (Tabela 5).

Tabela. 5 – Categorias de uso

Categoria	Uso específico
H	Cobertura não acessível exceto para manutenção e reparação
I	Cobertura acessível mas com uma ocupação estabelecida noutro ponto do regulamento
K	Cobertura acessível para serviços especiais como helicópteros

Assim sendo, e para a categoria H, o Eurocódigo obriga-nos a escolher entre os valores disponíveis na tabela 6.10 do mesmo regulamento.

A carga concentrada deverá assumir um valor entre 0,9kN e 1,5kN enquanto que a carga distribuída entre 0,0 kN/m² e 1,0 kN/m² [17].

As cargas usadas serão:

$$Q_k = 1kN$$

$$q_k = 0.1 kN/m^2$$

5.2. PESO PRÓPRIO

Dado todo o projeto ser realizado em madeira lamelada colada será necessário ter em conta que, mediante a resistência dos elementos, estes podem assumir diferentes massas volúmicas. Os valores destas, oscilam entre os 380 (Kg/m³) e os 450 (kg/m³), valores consideravelmente mais baixos que os do aço ou do betão.

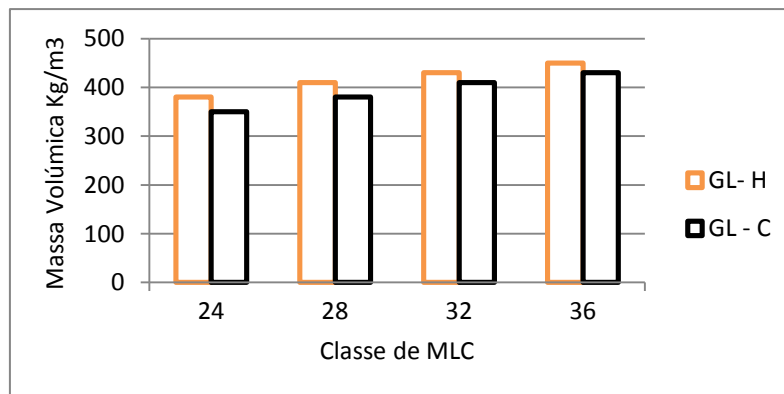
Tabela. 6 – Categorias da MLC

	Categoria madeira lamelada colada							
	GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h	GL24c	GL 28c	GL 32c	GL 36c
$f_{m,k}$ (MPa)	24	28	32	36	24	28	32	36
ρ_k (Kg/m ³)	380	410	430	450	350	380	410	430

Apresenta-se seguidamente, e em forma de gráfico, a variação do peso próprio da madeira, em Kg/m³, com a resistência da mesma para os diferentes tipos de madeira lamelada colada GL-h e GL-c e de resistência $f_{m,k}$ (24, 28, 32, 26) MPa [18].

A madeira usada, tanto para execução do arco como para execução das vigas longitudinais, será do tipo GL 28 h (madeira lamelada colada) apresentando, como indica na tabela 6 e no gráfico 1, uma massa volúmica de 410 Kg/m³ [18].

Gráfico. 1 – Evolução da massa volúmica da madeira lamelada colada



5.2.1. PESO DA COBERTURA

Para além do peso próprio dos elementos principais, ter-se-á ainda de contabilizar para a obtenção de esforços, o peso próprio de uma série de elementos que fazem parte da estrutura e que são indispensáveis ao bom funcionamento: revestimentos de telhado, lâ de vidro, folhas de alumínio etc...(Fig 28 e Fig 29)

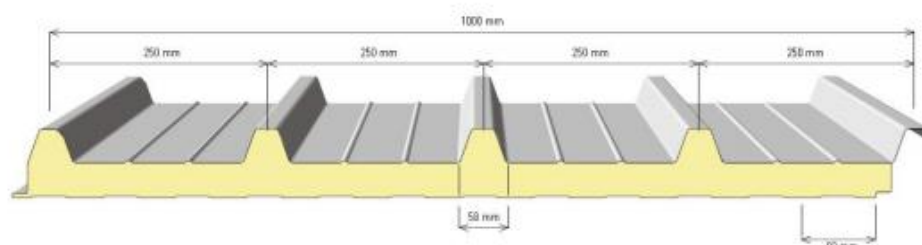


Fig. 28 – Folha trapezoidal ROOFMATE

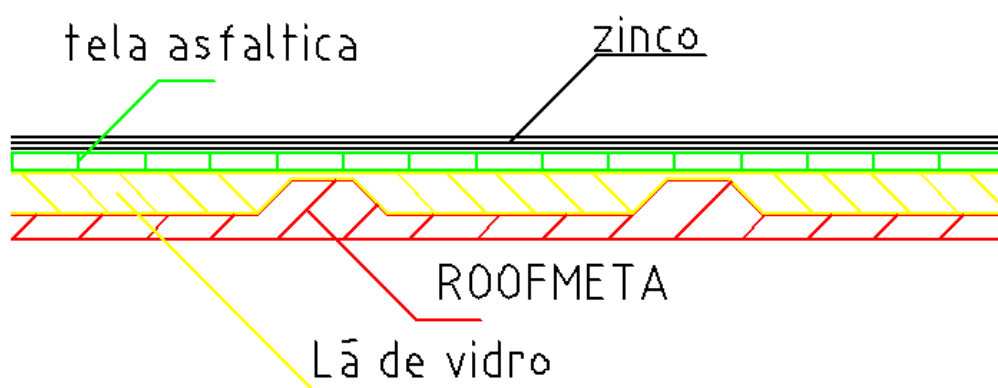


Fig. 29 – corte transversal da cobertura

A figura 29 ilustra provavelmente o elemento mais importante da cobertura, pois é este o primeiro elemento a suportar a carga. Para tal, serão usadas folhas de alumínio da marca PERTIFEC, sendo que esta marca apresenta a tabela 7 para ajudar a escolha do produto que satisfaça as necessidades do projetista.

Tabela. 7 – Tipos de painel

Vão aproximado (m)	Dois ou mais vãos			
	Espessura do painel (mm)			
	30	40	50	80
	Carga uniformemente distribuída admissível em Kg/m^2			
2.0	265	355	399	575
2.5	200	261	294	408
3.0	160	198	224	297

Dado o comprimento do vão, irão ser adotados os painéis de espessura 80 mm com capacidade para suportar cerca de 3 kN/m^2 , tendo estes um peso que ronda os 13 Kg/m^2 [19].

Materiais de cobertura [20] [21]:

Tabela. 8 – Carga permanente da cobertura

Carregamento	Valor característico (kN/m^2)	Coefficiente de majoração (γ)	Valor final da carga (kN/m^2)
Folhas de zinco (4 mm)	0.23	1.35	0.089
Lã de vidro (10cm)	0.1	1.35	0.351
Membrana asfáltica de impermeabilização	0.1	1.35	0.135
Tubos de ventilação e outros	0.07	1.35	0.090
Folha trapezoidal ROOFMETA	0.13	1.35	0.189
Somatório	0.63	-	0.85

(NOTA: não inclui peso próprio das vigas)

5.3. AÇÃO DO VENTO

A ação do vento é uma carga preponderante no estudo e na obtenção da envolvente de esforços de uma estrutura, tal como é a carga permanente e as restantes sobrecargas. O estudo desta ação é um pouco mais complexo que as anteriores, já que tem muitas variantes que podem alterar por completo a pressão exercida nas fachadas da estrutura.

Antes de passar ao cálculo da ação do vento na cobertura, será interessante esclarecer alguns conceitos relacionados com esta matéria.

Secção transversal: É a projeção da construção sobre um plano perpendicular à direção do vento [22].

Pressão ou depressão/sucção: quando o vento incide numa fachada perpendicular à direção do vento, esta exerce uma pressão na fachada; quando o vento tem uma direção paralela à da fachada esta fica sujeita ao efeito contrário, sucção [22].

Efeito da máscara: O efeito da máscara dá-se quando uma construção é mascarada/ocultada por outras construções [22].

Efeito da altura acima da terra: Este fator depende de cada ponto do edifício. Quanto mais elevado for o edifício, mais a ação do vento se faz sentir. Esta ação varia em altura, sendo quantificada ao longo da mesma, por exemplo, ao nível de cada piso [22].

Efeito de dimensão: A pressão dinâmica que é exercida numa parede diminui quando a sua superfície aumenta, podendo-se aplicar um coeficiente de redução. Por motivos de segurança muitas vezes despreza-se este fator [22].

Este projeto como já foi dito, desenvolver-se-á no Leste da Europa, mais precisamente na Polónia, sendo que terão de ser usados os valores referentes à região em causa.

Dados e procedimento de cálculo [17]:

Localização do edifício: Wrocław, Polónia

$v_{b,0} = 22$ m/s Valor básico de referência da velocidade do vento:

Categoria do terreno III: loteamentos, terrenos suburbanos, floresta permanente III

$K_r = 0,22$ (Cat. III) Coeficiente do terreno que depende do comprimento de rugosidade (z_0)

$z_0 = 0,3$ Comprimento de rugosidade

$z_{min} = 5$ metros (Cat. III)

$z_{min} = 200$ metros

$Z = 15$ metros Altura ao solo

$\rho = 1,25$ kg/m³ Densidade do ar

$C_o(Z) = 1$ Coeficiente de orografia (1 para terrenos com inclinação inferior a 3%)

$K_t = 1$ Coeficiente de turbulência

$c_{dir} = 1$ Coeficiente de direção

$c_{season} = 1$ Coeficiente de sazão

Valor de referência da velocidade do vento v_b

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,o} \quad (5.1)$$

$$v_b = 1.0 * 1.0 * 22.0 = 22.0 \text{ m/s}$$

Coefficiente de rugosidade $C_r(z)$

Este é referente à variação da velocidade do vento mediante a distância da construção ao solo e também à rugosidade do terreno.

Para valores de z entre 5 e 200 metros,

$$C_r(z) = K_r * \ln \frac{Z}{Z_0} \quad (5.2)$$

$$C_r(z) = 0.22 * \ln \frac{15}{0.3} = 0.86$$

Variação da velocidade média do vento com a altura: $v_m(Z)$

$$v_m(z) = C_r(z) * C_o(Z) * v_b \quad (5.3)$$

$$v_m(z) = 0.86 * 1 * 22 = 18.92 \text{ m/s}$$

Intensidade de turbulência: $I_v(z)$

$$I_v(z) = \frac{K_I}{C_o(z) * \ln \frac{Z}{Z_0}} \quad (5.4)$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 * \ln \frac{15}{0.3}} = 0.25$$

Pressão dinâmica de referência: q_p

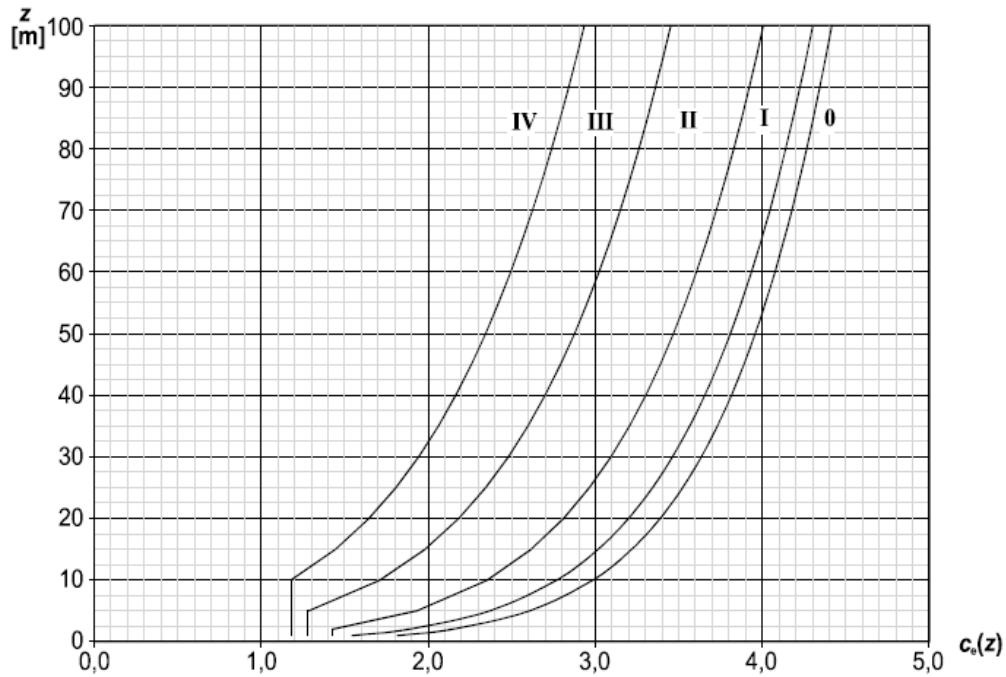
$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 \quad (5.5)$$

$$q_b = \frac{1}{2} * 1.25 * 22^2 = 0.302 \text{ kPa}$$

Coefficiente de exposição: $C_e(z)$

Por consulta do ábaco fornecido pelo EC1 parte 4 (Fig.4.2) para categoria III e uma altura do edifício de 15 m:

Grafico. 2 – Valores para o coeficiente de exposição



$$C_e(z) = 2.0$$

Pressão dinâmica de pico: $q_p(z)$

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * 0.5 * \rho * v_m^2(z) \approx C_e(z) * q_b \quad (5.6)$$

$$q_p(z) = [1 + 7 * 0.25] * 0.5 * 1.25 * 18.92^2 = 0.615 \text{ kPa}$$

$$q_p(z) = 2.0 * 302 = 0.604 \text{ kPa}$$

$$0.615 \text{ kPa} \approx 0.604 \text{ kPa}$$

De seguida será usado o valor 615 kPa por ser o maior.

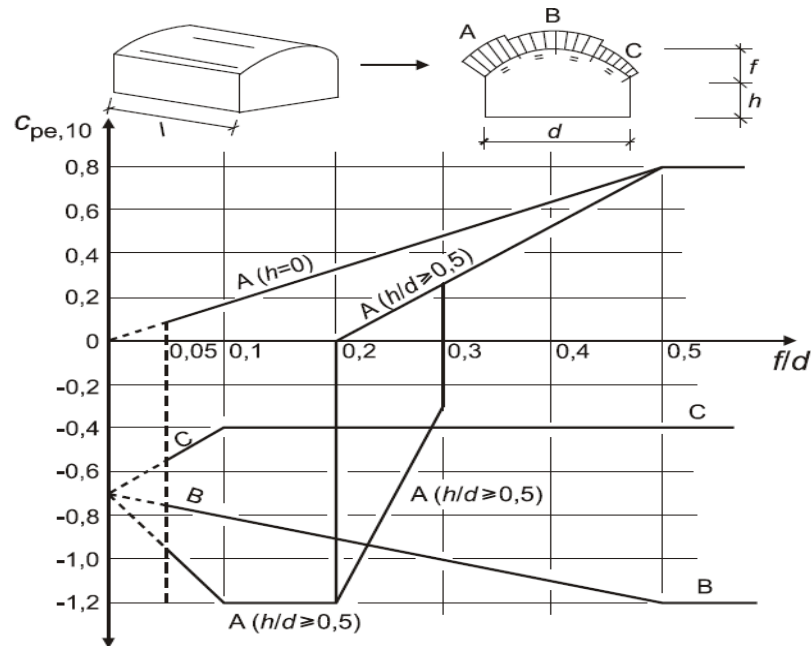
Coefficiente de pressão externa: C_{pe}

Valores consultados na Fig. 7.11 da parte 4 do EC1.

$$\frac{f}{d} = \frac{14,5}{54,5} = 0,266$$

$$\frac{h}{d} = 0$$

Gráfico. 3 – Valores do coeficiente de pressão externa



Então, consultando o ábaco:

A- $c_{pe} = 0,4$

B- $c_{pe} = -0,95$

C- $c_{pe} = -0,4$

Finalmente,

Pressão externa: W_e

$$W_e = q_p(z) * c_{pe} \quad (5.7)$$

A- $w_e = 0.615 * 0,4 = 0.246 \text{ kPa}$

B- $w_e = 0.615 * (-0,95) = -0.580 \text{ kPa}$

C- $w_e = 0.615 * (0,4) = -0.246 \text{ kPa}$

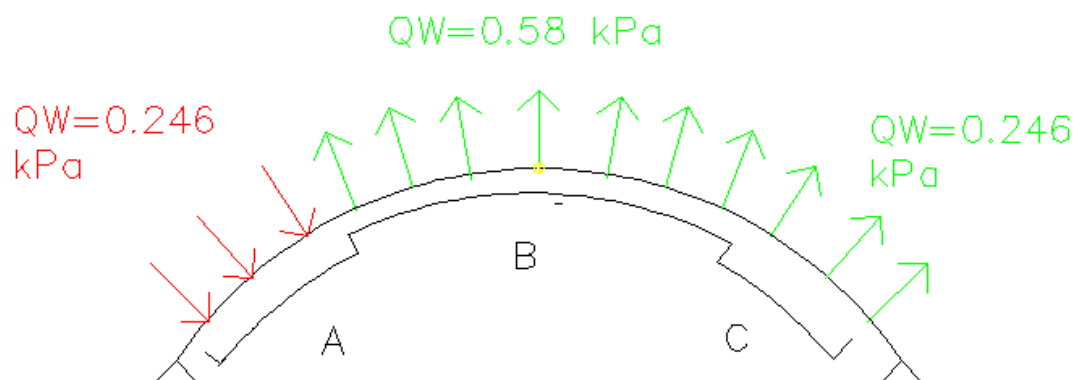


Fig. 30 – Distribuição da ação externa do vento

Coefficiente de pressão interna: C_{pi}

“Edifícios fechados com divisórias internas e aberturas para janela devem ser tomados valores extremos de C_{pi} ”

$$C_{pi} = 0.2 \quad \text{Ou} \quad C_{pi} = -0.3$$

Informação retirada do EC1 parte 4 ponto 7.2.9 (6) (2)

Pressão interna: w_i

$$w_i = q_p(z) * C_{pi} \quad (5.8)$$

$$1-w_i = 0.615 * 0.2 = 0.123 \text{ kPa}$$

$$2-w_i = 0.615 * (-0.3) = -0.1845 \text{ kPa}$$

1)

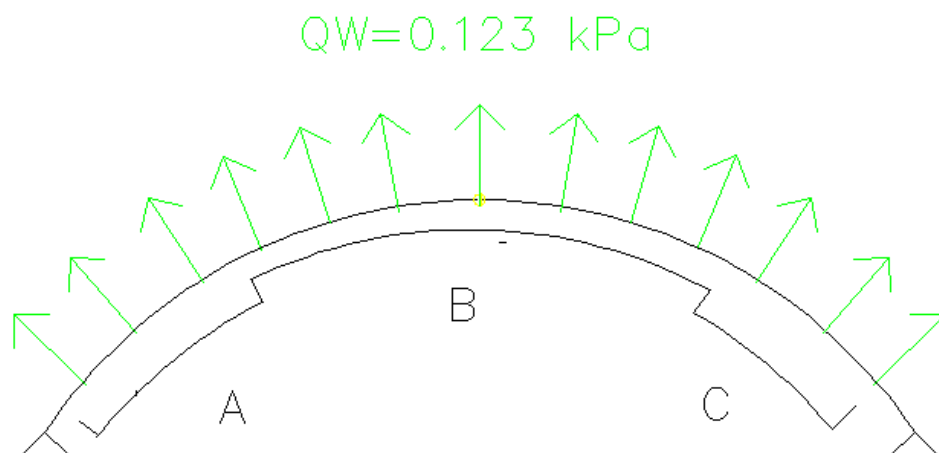


Fig. 31 – Distribuição da ação interna do vento 1

2)

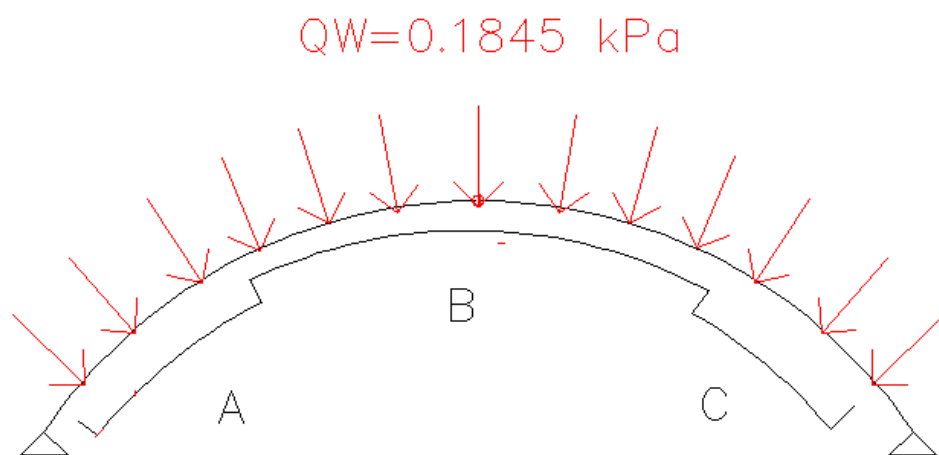


Fig. 32 – Distribuição da ação interna do vento 2

Combinando a pressão interna com a pressão externa resulta:

Resultado 1:

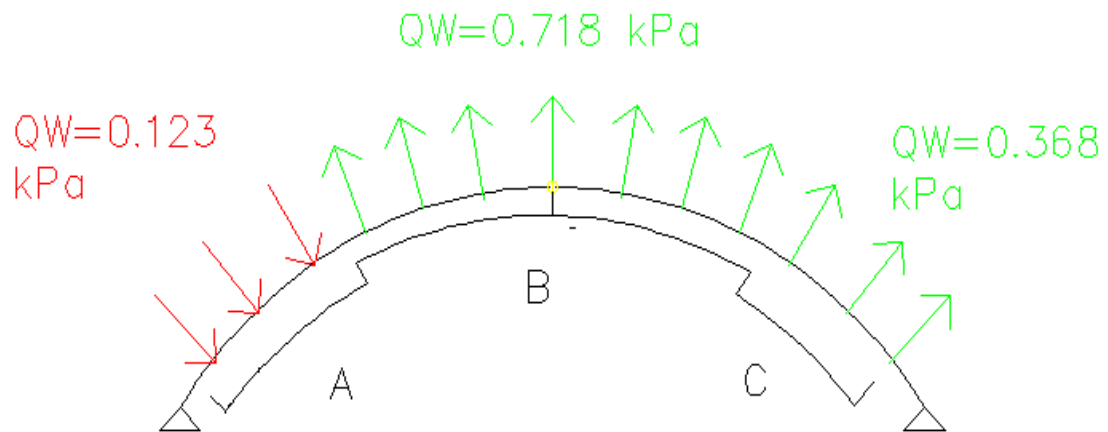


Fig. 33 – Combinação da ação interna com ação externa 1

Resultado 2:

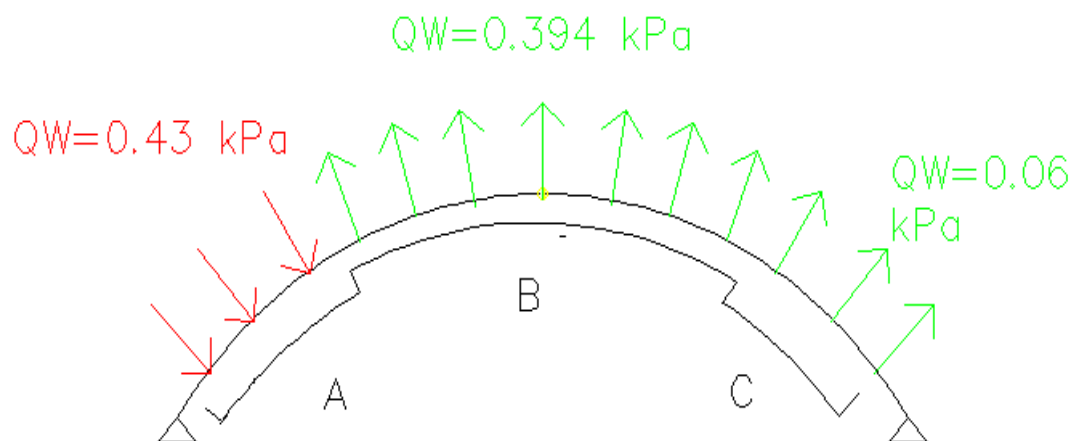


Fig. 34 – Combinação da ação interna com ação externa 2

5.4. AÇÃO DA NEVE

Esta é a quarta e última ação a considerar no presente projeto. Após análise do peso próprio, sobrecarga e vento, a neve é uma das mais importantes ações em qualquer projeto, principalmente na Polónia, pois esta ocorre muito frequentemente e em grande quantidade.

A ação da neve tem a particularidade de ter que ser considerada com duas disposições diferentes, a primeira é a neve sem sofrer deslocação e a segunda a neve deslocada.

Procedimento de cálculo [17]:

Carga da neve: S_i

$$S_i = \mu_i * C_e * C_t * S_k \quad (5.9)$$

Onde:

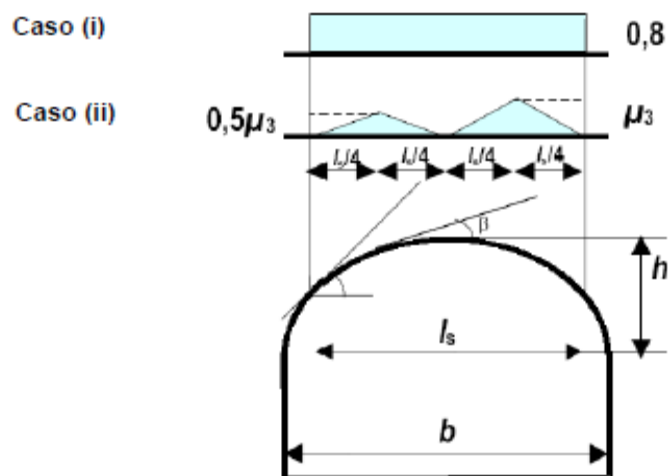
μ_i Coeficiente de forma para carga da neve

C_e Coeficiente de exposição

C_t Coeficiente térmico

S_k Valor característico da carga da neve ao nível do solo

Coeficiente de forma da carga da neve



$h = 15$ metros (altura do arco)

$b = 54.5$ metros (base do arco)

$\beta < 60^\circ$

$5m < l_s < 15m$, o valor assumido será 15 metros

$$\left(\frac{h}{b}\right) = \frac{15}{54.5} = 0.26$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_3 = 0.2 + 10 * \left(\frac{h}{b}\right) = 0.2 + 10 * 0.266 = 2.86$$

Como $\mu_3 \leq 2$ o valor assumido será 2

$$0.5 * \mu_3 = 1.0$$

Fator de exposição C_e

Valores do coeficiente de exposição (tabela 9)

Tabela. 9 – Fatores de exposição

Topografia	C_e
Exposta	0.8
Normal	1.0
Abrigada	1.2

Dado a estrutura se encontrar numa zona não protegida, ou seja sem edifícios por perto, devera ser adotado o valor de $C_e = 0.8$

Coeficiente térmico C_t

EC1 parte 3 - 5.2 (8)

Deverá ser adotado o valor de $C_t = 1.0$

Ação da neve ao nível do solo S_k

Wroclaw – zona de neve na Polónia 120 (altitude)

A- Altura acima do mar (altitude)

$$S_k = 0.007 * A - 1.4; \geq 0.7 \quad (5.10)$$

$$S_k = 0.007 * 120 - 1.4 = -0.56 < 0.7 \rightarrow S_k = 0.70 \text{ kN/m}^2$$

Valor final da carga da neve na cobertura

$$S_i = \mu_i * C_e * C_t * S_k$$

$$S = \mu_1 * C_e * C_t * S_k = 0.8 * 0.8 * 1.0 * 0.70 \text{ kPa} = 0.448 \text{ kPa}$$

$$S = 0,5 * \mu_3 * C_e * C_t * S_k = 0.5 * 2 * 1.0 * 0.8 * 1.0 * 0.70 \text{ kPa} = 0.56 \text{ kPa}$$

$$S = \mu_3 * C_e * C_t * S_k = 2.0 * 0.8 * 1.0 * 0.70 \text{ kPa} = 1.12 \text{ kPa}$$

1)

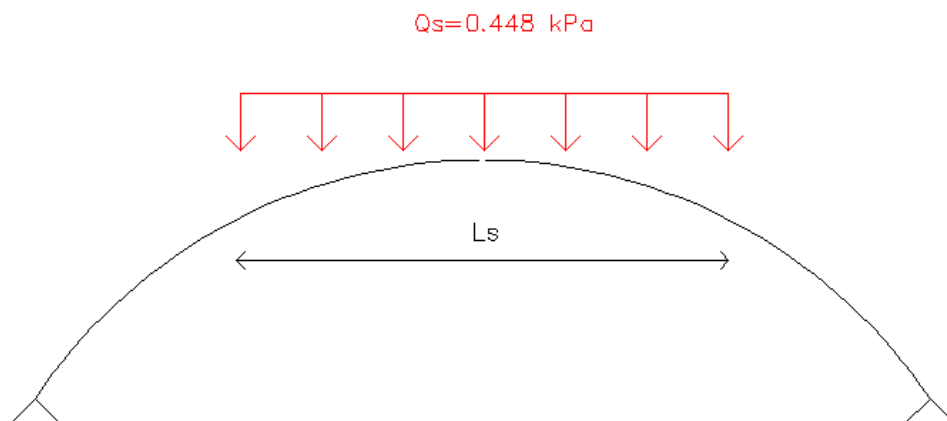


Fig. 35 – Distribuição das cargas da neve 1

2)

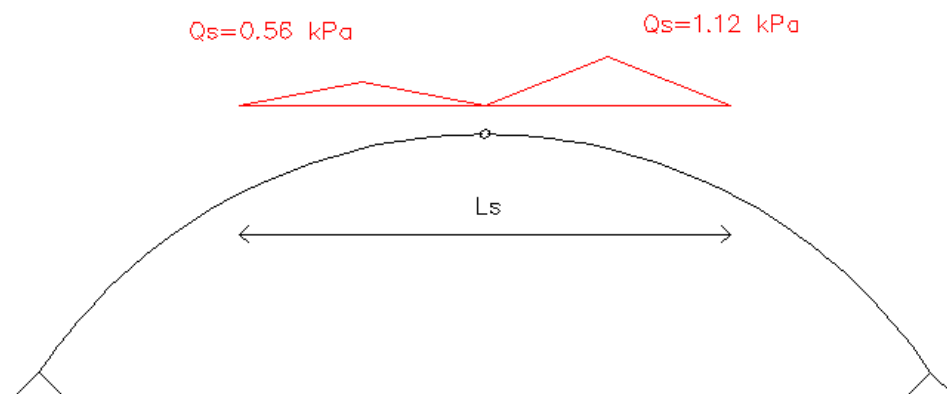


Fig. 36 – Distribuição das cargas da neve 2

3)

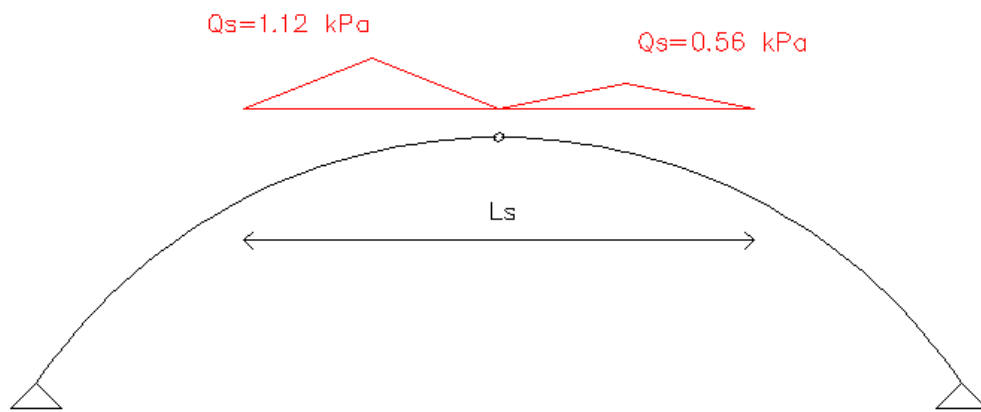


Fig. 37 – Distribuição das cargas da neve 3

6

DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

Este processo de cálculo, dimensionamento/verificação, deverá ser iniciado pelo cálculo e pela aplicação das cargas nas vigas longitudinais, sendo estas calculadas como vigas simplesmente apoiadas. Após o cálculo das vigas, será usado o programa ROBOT 2012 para obtenção de esforços do arco.

6.1. CÁLCULO DAS VIGAS.

Como já foi referido no capítulo 4, a estrutura é constituída por 240 vigas. Sabendo que a estrutura apresenta uma dupla simetria, as vigas compreendidas em cada dois arcos apresentarão os mesmos esforços. Sendo que o arco é também simétrico, ficamos assim restringidos a um grupo de 10 vigas para analisar (Fig 38).

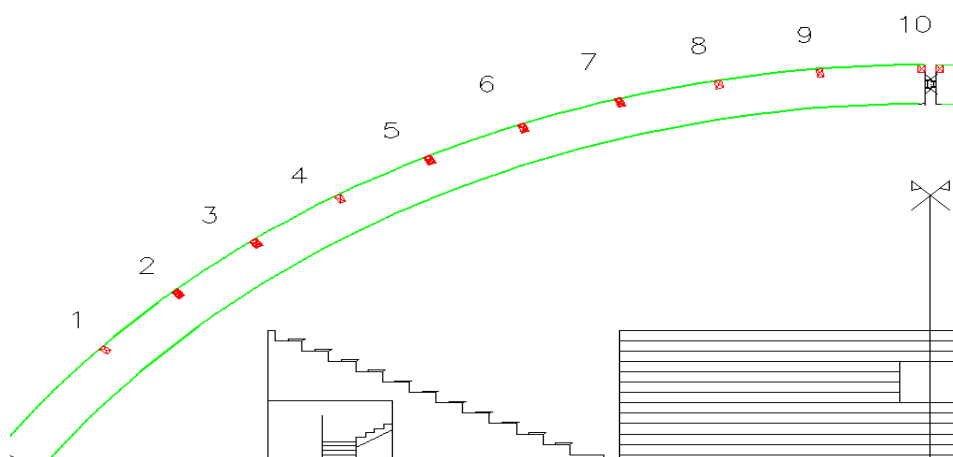


Fig. 38 – Numeração das vigas

Sendo a resistência da madeira idêntica para momentos negativos e positivos ($f_{m,k}$), o cálculo das vigas será feito para a condição de simplesmente apoiadas (Fig 40). Esta situação corresponde ao caso mais grave, pois os esforços máximos obtidos são maiores.



Fig. 40 – Diagrama de momentos (viga simplesmente apoiada)

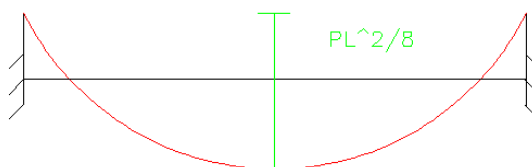


Fig. 39 – Diagrama de momentos (viga encastrada)

A situação de encastramento também poderia ser assumida (Fig.39). Se bem que as ligações usadas não materializam um encastramento perfeito, pois existem sempre folgas que permitem pequenas rotações.

A situação mais realista passaria por um ponto intermédio entre o apoio simples e o encastramento, apoio simples com molas, impedindo parcialmente a rotação da viga (Fig 41).



Fig. 41 – Apoio com molas

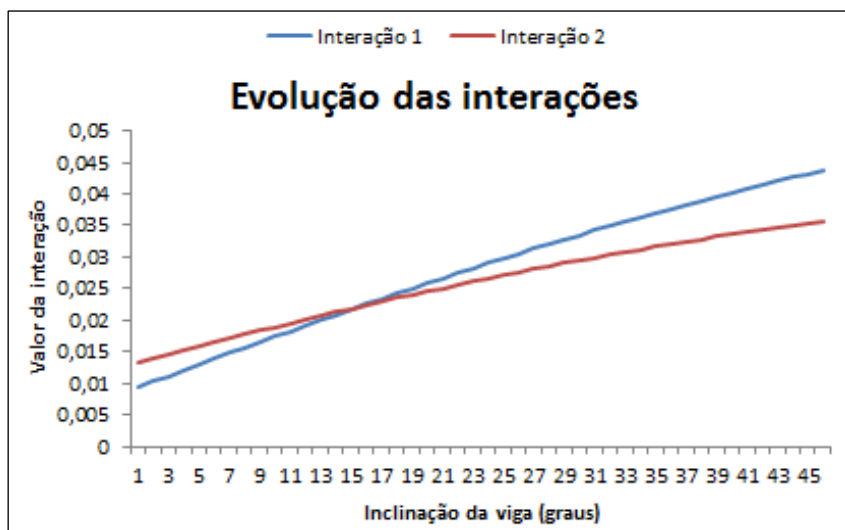
Pelo facto de a rigidez (K) da mola ser difícil de obter, e para efetuarmos o dimensionamento do lado da segurança, o cálculo das vigas para a situação de simplesmente apoiada será a opção tomada.

O dimensionamento destas vigas, e apesar de serem bastantes simples de calcular os esforços, torna-se bastante complicado ou mesmo impossível, identificar a “olho nu” qual a viga mais desfavorável. A variação da orientação das vigas, a mudança da sua largura de influência e a mudança das cargas ao longo do arco, fazem com que sejam muitas as variáveis para a obtenção dos seus esforços.

Nos gráficos seguintes vão ser apresentadas todas as variantes que influem neste cálculo.

Evolução da interação de esforços ($\sigma_{m,x}$ e $\sigma_{m,y}$) com a variação da orientação das vigas (Gráfico 4).

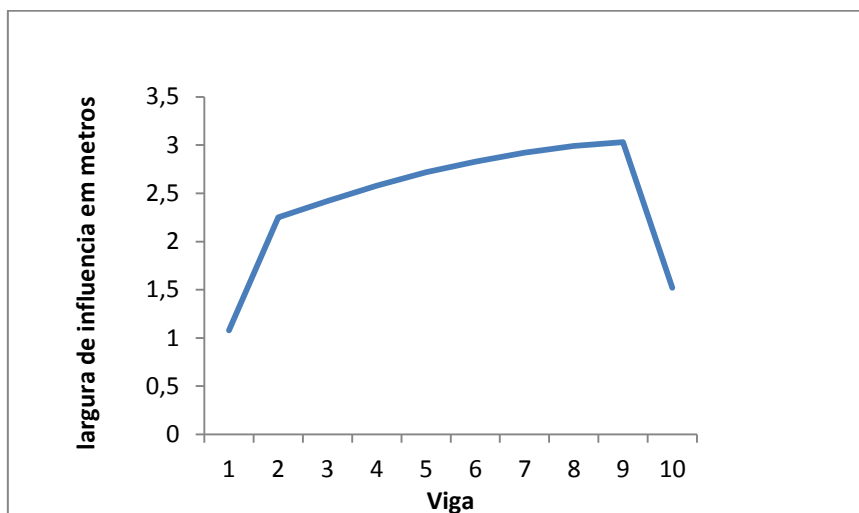
Gráfico. 4 – Evolução das interações



No gráfico 5 regista-se a variação da largura de influência projetada para cada uma das 10 vigas a analisar. A variação desta largura implica a alteração da carga linear resultante da ação da neve e da sobrecarga Q_2 .

A largura de influência não projetada é sempre a mesma para todas as vigas, 3,06 metros, excetuando na primeira e na última onde é metade.

Gráfico. 5 – Evolução da largura de influência



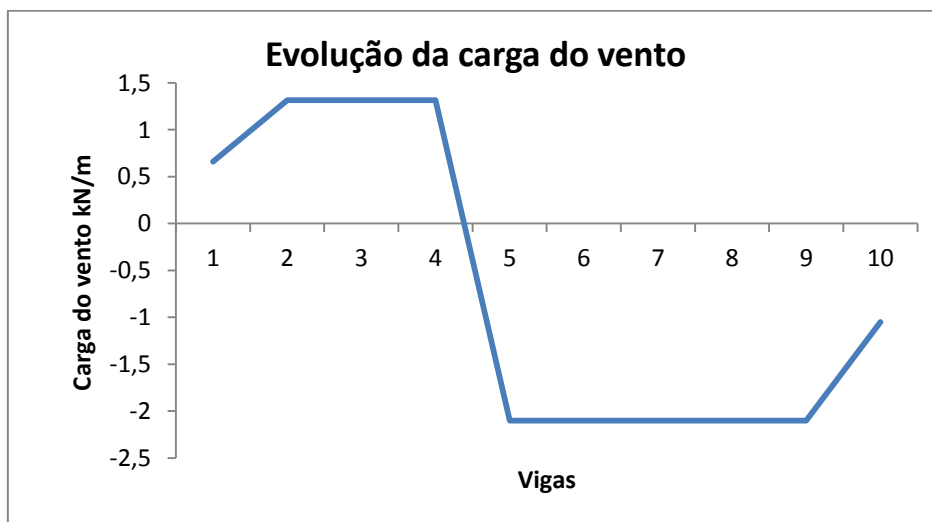
No gráfico 6 está representada a evolução da carga permanente a aplicar nas vigas. Aqui é de salientar que em todas é idêntica, excetuando a primeira e a última, pelo motivo que já foi referido atrás.

Gráfico 6 – Evolução da carga permanente



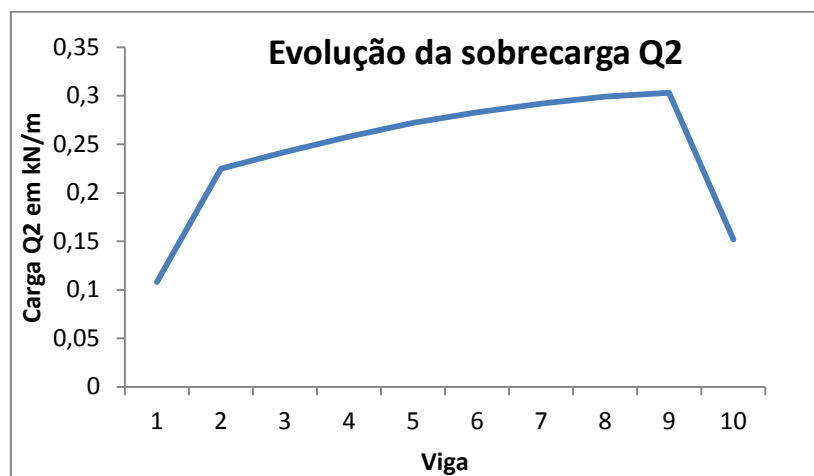
No gráfico 7 está representada a evolução da carga originada pela ação do vento. Esta variação é resultado dos diferentes valores de pressão que o vento assume na estrutura (pressão e sucção). No gráfico será ilustrada apenas a situação de pressões externas provocadas pelo vento.

Gráfico 7 – Evolução da carga do vento



No gráfico 8 temos a evolução da carga linear referente à sobrecarga Q2. Esta varia com a largura de influência projetada que por sua vez evolui segundo o gráfico já atrás apresentado (Gráfico 5).

Gráfico 8 – Evolução da sobrecarga 2



E por fim a neve, que só existe nas últimas 3 vigas dada a sua linha de aplicação que é limitada a 7.5 metros para cada um dos lados do arco [17]. Aqui será também importante referir que as vigas 8 e 10 recebem a carga da neve para o caso 1, isto é, neve não deslocada, enquanto que, para a viga 9 o caso 2 é o mais gravoso, neve deslocada (Gráfico 9).

Gráfico. 9 – Evolução da carga da neve deslocada



Dadas todas estas alterações ao longo do arco, torna-se muito complicado descobrir a viga mais solicitada. Para tal, será feita para todas as 10 vigas a verificação à flexão desviada, pois esta será provavelmente a mais condicionante.

Definição das características de resistência da madeira GL 28 h. [3]

• Resistência à flexão $f_{m,k}$	28 MPa
• Resistência à tração na direção paralela às fibras $f_{t,0,k}$	19.5 MPa
• Resistência à tração na direção perpendicular às fibras $f_{t,90,k}$	0.45 MPa
• Resistência à compressão na direção paralela às fibras $f_{c,0,k}$	26.5 MPa
• Resistência à compressão na direção perpendicular às fibras $f_{c,90,k}$	3 MPa
• Resistência ao esforço transversal $f_{v,k}$	3.2 MPa
• Módulo de elasticidade na direção paralela às fibras $E_{0,mean}$	12.6 GPa
• Módulo de elasticidade na direção perpendicular às fibras $E_{90,mean}$	0.42 MPa
• Módulo elasticidade, Quantil 5% $E_{0,05}$	9.4 GPa
• Módulo distorção G_{mean}	0.72 GPa
• Massa volúmica ρ_k	410 Kg/m ³

Dimensões (Fig 42)

• Base da secção da viga	b = 20 cm
• Altura da secção da viga	h = 30 cm
• Comprimento da viga	l = 4.8 m

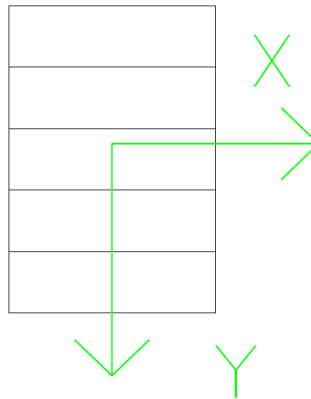


Fig. 42 – Secção transversal da viga

Geometria de massas:

$$I_x = b * \frac{h^3}{12} = 0.2 * \frac{0.3^3}{12} = 0.000450 \text{ m}^4 \quad (6.1)$$

$$W_x = b * \frac{h^2}{6} = 0.2 * \frac{0.3^2}{6} = 0.003 \text{ m}^3 \quad (6.2)$$

$$I_y = b * \frac{h^3}{12} = 0.3 * \frac{0.2^3}{12} = 0.0002 \text{ m}^4 \quad (6.3)$$

$$W_y = b * \frac{h^2}{6} = 0.3 * \frac{0.2^2}{6} = 0.002 \text{ m}^3 \quad (6.4)$$

6.1.1. DIMENSIONAMENTO

6.1.1.1. Flexão desviada

Dada a alternância do vento em pressão e sucção haverá que ter um especial cuidado com a carga ascendente provocada por este. A verificação das vigas à flexão desviada vai ser dividida em dois pontos diferentes, um para momentos positivos, onde será aplicada a componente descendente do vento, e outro para momentos negativos, com a aplicação ascendente da ação do vento.

Combinação fundamental [23]:

$$Ed = \{ \sum G_{k,i} * \gamma_g ; Q_{k,1} * \gamma_q ; \sum Q_{k,i} * \gamma_{qi} * \Psi_{0,i} \}$$

$$\Psi_{0,i} \begin{cases} 0.5 \text{ para neve} \\ 0.6 \text{ para vento} \\ 0 \text{ para restantes} \end{cases}$$

$$\gamma \begin{cases} G \begin{cases} 1.35 \text{ se desfavoravel} \\ 1.0 \text{ se favoravel} \end{cases} \\ Q \begin{cases} 1.5 \text{ se favoravel} \\ 0 \text{ se desfavoravel} \end{cases} \end{cases}$$

Procedimento de cálculo [8]:

As verificações a efetuar são as seguintes:

$$\frac{\sigma_{m,y}}{f_{m,d}} * k_m + \frac{\sigma_{m,x}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (6.5)$$

$$\frac{\sigma_{m,y}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,x}}{f_{m,d}} * k_m \leq 1 \quad (6.6)$$

Com

$$k_m = 0.7$$

$$f_{m,d} = \frac{f_{m,k} * k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{28 * 0.8}{1.25} = 17.92 \text{ MPa} \quad (6.7)$$

Momentos positivos

Tabela. 10 – Valor das cargas

Carga kN/m^2 e kN										
Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Carga Permanente	0,633	0,633	0,633	0,633	0,633	0,633	0,633	0,633	0,633	0,633
Q_1	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN
Q_2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Neve	0	0	0	0	0	0	0	0,448	1,12	0,448
Vento	0,43	0,43	0,43	0,43	-	-	-	-	-	-

O facto de as ações não serem aplicadas todas no mesmo sentido leva a que, como já foi referido, hajam duas larguras de influência a ter em conta (Fig 43). Uma delas é projetada e servirá para calcular as cargas Q_2 e a neve, a outra é paralela à tangente do arco e é referente ao peso próprio e ao vento.

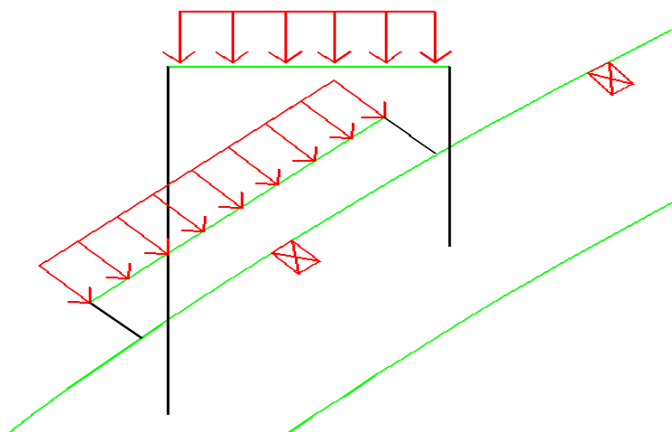


Fig. 43 Larguras de influência das vigas

Tabela. 11 – Largura de influência das vigas

Largura influência										
Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Carga Permanente	1,53	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	1,53
Q_1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Q_2	1,08	2,25	2,42	2,58	2,72	2,83	2,92	2,99	3,03	1,52
Neve	0	0	0	0	0	0	0	2,99	3,03	1,52

Vento	1,53	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	1,53
-------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Após calcular o valor das ações em kN/m^2 e as larguras de influência, pode-se já obter as cargas lineares que serão aplicadas diretamente à viga. Para isso basta fazer a multiplicação das larguras de influência pela carga em kN/m^2 .

Tabela. 12 – Valor da carga linear

Carga a aplicar a viga kN/m										
Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Carga Permanente	1.21	2.19	2.19	2.19	2.19	2.19	2.19	2.19	2.19	1.21
Q_1	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN	1kN
Q_2	0,11	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30	0,30	0,15
Neve	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,34	3,39	0,68
Vento	0,66	1,32	1,32	1,32	0	0	0	0	0	0

Para poupar trabalho haverá agora que selecionar as cargas mais gravosas, para que se possa obter os maiores esforços, evitando entrar com varias combinações para cada uma das vigas.

Será também importante, e para poupar alguns cálculos desnecessários, analisar se é a sobrecarga Q_1 ou a sobrecarga Q_2 que provoca maior momento fletor na viga, pois estas não poderão ser aplicadas em simultâneo.

Para tal será feita uma simples análise em função dos momentos fletores provocados:

$$M_{Q1} = \frac{p * L}{4} = \frac{1 * 4.8}{4} = 1.2kN.m \quad (6.8)$$

Para que a carga Q_2 provoque um momento maior que a Q_1 , teria que ser sempre superior a:

$$M_{Q2} = \frac{p * L^2}{8} \quad (6.9)$$

$$p \geq \frac{M_{Q1} * 8}{L^2}$$

$$p \geq 0.41kN/m$$

Por a carga Q_2 nunca assumir valores iguais ou superiores a 0.41 kN/m, a carga Q_1 prevalece sobre esta.

Terá de ser tido em conta também, que apesar da carga do vento ser mais elevada quando comparada com Q1, esta tem um $\Psi_{0,vento}$ elevado, o que nos obriga a alternar a carga Q1 e o vento como sobrecarga de base.

Viga 1 a 4

Cargas:

- Peso próprio;
- Sobrecarga de base vento;
- Sobrecarga de base Q1.

$$C1 = \{G_k * 1.35 ; Q_{Vento} * 1.5\}$$

$$C2 = \{G_k * 1.35 ; Q_1 * 1.5 ; Q_{vento} * 1.5 * 0.6\}$$

Após a viga 4 o vento atua como sucção, aliviando assim a viga. Já que estamos à procura do momento máximo positivo, esta ação deverá ser descartada tomando o seu lugar a sobrecarga Q1.

Viga 5 a 7

Cargas:

- Peso próprio;
- Sobrecarga de base Q1.

$$C1 = \{G_k * 1.35 ; Q_1 * 1.5\}$$

Após a viga 7, e com a diminuição da inclinação do arco, a ação da neve assume valores, o que nos obriga a alterar de novo as combinações de ações. À semelhança do que foi feito nas 4 primeiras vigas, será usado o peso próprio, enquanto a neve e a carga Q1 serão alternadas na posição de sobrecarga de base.

Viga 8 a 10

Cargas:

- Peso próprio;
- Sobrecarga de base Neve;
- Sobrecarga de base Q1.

$$C1 = \{G_k * 1.35 ; Q_{Neve} * 1.5\}$$

$$C2 = \{G_k * 1.35 ; Q_1 * 1.5 ; Q_{Neve} * 1.5 * 0.5\}$$

Na tabela 13 apresenta-se o resultando final dos momentos fletores para todas as combinações, vigas, e para as diferentes ações. Os momentos foram todos obtidos para a situação de viga simplesmente apoiada. Para as vigas inclinadas, foi feita a decomposição de forças segundo xx e yy, excetuando a ação do vento, que é coincidente com um dos eixos.

Tabela. 13 – Valor do momento fletor provocado pelas cargas

		Carga permanente		Vento	Q1	Q1	Neve	Neve	Total	
		M_x kN.m	M_y kN.m	M_x kN.m	M_x kN.m	M_y kN.m	M_x kN.m	M_y kN.m	M_x kN.m	M_y kN.m
Viga 1	C1	3,21	3,45	2,84	-	-	-	-	6,05	3,45
	C2	3,21	3,44	1,70	1,224	1,314	-	-	6,14	4,75
Viga 2	C1	6,28	5,60	5,68	-	-	-	-	11,96	5,60
	C2	6,28	5,60	3,41	1,332	1,188	-	-	11,02	6,79
Viga 3	C1	6,71	5,09	5,68	-	-	-	-	12,39	5,09
	C2	6,70	5,09	3,41	1,422	1,08	-	-	11,53	6,17
Viga 4	C1	7,13	4,41	5,68	-	-	-	-	12,81	4,41
	C2	7,12	4,41	3,41	1,512	0,936	-	-	12,04	5,35
Viga 5	C1	7,55	3,82	-	1,602	0,81	-	-	9,16	4,63
Viga 6	C1	8,77	2,97	-	1,674	0,63	-	-	10,44	3,60
Viga 7	C1	8,15	2,29	-	1,728	0,486	-	-	9,88	2,78
Viga 8	C1	8,32	1,61	-	-	-	5,67	1,10	13,99	2,71
	C2	8,32	1,61	-	1,764	0,342	2,84	0,55	12,92	2,50
Viga 9	C1	8,40	0,85	-	-	-	14,51	1,47	22,92	2,31
	C2	8,40	0,85	-	1,782	0,18	7,26	0,73	17,44	1,76
Viga 10	C1	4,72	0,00	-	-	-	2,94	0	7,66	0,00
	C2	4,72	0,00	-	1,8	0	1,47	0	7,99	0,00

Depois de obtidos os momentos fletores correspondentes às situações mais gravosas, segundo os dois eixos, podemos passar para a verificação das interações.

Tabela. 14 – Valores de interação

Combinações		$\sigma_{m,x}$	$\sigma_{m,y}$	Interação 1	Interação 2	Verificação
viga 1	C1	2017,68	1725,00	0,18	0,18	OK
	C2	2046,00	2377,00	0,21	0,21	OK
Viga 2	C1	3988,32	2800,85	0,31	0,33	OK
	C2	3674,18	3394,00	0,33	0,34	OK

Viga 3	C1	4129,77	2546,23	0,30	0,33	OK
	C2	3844,18	3085,00	0,32	0,34	OK
Viga 4	C1	4271,23	2206,73	0,29	0,32	OK
	C2	4014,18	2673,00	0,31	0,33	OK
Viga 5	C1	3051,94	2314,67	0,25	0,26	OK
Viga 6	C1	3481,45	1800,30	0,24	0,26	OK
Viga 7	C1	3291,98	1388,80	0,21	0,24	OK
Viga8	C1	4662,89	1356,04	0,26	0,31	OK
	C2	4306,50	1250,87	0,24	0,29	OK
Viga9	C1	7638,77	1157,39	0,36	0,47	OK
	C2	5812,96	881,51	0,28	0,36	OK
Viga 10	C1	2554,56	0,00	0,10	0,14	OK
	C2	2663,62	0,00	0,10	0,15	OK

Consultando os resultados observa-se que em nenhum dos casos é excedido o limite de 1.

Momento Negativo

O aparecimento de momentos negativos pode ocorrer em qualquer uma das 10 vigas, já que existe sempre a possibilidade de sucção. Para testar a ocorrência disso, será usado o peso próprio real, ou seja, $\gamma g = 1.0$, e como sobrecarga só serão aplicadas as referentes ao vento com $\gamma_{vento} = 1.5$.

Tabela. 15 . Valor das cargas

Carga kN/m ²										
Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Carga permanente	0.633	0.633	0.633	0.633	0.633	0.633	0.633	0.633	0.633	0.633
Vento	-0.37	-0.37	-0.37	-0.37	-0,72	-0,72	-0,72	-0,72	-0,72	-0,72

Tabela 16 – Larguras de influência

Largura influência										
Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Carga Permanente	1,53	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	1,53
Vento	1,53	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	1,53

Tabela. 17 - Valor da carga linear

Carga a aplicar a viga kN/m										
Viga	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Carga Permanente	1.21	2.19	2.19	2.19	2.19	2.19	2.19	2.19	2.19	1.21
Vento	-0,57	-1,13	-1,13	-1,13	-2.2	-2.2	-2.2	-2.2	-2.2	-1.1

Viga 1 a 10

Cargas:

- Peso próprio;
- Sobrecarga de base vento.

$$C1 = \{G_k * 1.35 ; Q_{vento} * 1.5\}$$

Resultados:

Tabela. 18 – Valor do momento fletor provocado pelas cargas

		Carga permanente		Vento	Total	
		M_x kN.m	M_y kN.m	M_x kN.m	M_x kN.m	M_y kN.m
Viga 1	C1	2,38	2,55	-2,46	-0,08	2,55
Viga 2	C1	4,65	4,15	-4,88	-0,23	4,15
Viga 3	C1	4,97	3,77	-4,88	0,09	3,77
Viga 4	C1	5,28	3,27	-4,88	0,40	3,27
Viga 5	C1	5,60	2,83	-5,18	0,41	2,83
Viga 6	C1	5,85	2,20	-9,50	-3,66	2,20
Viga 7	C1	6,04	6,04	-9,50	-3,47	6,04
Viga 8	C1	6,16	1,19	-9,50	-3,34	1,19
Viga 9	C1	6,22	0,63	-9,50	-3,28	0,63
Viga 10	C1	3,50	0,00	-4,75	-1,25	0,00

Tabela. 19 – Valores de interação

	Combinações	$\sigma_{m,x}$ kPa	$\sigma_{m,y}$ kPa	Interação 1	Interação 2	Verificação
Viga 1	C1	27,98	1276,67	0,07	0,05	OK
Viga 2	C1	76,41	2074,70	0,12	0,09	OK
Viga 3	C1	28,37	1886,09	0,11	0,08	OK
Viga 4	C1	133,16	1634,62	0,10	0,07	OK
Viga 5	C1	137,14	1414,57	0,08	0,06	OK
Viga 6	C1	1219,04	1100,22	0,11	0,11	OK
Viga 7	C1	1156,17	3017,75	0,21	0,18	OK
Viga 8	C1	1112,92	597,26	0,08	0,09	OK
Viga 9	C1	1091,96	314,35	0,06	0,07	OK
Viga 10	C1	418,09	0,00	0,02	0,02	OK

A situação de sucção provocada pelo vento, não é condicionante no dimensionamento das vigas, mas haverá que ter um especial cuidado com a colocação das chapas de cobertura para que não haja o levantamento destas.

6.1.1.2. Verificação ao corte

Procedimento de cálculo [8]:

$$\tau_d \leq f_{v,o,d}$$

Onde:

τ_d - Esforço de corte

$f_{v,o,d}$ - Resistência de cálculo ao corte

$$\tau_d = \frac{3 * V_d}{2 * b_{ef} * h} \quad (6.10)$$

Onde:

V_d - Valor de esforço transversal atuante

b_{ef} – Base efetiva

b – Base da secção

h – Altura da secção

k_{cr} - 0.67 para madeira lamelada colada

$$b_{ef} = k_{cr} * b = 0.134 \text{ m}$$

Analisando as variáveis do esforço de corte, constata-se que este depende do esforço transversal e da área da seção. Isto leva a que τ_d seja máximo quando o transversal é máximo, já que a razão $b * h$ será sempre constante. Isto leva-nos a procurar uma viga em que não seja necessário efetuar a decomposição de forças ou então, uma viga em que esta decomposição não tenha grande relevância, para com isto obter o maior transversal possível. A viga 10 tem apenas metade da largura de influência, podendo já assim ser descartada, enquanto que a viga 9 tem uma orientação de 2° com a horizontal, o que não é relevante, e é também carregada pelo pico da ação da neve, o que não deixa dúvidas que será esta a viga mais solicitada em termos de esforço transversal.

As cargas atuantes na viga 9 são a neve, a sobrecarga Q_2 , a sobrecarga Q_1 , o peso próprio e a ação do vento que neste caso não é relevante pois tem efeito de sucção. Sendo a carga Q_2 de 0,30 kN/m e a carga Q_1 , pontual de valor igual a 1 kN, facilmente se descarta em termos de esforço transversal a carga Q_1 face à Q_2 . Posto isto basta analisar duas combinações de esforços contemplando uma primeira usando a neve como sobrecarga de base, e uma segunda com a carga Q_2 como sobrecarga de base.

Combinação fundamental:

$$C1 = \{G_k * 1.35 ; Q_{Neve} * 1.5\}$$

$$C2 = \{G_k * 1.35 ; Q_2 * 1.5 ; Q_{Neve} * 1.5 * 0.5\}$$

Valores de Q_{Neve} e G_k retirados da tabela

C1=8,028 kN/m

C2=5.93 kN/m

$$V_d = \frac{p * l}{2} = \frac{8.028 * 4.8}{2} = 19.26 kN$$

Esforço de corte

$$\tau_d = \frac{3 * 19.26}{2 * 0.134 * 0.3} = 0.718 MPa$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} * f_{v,k}}{\gamma_M} \quad (6.11)$$

Onde :

$f_{v,k}$ - Valor característico de resistência ao esforço transversal

γ_M e k_{mod} - já definidos no ponto anterior

$$f_{v,o,d} = \frac{0.8 * 3.2}{1.25} = 2.048 \text{ MPa}$$

Verificação:

$$0.718 < 2.048$$

$$\tau_d < f_{v,o,d}$$

6.1.1.3. Bambeamento ou instabilidade lateral-torsional

Este é um fenómeno que ocorre, ou que poderá ocorrer em vigas sujeitas à flexão, sendo elas simplesmente apoiada encastradas ou em consola.

Estamos perante um caso de instabilidade lateral torsional sempre que uma viga é carregada no seu plano de maior inércia ocorrendo deslocamentos no plano perpendicular ao do carregamento (o de menor inércia). Não só ocorrem deslocamentos, mas também uma ligeira rotação da secção (torção).

As imagens 44 e 45, conseguem ilustrar melhor o fenómeno descrito.

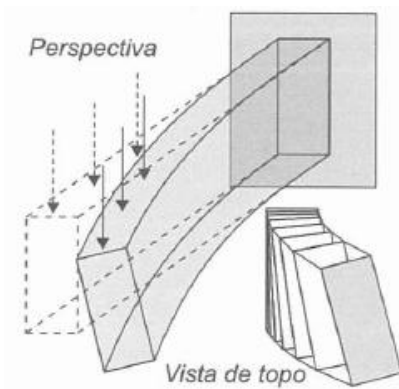


Fig. 45 – Fenómeno de instabilidade torsional

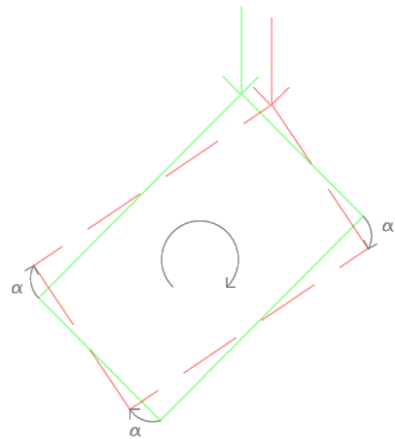


Fig. 44 – Rotação da secção da viga

Cálculo de instabilidade torsional [8]:

Esbelteza relativa da peça:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (6.12)$$

De forma conservadora, e para secções normais de madeira, pode ser usada a seguinte fórmula no cálculo do momento crítico

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 * b^2}{h * l_{ef}} * E_{0,05} \quad (6.13)$$

Comprimento efetivo de bambeamento:

Para uma carga aplicada na face superior:

$$l_{ef} = 0.9 * l + 2 * h \quad (6.14)$$

$$l_{ef} = 0.9 * 4.8 + 2 * 0.3 = 4.92 \text{ m}$$

Momento crítico:

$$\sigma_{mx,crit} = \frac{0.78 * 0.2^2}{0.3 * 4.92} * 10200000 = 215609 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{my,crit} = \frac{0.78 * 0.3^2}{0.2 * 4.92} * 10200000 = 727682 \text{ kPa}$$

$$\lambda_{rel,x,m} = \sqrt{\frac{28}{215.6}} = 0.3603$$

$$\lambda_{rel,y,m} = \sqrt{\frac{28}{727.7}} = 0.1962$$

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{se } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - 0.75 * \lambda_{rel,m} & \text{se } 0.75 \leq \lambda_{rel,m} \leq 1.40 \\ \frac{1}{(\lambda_{rel,m})^2} & \text{se } \lambda_{rel,m} \geq 1.40 \end{cases} \quad (6.15)$$

Sendo k_{crit} um coeficiente que pretende limitar a resistência do elemento à flexão por este poder estar instável, com $k_{crit} = 1$ não existe qualquer risco de instabilidade, portanto, a verificação de segurança à flexão é suficiente para garantir também segurança a este fenómeno.

6.1.2. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Procedimento de cálculo [8]:

Combinação quase permanente [23]:

$$Ed = \{Gk, i; \sum Qk, i * \Psi_2\}$$

Para este tipo de cobertura, o Ψ_2 assume dois valores diferentes para as sobrecargas.

$$\text{Valores de } \Psi_2 \begin{cases} Neve = 0.2 \\ Restantes = 0 \end{cases}$$

Sendo que a neve é a única sobrecarga onde Ψ_2 toma valor, deverá verificar-se a deformação para a viga 9, pois é esta a mais solicitada pela neve.

Assim sendo, só serão usados os valores referentes ao peso próprio (elementos de cobertura mais peso da viga) e à neve.

$$Gk = 2.436 \text{ kN/m}$$

$$Q_{Neve} = 3.39 * 0.2 = 0.678 \text{ kN/m}$$

Valores de Gk e Q_{Neve} retirados da tabela:

Deslocamentos provocados pela neve em (Y)

$$u_{fin,Q,y} = u_{inst,Q,y} * (1 + \psi_2 k_{def}) \quad (6.16)$$

$$u_{inst,Q,y} = u_M \quad (6.17)$$

$$I_x = 0.000405 \text{ m}^4$$

$$E_{0,mean} = 12.6 \text{ GPa}$$

$$l = 4.8 \text{ m}$$

$$p = 0.678 \text{ kN/m}$$

$$u_M = \frac{5 * p * l^4}{384 * E_{0,mean} * I_x} = 0.000824 \text{ m} \quad (6.18)$$

$$u_{inst,Q,y} = 0.000824 \text{ m}$$

$$K_{def} = 0.8$$

$$u_{fin,Q,y} = 0.000824 * (1 + 0.2 * 0.8) = 0.000955 \text{ m}$$

Deslocamentos provocados pela carga permanente (Y)

$$u_{fin,Q,y} = u_{inst,Q,y} * (1 + k_{def})$$

$$u_{inst,Q,y} = u_M$$

$$I_x = 0.000405 \text{ m}^4$$

$$E_{0,mean} = 12.6 \text{ GPa}$$

$$l = 4.8 \text{ m}$$

$$p = 2.436 \text{ kN/m}$$

$$u_M = \frac{5 * p * l^4}{384 * E_{0,mean} * I_x} = 0.002 \text{ m}$$

$$u_{inst,Q,y} = 0.002$$

$$K_{def} = 0.8$$

$$u_{fin,Q,y} = 0.002 * (1 + 0.8) = 0.0036 \text{ m}$$

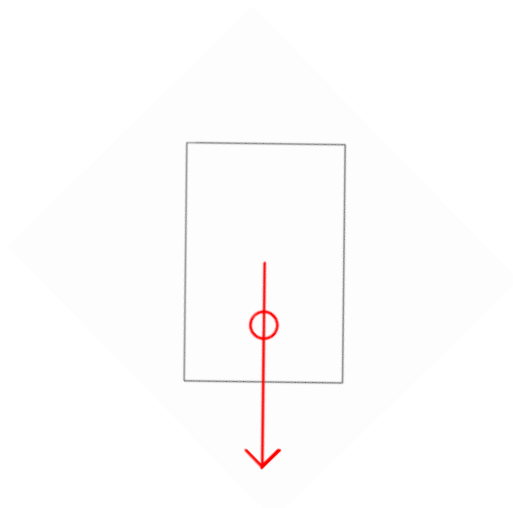


Fig. 46 – Direção do deslocamento

Obtidos os deslocamentos segundo Y (Fig 46), para os dois carregamentos, neve e carga permanente, é necessário obter o deslocamento absoluto da viga, pois é esse que terá que ser comparado com o valor limite de deslocamento.

Tabela. 20 – Valores de deslocamento

	Y (m)
Deslocamentos Neve	0.000955
Deslocamentos carga Permanente	0.0036
Somatório	0.0046

$$\delta_{lim} = \frac{l}{200} = \frac{4.8}{200} = 0.024 \text{ m} \quad [3]$$

$$\delta_f < \delta_{lim} \Leftrightarrow 0.0046 \text{ m} < 0.024 \text{ m} \quad \text{OK}$$

6.2. CALCULO DOS ARCOS.

Pode considerar-se que os arcos em estudo tratam-se de vigas curvas de secção constante. Para casos de vigas curvas de secção constante, vigas curvas de secção variável ou vigas retas de secção variável, o diagrama de tensões normais de flexão pode não assumir uma distribuição

linear, especialmente nas zonas de cumeeira. Esta alteração no diagrama de tensões faz com que os valores de tensões atuantes bem como os valores da tensão resistente se alteram na zona de cumeeira. Para afetar as tensões atuantes e resistentes, são calculados fatores que têm como variáveis principais a geometria da zona de cumeeira, como por exemplo o ângulo das pendentes, altura da secção no cumeeira ou raio de curvatura do cumeeira se for o caso.

No entanto a cláusula (6.4.3) do EC5 limita essa zona de cumeeira e por conseguinte essa zona de alterações no diagrama de tensões, a um volume máximo de $\frac{2}{3}$ do volume do elemento. Posto isto, e para o caso em estudo, as alterações das resistências e das tensões normais devido à flexão só são aplicáveis a $\frac{2}{3}$ do desenvolvimento deste. No entanto, essas alterações não serão contabilizadas, pois são ínfimas. O valor da tensão resistente é nestes casos afectado pelo coeficiente $k_{m,\alpha}$, que para os arcos é igual a 1, no que toca ao incremento das tensões atuantes este não é relevante pois o fator de incremento k_1 tem um valor de 1.01, o que se traduziria num aumento de 1% do esforço. Assim sendo, os arcos irão ser estudados como barras prismáticas regulares.

6.2.1. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS

Depois do estudo das vigas estar concluído, é agora necessário avançar para os arcos, calculando os seus esforços e verificando se a secção que foi adotada é suficiente para resistir aos esforços.

Dado que os arcos têm todos as mesmas dimensões, e que todos eles suportam, com exceção do primeiro e do último arco que têm metade da largura de influência, as mesmas carga, será suficiente estudar um deles isoladamente (Fig 48), pois os esforços que este irá absorver serão os mesmos para todos os outros.

A combinação de ações usada será novamente a combinação fundamental. As várias combinações possíveis serão geradas, alternando a sobrecarga de base, mantendo sempre as cargas permanentes multiplicadas por 1.35 com exceção das 3 últimas combinações, pois essas serão incluídas para procurar a ocorrência de esforços de tração em algum ponto do arco.

Características físicas do arco (GL 28 h) [3]

• Resistência à flexão $f_{m,k}$	28 MPa
• Resistência à tração na direção paralela às fibras $f_{t,0,k}$	19.5 MPa
• Resistência à tração na direção perpendicular às fibras $f_{t,90,k}$	0.45 MPa
• Resistência à compressão na direção paralela às fibras $f_{c,0,k}$	26.5 MPa
• Resistência à compressão na direção perpendicular às fibras $f_{c,90,k}$	3 MPa
• Resistência ao esforço transversal $f_{v,k}$	3.2 MPa
• Módulo de elasticidade na direção paralela às fibras $E_{0,mean}$	12.6 GPa
• Módulo de elasticidade na direção perpendicular às fibras $E_{90,mean}$	0.42 MPa
• Módulo elasticidade, Quantil 5% $E_{0,05}$	9.4 GPa
• Módulo de torção G_{mean}	0.72 GPa
• Massa volumica ρ_k	410 Kg/m ³

Dimensões do arco (Fig 47)

- Base da secção do arco $b = 20 \text{ cm}$
- Altura da secção do arco $h = 150 \text{ cm}$
- Comprimento do arco $l = 65 \text{ m}$
- Largura de influência da viga $a = 5 \text{ m}$

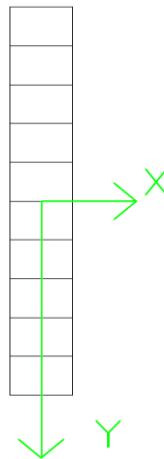


Fig. 47 – Secção transversal do arco

Geometria de massas:

$$I_x = b * \frac{h^3}{12} = 0.2 * \frac{1.5^3}{12} = 0.05625 m^4$$

$$W_x = b * \frac{h^2}{6} = 0.2 * \frac{1.5^2}{6} = 0.075 m^3$$

$$I_y = b * \frac{h^3}{12} = 1.5 * \frac{0.2^3}{12} = 0.001 m^4$$

$$W_y = b * \frac{h^2}{6} = 1.5 * \frac{0.2^2}{6} = 0.01 m^3$$

$$A = b * h = 1.5 * 0.2 = 0.3 m^2$$

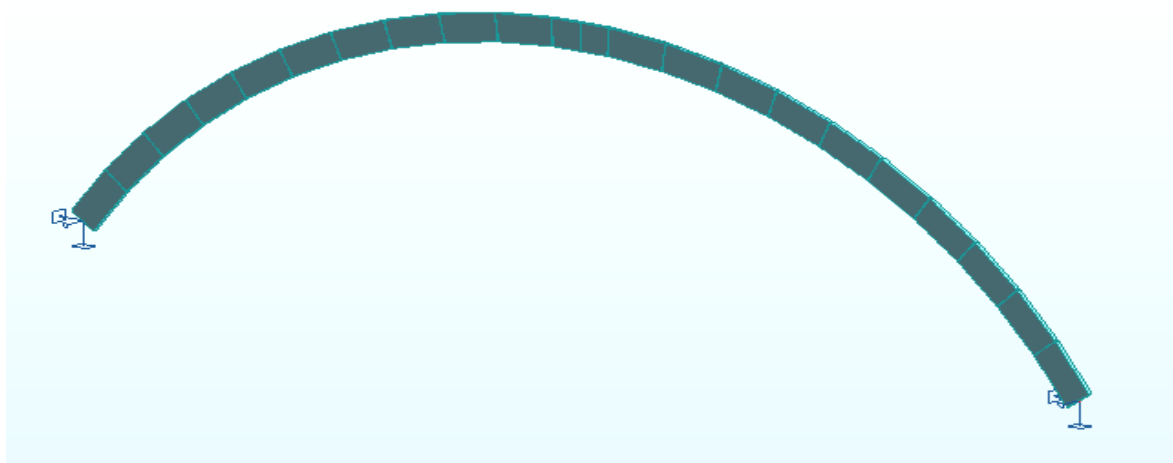


Fig. 48 – Arco modelado em ROBOT

Combinação Fundamental [23]:

$$Ed = \{ \sum G_{k,i} * \gamma_g ; Q_{k,1} * \gamma_q ; \sum \gamma_{qi} * Q_{k,i} * \psi_{0,i} \}$$

Cargas:

Tabela. 21 – Valores das cargas a aplicar no arco

	Valor de carga	ψ_0	γ
Carga permanente	5.04 kN/m	-	1.35
Carga variável Q2	0.5 kN/m	0	1.5
Carga variável Q1	1 kN	0	1.5
Neve	3 casos	0.5	1.5
Vento	3 casos	0.6	1.5

O valor das cargas apresentadas na tabela 21 encontram-se já multiplicadas pela largura de influência (5 m), referente ao espaçamento que existe entre cada arco.

Psd

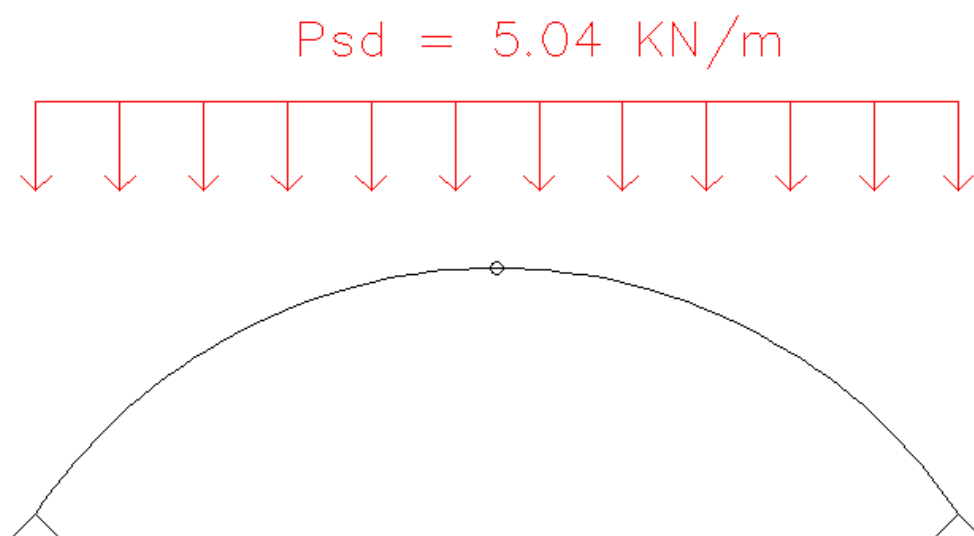


Fig. 49 – Ação da carga permanente

Q1

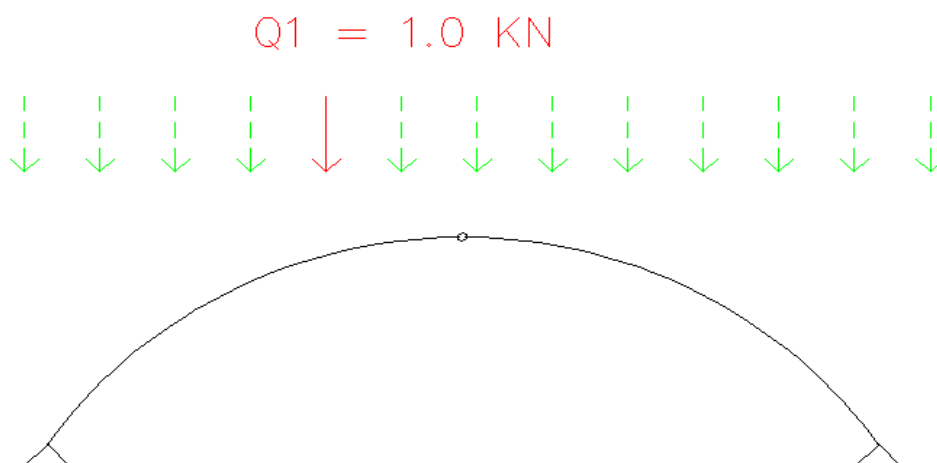


Fig. 50 – Ação da sobrecarga pontual

Q2

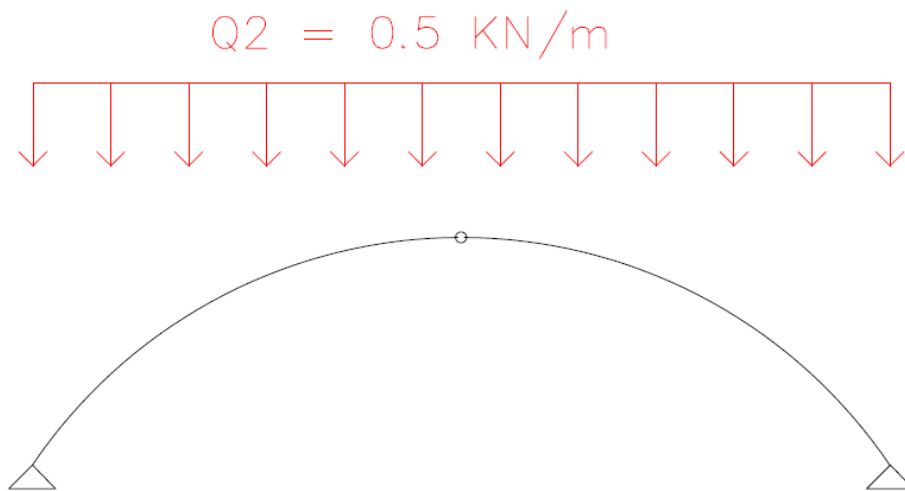


Fig. 51 – Ação da sobrecarga distribuída

S1

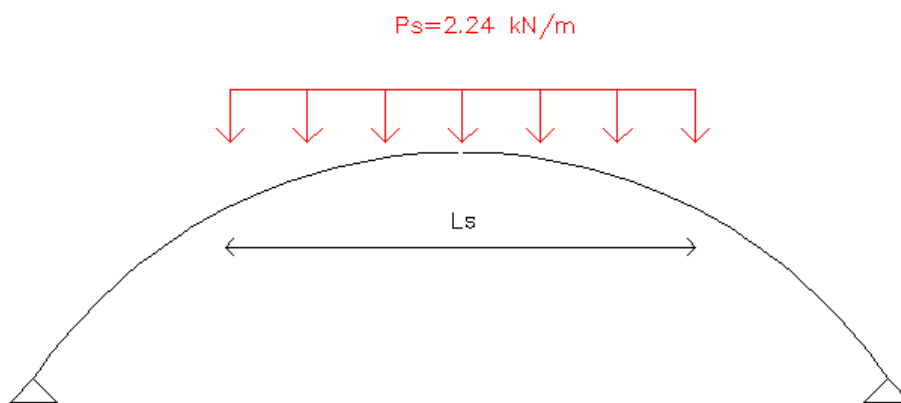


Fig. 52 – Ação da neve (1)

S2

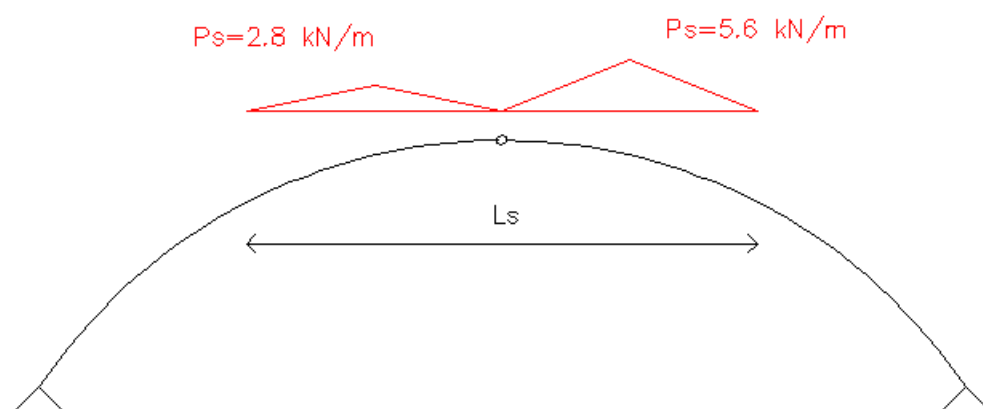


Fig. 53 – Ação da neve (2)

S3

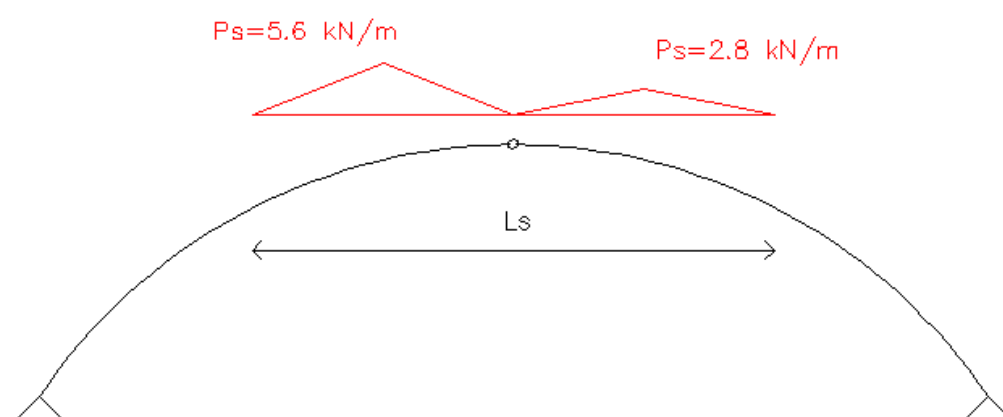


Fig. 54 – Ação da neve (3)

W1

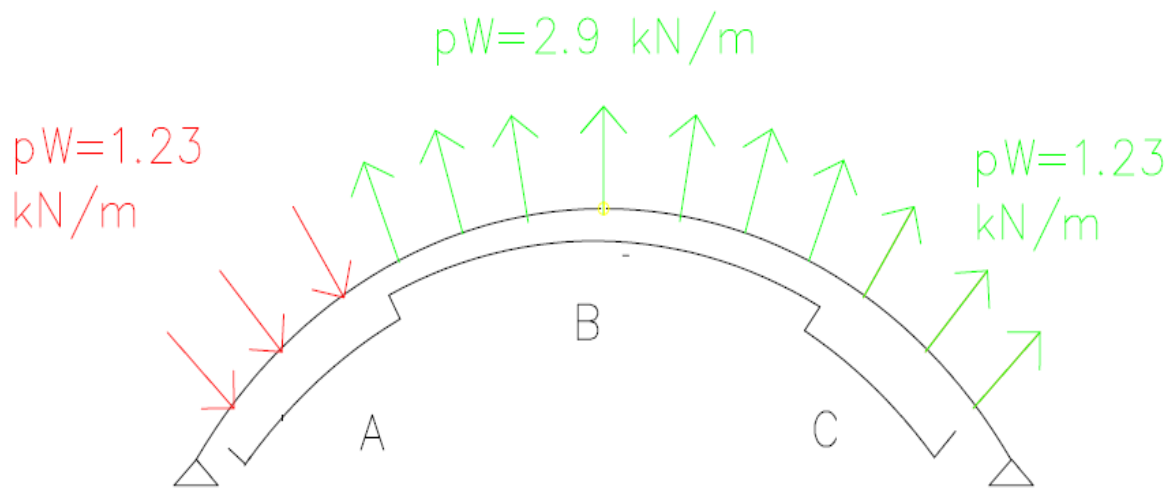


Fig. 55 – Ação do vento (1)

W2

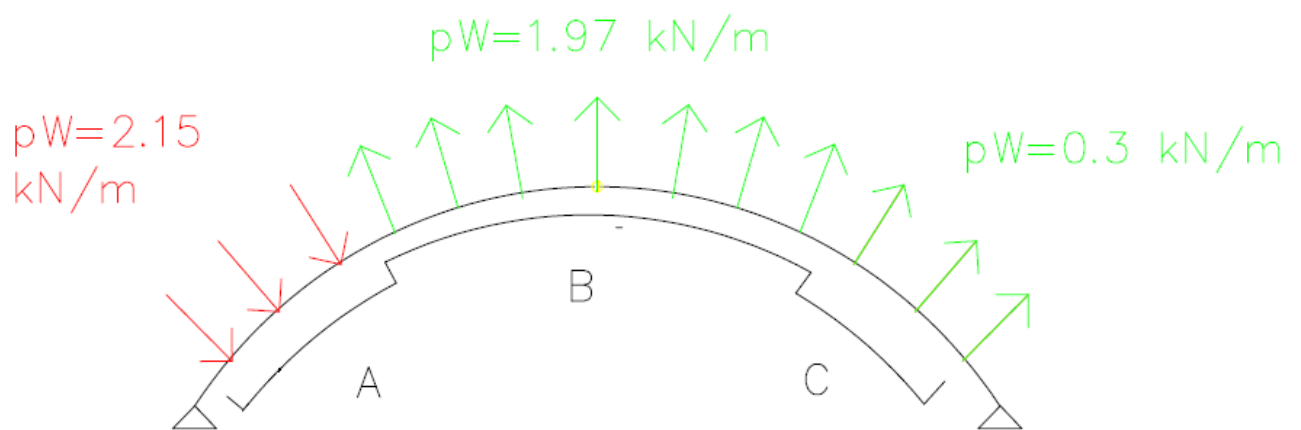


Fig. 56 – Ação do vento (2)

W3

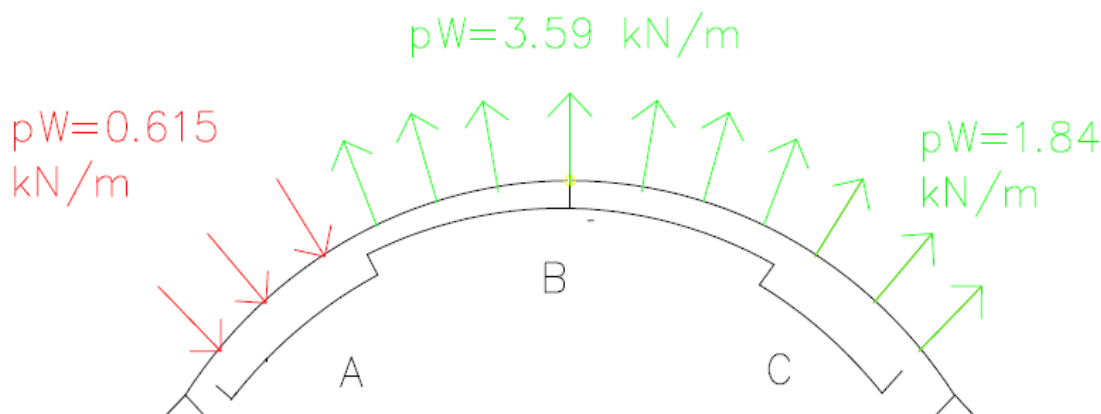


Fig. 57 – Ação do vento (3)

Estando definidas todas as cargas que serão aplicadas ao arco, bem como os coeficientes Ψ_0 , que serão utilizados na combinação fundamental, segue-se a próxima etapa: a definição de todas as combinações, conjugando as cargas para procurar os valores máximos de esforços, bem como a envolvente dos diagramas de esforços (Tabela 22).

Combinações:

Tabela. 22 - Combinações

Número de Combinação	Combinação
1	$Ed = 1.35 * G_1$
2	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_1$
3	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_2$
4	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_1 + 1.5 * N_1 * 0.5 + 1.5 * W_1 * 0.6$
5	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_1 + 1.5 * N_1 * 0.5 + 1.5 * W_2 * 0.6$
6	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_1 + 1.5 * N_1 * 0.5 + 1.5 * W_3 * 0.6$
7	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_1 + 1.5 * N_2 * 0.5 + 1.5 * W_1 * 0.6$
8	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_1 + 1.5 * N_2 * 0.5 + 1.5 * W_2 * 0.6$
9	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_1 + 1.5 * N_2 * 0.5 + 1.5 * W_3 * 0.6$
10	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_1 + 1.5 * N_3 * 0.5 + 1.5 * W_1 * 0.6$
11	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_1 + 1.5 * N_3 * 0.5 + 1.5 * W_2 * 0.6$

12	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_1 + 1.5 * N_3 * 0.5 + 1.5 * W_3 * 0.6$
13	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_2 + 1.5 * N_1 * 0.5 + 1.5 * W_1 * 0.6$
14	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_2 + 1.5 * N_1 * 0.5 + 1.5 * W_2 * 0.6$
15	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_2 + 1.5 * N_1 * 0.5 + 1.5 * W_3 * 0.6$
16	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_2 + 1.5 * N_2 * 0.5 + 1.5 * W_1 * 0.6$
17	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_2 + 1.5 * N_2 * 0.5 + 1.5 * W_2 * 0.6$
18	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_2 + 1.5 * N_2 * 0.5 + 1.5 * W_3 * 0.6$
19	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_2 + 1.5 * N_3 * 0.5 + 1.5 * W_1 * 0.6$
20	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_2 + 1.5 * N_3 * 0.5 + 1.5 * W_2 * 0.6$
21	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * Q_2 + 1.5 * N_3 * 0.5 + 1.5 * W_3 * 0.6$
22	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * N_1 + 1.5 * W_1 * 0.6$
23	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * N_1 + 1.5 * W_2 * 0.6$
24	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * N_1 + 1.5 * W_3 * 0.6$
25	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * N_2 + 1.5 * W_1 * 0.6$
26	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * N_2 + 1.5 * W_2 * 0.6$
27	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * N_2 + 1.5 * W_3 * 0.6$
28	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * N_3 + 1.5 * W_1 * 0.6$
29	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * N_3 + 1.5 * W_2 * 0.6$
30	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * N_3 + 1.5 * W_3 * 0.6$
31	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * W_1 + 1.5 * N_1 * 0.5$
32	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * W_1 + 1.5 * N_2 * 0.5$
33	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * W_1 + 1.5 * N_3 * 0.5$
34	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * W_2 + 1.5 * N_1 * 0.5$
35	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * W_2 + 1.5 * N_2 * 0.5$
36	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * W_2 + 1.5 * N_3 * 0.5$
37	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * W_3 + 1.5 * N_1 * 0.5$
38	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * W_3 + 1.5 * N_2 * 0.5$
39	$Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * W_3 + 1.5 * N_3 * 0.5$
40	$Ed = 1.0 * G_1 + 1.5 * W_1$
41	$Ed = 1.0 * G_1 + 1.5 * W_2$
42	$Ed = 1.0 * G_1 + 1.5 * W_3$

As combinações 40) 41) e 42) foram usadas para procurar a ocorrência de trações no arco, pelo facto do vento provocar sucção. Portanto, foi usado $\gamma_G = 1.0$ para que a carga permanente contrarie o menos possível os efeitos da sucção.

Após a análise dos esforços, constata-se que é da combinação 23) e 29) que resultam os maiores esforços, tanto para momento fletor, transversal e axial (Fig. 58; Fig 59; Fig 60). Será interessante observar a configuração dos diagramas de esforços bem como as reações para a combinação 29 (Fig 61).

$$29) Ed = 1.35 * G_1 + 1.5 * N_3 + 1.5 * W_2 * 0.6$$

Diagramas de Esforço Axial

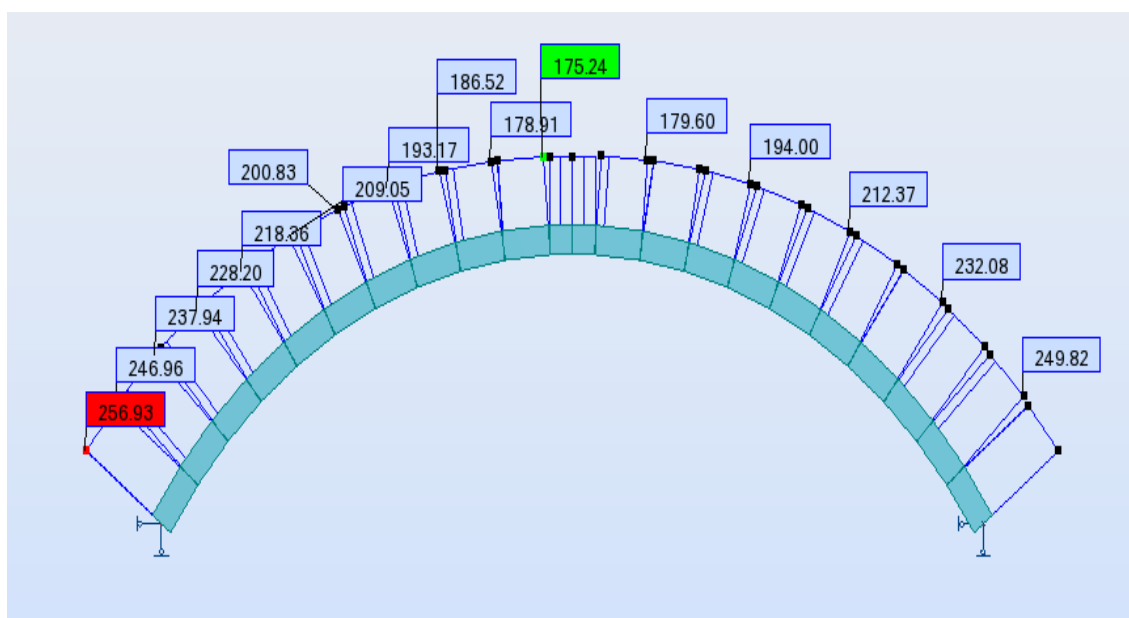


Fig. 58 – Diagrama de esforço axial para combinação 29

Diagramas de Esforço Transverso;

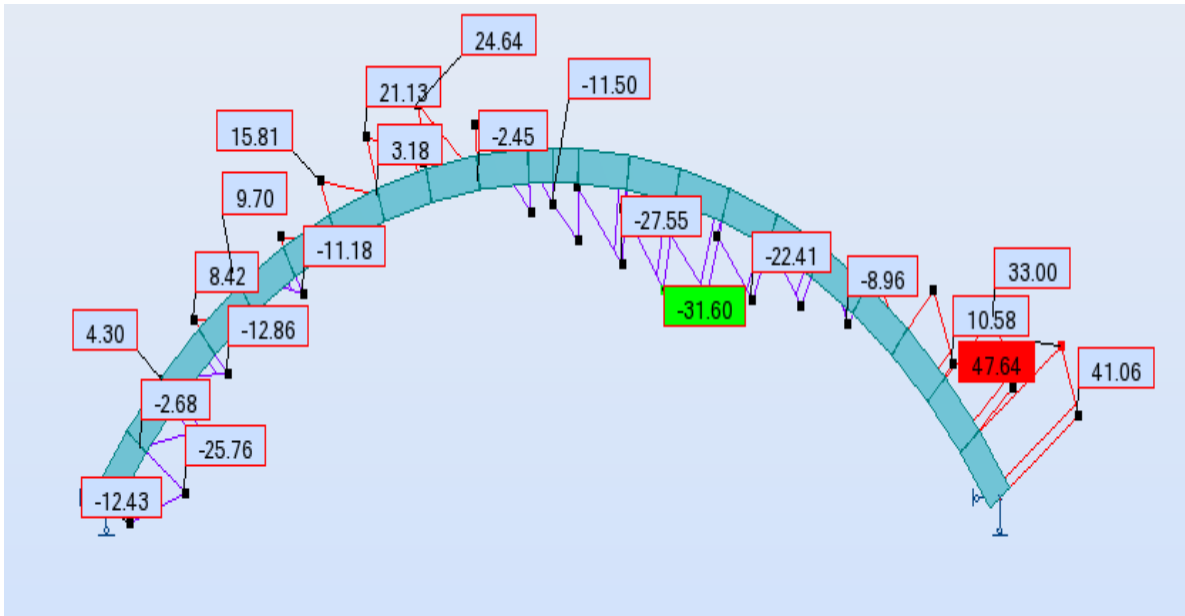


Fig. 59 – Diagrama de esforço transverso para combinação 29

Diagramas de Momento fletor;

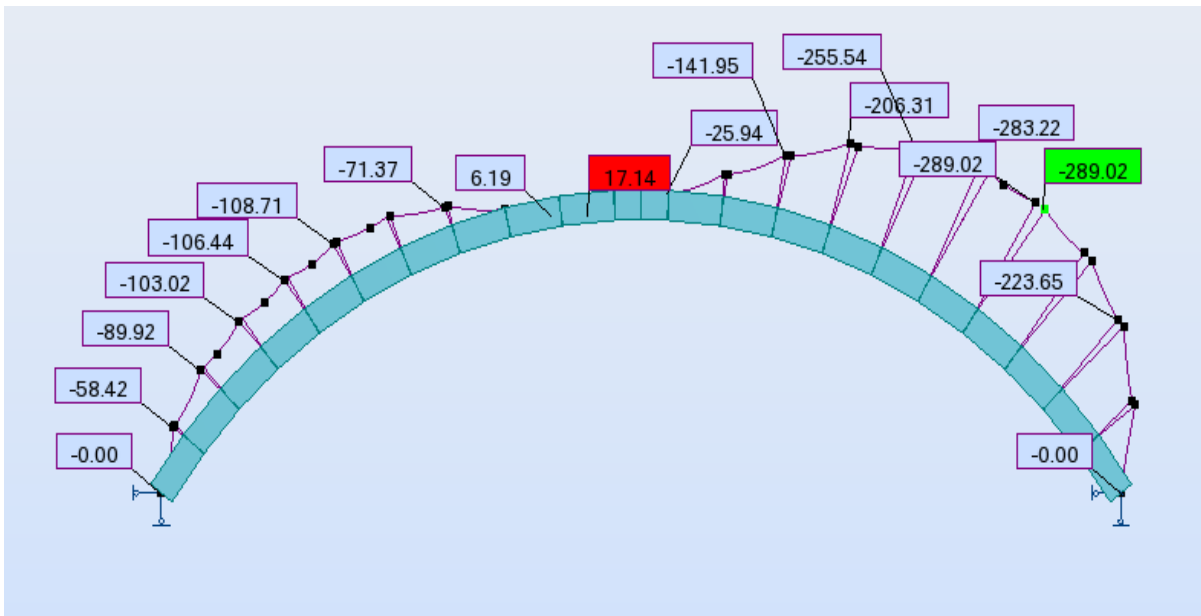


Fig. 60 – Diagrama de momentos fletores para combinação 29

Reações de apoio

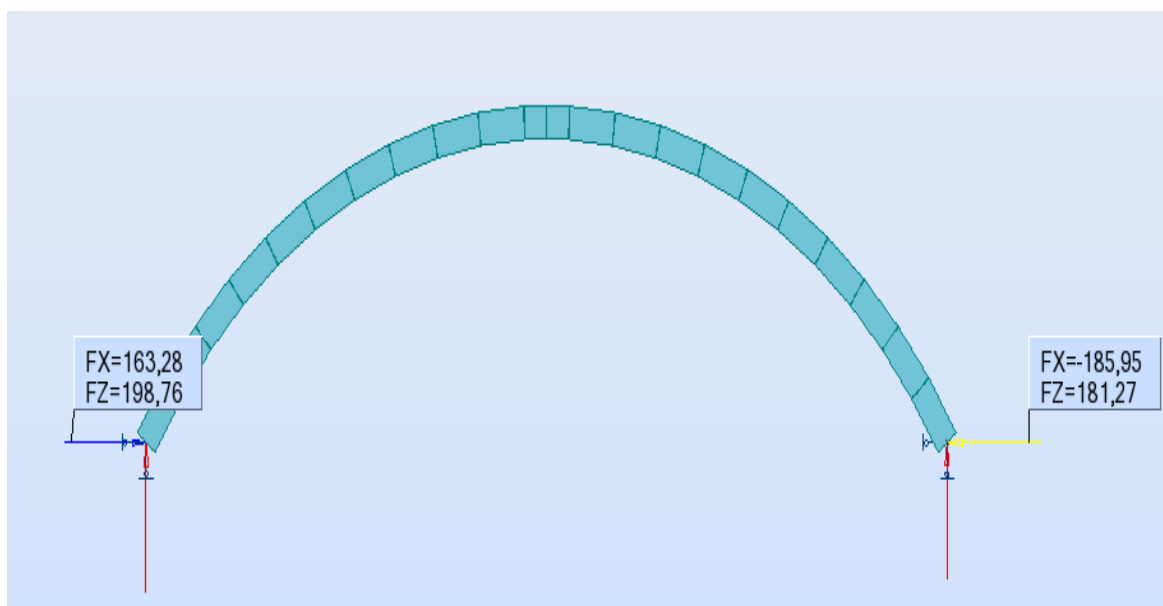


Fig. 61 – Reações de apoio para combinação 29

Valores máximos de esforços encontrados para a combinação 29) ;

Tabela. 23 – Valores máximos de esforços para a combinação 29

Esforço	Valor máximo
Axial	256.42 kN (comp.)
Transverso	47.64 kN
Momento fletor	289.02 kN.m (negativo)

Fig. 6.24 – Reações de apoio para combinação 29)

Apesar de ser nesta combinação que ocorrem os esforços mais elevados para o arco, não implica que sejam estes os esforços usados no dimensionamento. O elemento em estudo está sujeito a flexão composta, esforço axial conjugado com momento fletor, que deverão ser avaliados em conjunto através de uma fórmula de interação entre estes, proposta pelo Eurocódigo 5,

Um erro que não deverá ser cometido no dimensionamento é a conjugação de esforços máximos, mas de diferentes combinações, para um mesmo ponto do arco, pois esses esforços nunca ocorrerão em simultâneo.

6.2.2. DIMENSIONAMENTO

6.2.2.1. Verificação à flexão composta

Interação de esforços [8]:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} \leq 1 \quad (6.20)$$

Onde:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} \quad (6.21)$$

$$\sigma_{m,x,d} = \frac{M_x}{W_x} \quad (6.22)$$

$$f_{m,x,d} = \frac{f_{m,k} * k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$f_{c,0,d} = \frac{f_{c,0,k} * k_{mod}}{\gamma_M}$$

Onde:

N – Esforço axial na secção (kN)

A – Área da secção (m^2)

$\sigma_{c,0,d}$ – Tensão normal na secção provocada pelo esforço axial (kPa)

$\sigma_{m,x,d}$ - Tensão normal na secção provocada pelo momento fletor (kPa)

$f_{c,0,d}$ – Valor de cálculo Resistência à compressão nas direção paralela às fibras segundo o eixo y (MPa)

$f_{m,y,d}$ – Valor de cálculo da resistência à flexão segundo o eixo y (MPa)

$f_{m,k}$ – Valor característico da resistência à flexão (MPa)

$k_{mod} = 0.8$

$\gamma_M = 1.25$

Daqui resulta:

$$f_{m,x,d} = \frac{f_{m,k} * k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{28 * 0.8}{1.25} = 17.92 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = \frac{26.5 * 0.8}{1.25} = 16.96 \text{ MPa}$$

Dada a facilidade que hoje em dia as folhas de cálculo proporcionam para trabalhar com um elevado número de valores, torna-se relativamente simples calcular o resultado da interação de esforços, para todos os pontos do arco, bem como, para todas as combinações, esperando assim que nunca ultrapasse a unidade, pois não estaria assim, a verificar a segurança.

Assim sendo, e utilizando as folhas de cálculo do programa Excel, foram procurados os valores de interação mais elevados de cada uma das combinações (Tabela 24).

Tabela 24 – Valores de interação

Combinação	Interação	Verificação
1	0,1367	OK
2	0,1405	OK
3	0,152	OK
4	0,1676	OK
5	0,1684	OK
6	0,1668	OK
7	0,1608	OK
8	0,1616	OK
9	0,16	OK
10	0,1679	OK
11	0,1686	OK
12	0,167	OK
13	0,178	OK
14	0,1788	OK
15	0,1771	OK
16	0,1712	OK
17	0,172	OK
18	0,1704	OK
19	0,1783	OK
20	0,1791	OK
21	0,1774	OK

22	0,2157	OK
23	0,2165	OK
24	0,2148	OK
25	0,2021	OK
26	0,2029	OK
27	0,2012	OK
28	0,2162	OK
29	0,217	OK
30	0,2153	OK
31	0,1633	OK
32	0,1565	OK
33	0,1635	OK
34	0,164	OK
35	0,1572	OK
36	0,1642	OK
37	0,1624	OK
38	0,1556	OK
39	0,1627	OK
40	0,0671	OK
41	0,0681	OK
42	0,0661	OK

Analisando a tabela, constata-se que foi na combinação 29), aquela onde se obtiveram os maiores valores para os esforços, que o fator de interação foi mais elevado, 0.217, estando mesmo assim bastante longe do limite admissível.

Dadas as dimensões e a envergadura da estrutura, e mesmo por motivos estéticos, a altura secção do arco não será alterada. Caso houvesse interesse em reduzir por exemplo 20cm à altura da secção, não haveria problema, pois para a combinação 29), já com o novo peso próprio do arco, o fator de interação seria igual a 0.24.

6.2.2.2. Encurvadura

A verificação a este fenómeno é necessária para qualquer elemento que esteja submetido a esforços de compressão.

O cálculo é em tudo semelhante aos pilares, excetuando no modo de determinação do comprimento de encurvadura do arco, e no esforço axial que deverá ser assumido. Com auxílio da seguinte figura 62, será mais claro perceber o comprimento de encurvadura a adotar para o arco.

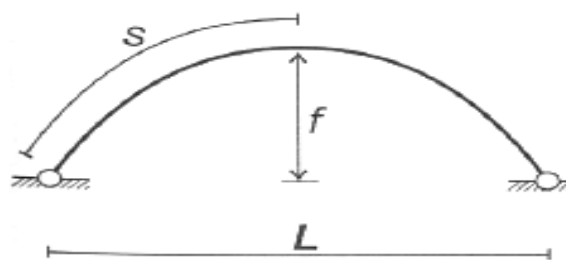


Fig. 62 – Comprimento de encurvadura do arco

$$L_v = 1.25 s$$

O esforço axial a adotar deverá ser o registado a $1/4$ de vão [3].

De referir ainda que apenas será considerada a encurvadura segundo o eixo de maior inércia, isto porque, segundo o eixo de menor inércia o arco encontra-se travado pelas vigas longitudinais, não havendo assim necessidade de tal verificação.

O procedimento de cálculo é o seguinte [8]:

- 1) Verificação da necessidade de cálculo à encurvadura

Se,

$$\lambda_{rel,x} = \frac{\lambda_x}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}} > 0.3 \quad (6.23)$$

Será necessário fazer cálculos mais rigorosos.

$$L_v = 1.25 * 32.12 = 40.15m$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.056}{0.3}} = 0.433 \quad (6.24)$$

$$\lambda_x = \frac{L_v}{i_x} = \frac{40.15}{0.433} = 92.72 \quad (6.25)$$

Verificação da esbelteza relativa:

$$\lambda_{rel,x} = \frac{92.72}{\pi} * \sqrt{\frac{26.50}{10200}} = 1.56 > 0.3$$

2) Será então necessário uma verificação mais específica:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,x} * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,x,d}}{f_{m,x,d}} \leq 1 \quad (6.26)$$

O valor axial considerado para este cálculo, não será o máximo, mas sim o que ocorre a $1/4$ de vão. Isto corresponde a um esforço axial, sensivelmente nos 18 metros de desenvolvimento de arco, enquanto que o momento será o máximo registado para essa mesma combinação. Quando se trata deste tipo de interações é difícil conhecer qual a ponderação entre o esforço axial e o momento fletor que nos leva a um fator de interação máximo. Por isso, foi feita a verificação para as 42 combinações (Tabela 25).

Cálculo do coeficiente de encurvadura $k_{c,x}$.

$$k_{c,x} = \frac{1}{k_x + \sqrt{k_x^2 - \lambda_{rel,x}^2}} \quad (6.27)$$

$\beta_c = 0.1$ para madeira lamelada colada

$$k_x = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,x} - 0.3) + \lambda_{rel,x}^2) \quad (6.28)$$

$$k_x = 0.5(1 + 0.1(1.56 - 0.3) + 1.56^2) = 1.77$$

Então:

$$k_{c,x} = \frac{1}{1.77 + \sqrt{1.77^2 - 1.56^2}} = 0.383$$

Tabela. 25 – Valores de interação para encurvadura

Verificação de encurvadura							
Combinação	Axial (1/4) vão	Momento máximo	$k_{c,x}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,x,d}$	Interação	Verificação
1	206	181	0.383	686,7	2413,3	0,240	OK
2	207	186		690,0	2480,0	0,245	OK
3	228	201		760,0	2680,0	0,267	OK
4	165	223		550,0	2973,3	0,251	OK
5	193	224		643,3	2986,7	0,266	OK
6	147	222		490,0	2960,0	0,241	OK
7	165	214		550,0	2853,3	0,244	OK
8	192	215		640,0	2866,7	0,258	OK
9	146	213		486,7	2840,0	0,233	OK
10	164	224		546,7	2986,7	0,251	OK
11	191	224		636,7	2986,7	0,265	OK
12	146	223		486,7	2973,3	0,241	OK
13	187	237		623,3	3160,0	0,272	OK
14	214	237		713,3	3160,0	0,286	OK
15	169	236		563,3	3146,7	0,262	OK
16	186	228		620,0	3040,0	0,265	OK
17	213	228		710,0	3040,0	0,279	OK
18	167	227		556,7	3026,7	0,255	OK
19	185	237		616,7	3160,0	0,271	OK
20	213	238		710,0	3173,3	0,286	OK
21	167	236		556,7	3146,7	0,261	OK
22	188	287		626,7	3826,7	0,310	OK
23	216	288		720,0	3840,0	0,325	OK
24	170	287		566,7	3826,7	0,301	OK
25	186	270		620,0	3600,0	0,296	OK
26	213	270		710,0	3600,0	0,310	OK
27	168	268		560,0	3573,3	0,286	OK
28	185	288		616,7	3840,0	0,309	OK
29	212	290		706,7	3866,7	0,325	OK
30	167	287		556,7	3826,7	0,299	OK

31	164	217	546,7	2893,3	0,246	OK
32	163	208	543,3	2773,3	0,238	OK
33	162	218	540,0	2906,7	0,245	OK
34	192	218	640,0	2906,7	0,261	OK
35	190	209	633,3	2786,7	0,253	OK
36	190	218	633,3	2906,7	0,260	OK
37	146	217	486,7	2893,3	0,236	OK
38	145	207	483,3	2760,0	0,228	OK
39	144	217	480,0	2893,3	0,235	OK
40	349	190	1163,3	2533,3	0,320	OK
41	80	180	266,7	2400	0,175	OK
42	13	88	43,3	1773,3	0,072	OK

6.2.2.3. Verificação ao corte

A verificação ao esforço transversal não costuma ser a mais desfavorável no processo de dimensionamento de estruturas de madeira, excetuando quando estamos perante casos particulares. Um exemplo pode ser os casos de vigas que se apoiam na extremidade apenas com metade da secção (zonas de entalhe), como ilustra a Figura 63.

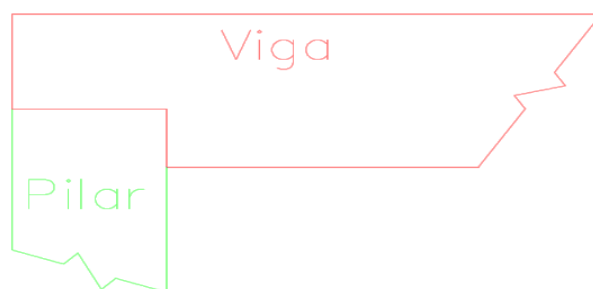


Fig. 63 – União viga-pilar

O esforço transversal máximo é referente à combinação 23), sendo igual a 58,36 kN.

$$\tau_d \leq f_{v,o,d}$$

Verificação [3]:

$$\tau_d = \frac{3 * V_d}{2 * b_{ef} * h}$$

$$\tau_d = \frac{3 * 45}{2 * 0.134 * 1.5} = 0.335 \text{ MPa}$$

$$f_{v,o,d} = \frac{k_{mod} * f_{v,k}}{\gamma_M}$$

Onde:

$f_{v,k}$ - Valor característico de resistência ao esforço transversal

γ_M e k_{mod} - já definidos no ponto anterior

$$f_{v,o,d} = \frac{0.8 * 3.2}{1.25} = 2.048 \text{ MPa}$$

Verificação:

$$0.335 < 2.048$$

$$\tau_d < f_{v,o,d}$$

6.2.2.4. Verificação à encurvadura torsional.

Tal como já foi referido, quando foi abordada esta mesma temática nas vigas, este fenómeno consiste na ocorrência de deslocamentos segundo o eixo de menor inércia quando a secção é carregada no eixo de maior inércia.

Este fenómeno é facilmente colmatado com o uso de barrotes a unir os elementos susceptíveis de instabilizarem. Porém, na estrutura em estudo, esse barrotes ou vigas encontram-se unidos ao arco nas zonas em que este se encontra a trabalhar à tração. As zonas tracionadas não são suscetíveis de instabilizar, pois a tração tem um efeito estabilizador. A face inferior do arco encontra-se a trabalhar à compressão e tem um desenvolvimento considerável (32 metros entre o apoio e a rótula central).

O fenómeno de bambeamento no arco pode ser melhor observado na figura 64. A parte vermelha representa a configuração final do arco após bambeamento devido ao não travamento deste na zona de compressão.

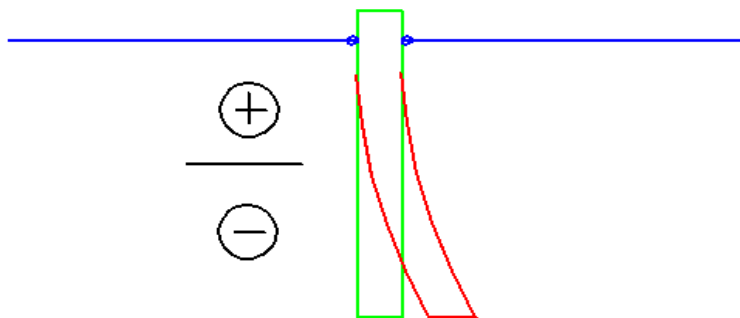


Fig. 64 – Fenômeno de bambeamento no arco

Assim sendo, o arco vai ser estudado como uma viga de 32 metros sujeita a momentos negativos.

Para os cálculos serão usados os valores de momento fletor e esforço axial registados na combinação 29, pois é a mais desfavorável para este fenómeno.

O momento fletor máximo é de 289 kN.m enquanto que o esforço axial assume um valor de 212 kN que se regista a meio do vão do semi-arco em estudo.

A configuração do diagrama de momentos do arco para a combinação em estudo é também de extrema importância, pois esta irá influenciar o comprimento efetivo deste.

$$l_{ef} = m * l$$

A figura 65 ilustra a configuração do diagrama de momentos para o troço considerado.

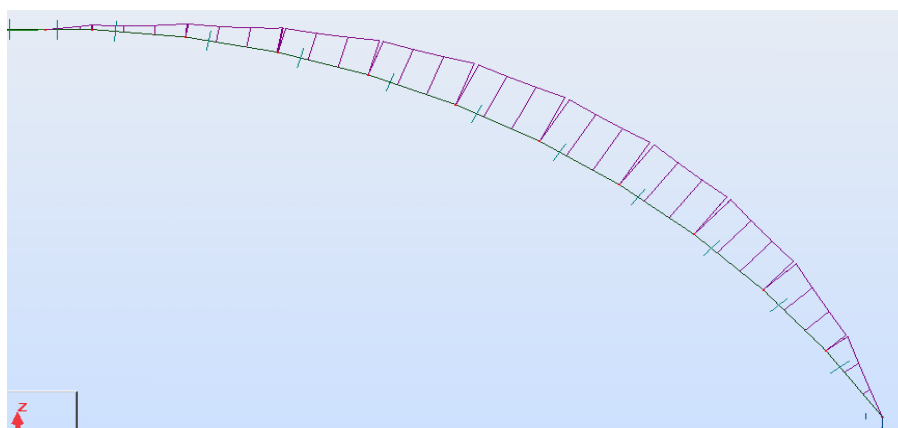


Fig. 65 – Configuração do diagrama de momentos

No troço em estudo o diagrama de momentos é praticamente parabólico, o que se assemelha ao de uma viga simplesmente apoiada com uma carga distribuída aplicada de apoio a apoio. Para esta configuração, o fator que afeta o comprimento do elemento assume o valor de 0.88 [3].

$$l_{ef} = 28.16 \text{ m}$$

De salientar ainda que, ao contrário do que se passou na verificação à encurvadura lateral das vigas longitudinais, onde foi acrescentado o valor igual a 2 vezes a altura da viga para obtenção do l_{ef} , agora isso não acontece, pois essa correção deverá ser feita sempre que a carga é aplicada na face superior do elemento. Essa situação não se verifica agora já que a carga que o arco recebe e transmitida pelas vigas que se apoiam na sua face lateral, e não na face superior.

Posto isto, o estudo do fenómeno de bambeamento num arco torna-se já mais simples e mais similar ao das vigas isoladas.

Assim, e para casos de flexão composta com compressão, são propostas as seguinte verificação para encurvadura lateral [8].

1) Cálculo de k_{crit}

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 * b^2 E_{0,05}}{h * l_{ef}}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 * 0.2^2 * 10200000}{1.5 * 28.16} = 7.5 \text{ MPa}$$

Então:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{28}{7.5}} = 1.93$$

Daqui resulta:

$$k_{crit} = \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} = 0.26$$

2) Cálculo de $k_{c,y}$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.001}{0.3}} = 0.057 \text{ m}$$

Assim:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{28.16}{0.057} = 1.24$$

Daqui resulta:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{1.24}{\pi} * \sqrt{\frac{26.50}{10200}} = 0.0195$$

E ainda:

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

Com $\beta_c = 0.1$ (madeira lamelada colada)

$$k_y = 0.5(1 + 0.1(0.0195 - 0.3) + 0.0195^2) = 0.48$$

Finalmente:

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

$$k_{c,y} = \frac{1}{0.48 + \sqrt{0.48^2 - 0.0195^2}} = 1.05$$

3) Cálculo da interação

$$\left(\frac{\sigma_{m,x,d}}{k_{crit} * f_{m,x,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,d}}{k_{c,y} * f_{c,o,d}} \leq 1$$

Com:

$$\sigma_{m,x,d} = \frac{M}{W_x} = \frac{289}{0.075} = 3.85 \text{ MPa}$$

e

$$\sigma_{c,d} = \frac{N}{A} = \frac{212}{0.3} = 0.706 \text{ MPa}$$

Então,

$$\left(\frac{3.85}{0.26 * 17.92} \right)^2 + \frac{0.706}{1.05 * 16.92} = 0.71$$

$$0.71 < 1 \quad \text{O.K}$$

A segurança ao bambeamento fica assim garantida com um fator de 0.71.

6.2.3. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO

Combinação Quase permanente [23]:

$$Ed = \{G_k; Q_{k,1} * \Psi_2\}$$

Para este tipo de cobertura, categoria H, Ψ_2 assume dois valores diferentes para as sobrecargas.

$$\text{Valores de } \Psi_2 \begin{cases} \text{Neve} = 0.2 \\ \text{Restantes} = 0 \end{cases}$$

Dados os valores que Ψ_2 pode assumir, as combinações de ações pertinentes para obtenção do deslocamento máximo são:

$$Ed = G_k; Q_{N1} * \Psi_2$$

$$Ed = G_k; Q_{N2} * \Psi_2$$

$$Ed = G_k; Q_{N3} * \Psi_2$$

Através do programa ROBOT 2012 foram obtidos os deslocamentos nó a nó para a carga permanente e para as três configurações da ação da neve (Tabela 26).

Tabela. 26 – Valor dos deslocamentos

Nó	Deslocamento em y em centímetros				Deslocamento em x em centímetros			
	Psd	N_1	N_2	N_3	Psd	N_1	N_2	N_3
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0,2158	0,157	0,173	0,1213	-0,3152	-0,2152	-0,2364	-0,1671

3	0,4001	0,3022	0,3369	0,2297	-0,5416	-0,3804	-0,4221	-0,2912
4	0,4967	0,4009	0,4572	0,2946	-0,6495	-0,475	-0,5363	-0,3543
5	0,4684	0,422	0,5021	0,2891	-0,6446	-0,4944	-0,5736	-0,3533
6	0,2999	0,342	0,4469	0,1944	-0,5542	-0,4474	-0,5419	-0,297
7	-0,0038	0,149	0,277	0,0024	-0,415	-0,3533	-0,4593	-0,2032
8	-0,4217	-0,155	-0,0091	-0,2816	-0,2641	-0,2373	-0,35	-0,0949
9	-0,9237	-0,5524	-0,3984	-0,6374	-0,1316	-0,1259	-0,2407	0,0047
10	-1,4773	-1,0108	-0,8638	-1,0314	-0,0381	-0,0419	-0,1553	0,0767
11	-2,055	-1,4959	-1,372	-1,4329	0,0052	0,0011	-0,11	0,1121
12	-2,055	-1,4959	-1,4329	-1,372	-0,0052	-0,0011	-0,1121	0,11
13	-1,4773	-1,0108	-1,0314	-0,8638	0,0381	0,0419	-0,0767	0,1553
14	-0,9237	-0,5524	-0,6374	-0,3984	0,1316	0,1259	-0,0047	0,2407
15	-0,4217	-0,155	-0,2816	-0,0091	0,2641	0,2373	0,0949	0,35
16	-0,0038	0,149	0,0024	0,277	0,415	0,3533	0,2032	0,4593
17	0,2999	0,342	0,1944	0,4469	0,5542	0,4474	0,297	0,5419
18	0,4684	0,422	0,2891	0,5021	0,6446	0,4944	0,3533	0,5736
19	0,4967	0,4009	0,2946	0,4572	0,6495	0,475	0,3543	0,5363
20	0,4001	0,3022	0,2297	0,3369	0,5416	0,3804	0,2912	0,4221
21	0,2158	0,157	0,1213	0,173	0,3152	0,2152	0,1671	0,2364
22	0	0	0	0	0	0	0	0

Analisando os deslocamentos da tabela, constata-se que é para meio vão, e com a carga referente a N_1 que se obtém os valores máximos de deslocamentos.

$$u_{net,fin} = u_{inst,G} * (1 + k_{def}) + u_{inst,Q} * (1 + \Psi_2 * k_{def})$$

$$u_{net,fin} = 2,055 * (1 + 0,8) + 1,4959 * (1 + 0,2 * 0,8) = 5,43 \text{ cm}$$

Este valor de deformação deverá ser limitado a $L/250 = 5450/250 = 21,8 \text{ cm}$, onde L é o vão da estrutura [3].

Analisando o valor limite da deformação, conclui-se que não esse não é excedido.

A configuração da deformada para a aplicação do peso próprio é a seguinte (Fig 66)

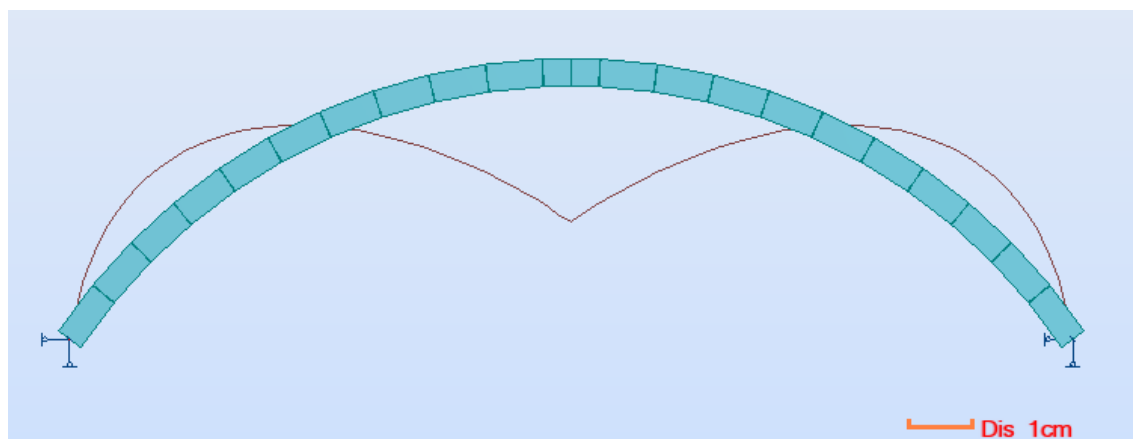


Fig. 66 – Configuração da deformada por aplicação do peso próprio da estrutura

6.3. CONTRAVENTAMENTOS

Dada a altura dos arcos (15 metros) e apresentando estes uma baixa inércia segundo o eixo de yy, poderão apresentar grandes deslocamentos face a forças exercidas nas fachadas laterais (fachadas semicirculares).

Para fazer face a estes deslocamentos, a forma mais simples e mais usada neste tipo de estruturas, é o contraventamento através de cabos de aço, armados em forma de cruz, para absorver as forças exteriores resultantes principalmente da ação do vento.

Estes serão dispostos entre:

- Os 2 primeiros e 2 últimos arcos;
- Faixas de cabos centrais para as duas direções.

A figura 67 mostra como serão dispostas todas as faixas de cabos.

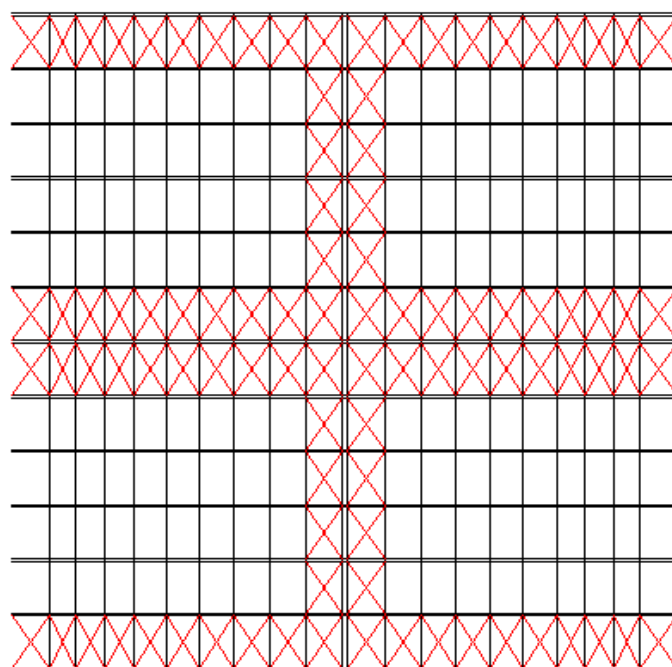


Fig. 67 – Disposição dos cabos de contraventamento

A materialização destas bandas de contraventamento ao longo de pontos específicos da estrutura, dá a esta um acréscimo de rigidez, isto é, para uma mesma força, apresentará um deslocamento menor.

Estas soluções de contraventamento em cruz têm a particularidade dos elementos trabalharem alternadamente à compressão e à tração, alternando entre eles a natureza do esforço. Mas como estamos a falar de cabos de aço ou barras com uma esbelteza elevada contabiliza-se apenas o elemento que está a trabalhar à tração.

6.3.1. CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO

Serão utilizados alguns dos valores já calculados em 5.3.

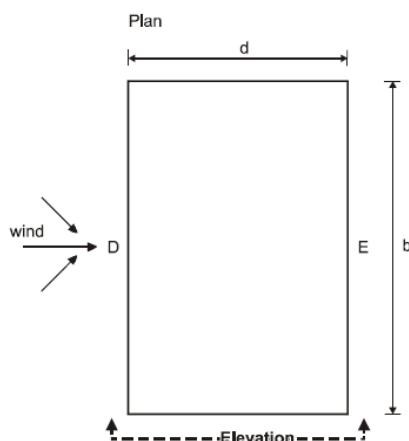
Procedimento de cálculo [17]:**Pressão exercida pelo vento:**

$$W_e = q_p(z_e) * C_{pe}$$

Onde:

$$q_p(Ze) = 0,615 \text{ kPa}$$

Para escolha dos fatores C_{pe} haverá que consultar o EC1 Parte (4) 7.2.2 para analisar quais as fachadas que se pretende estudar.



Se fizermos corresponder as fachadas D e E ilustradas na figura anterior com as fachadas semicirculares da estrutura que está a ser estudada, retirámos do seguinte quadro de coeficientes de pressão externa, os valores de +1.0 e -0.3 ($h/d \leq 0,25$)

Fatores de pressão externa de acordo com o Eurocódigo 1 (Tabela 27):

Tabela 27 – Fatores de pressão externa

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	

Sendo que para a obtenção dos esforços nos cabos, só são relevantes os deslocamentos verticais máximos, pode-se fazer a diferença entre os valores da fachada D e E.

$$C_{pe} = 1.0 + 0.3 = 1.3$$

Para o cálculo do contraventamento apenas é necessário estudar o vento com os fatores de pressão externa de uma das direções, sendo assim escolhidos do quadro apenas o valor para D e E, fazendo posteriormente a diferença.

$$W_e = 0.615 * 1.3 = 0.799 \text{ kPa}$$

Como se trata de uma ação variável:

$$p_w = W_e * \gamma = 0.43 * 1.5 = 1.19 \text{ kPa}$$

Para aplicar a pressão do vento, basta multiplicar esta pela altura do arco (1,5 metros), pois a fachada não será rigidamente ligado ao arco, daí só fazer sentido aplicar a ação do vento no desenvolvimento do arco (Fig. 68).

$$P_w = p_w * h = 1.8 \text{ kN/m}$$

Definida a posição dos cabos de contraventamento, haverá que conhecer quais os que trabalham à tração, tarefa essa que é complicada. Para tal a maneira mais simples será definir todas as barras no programa, calcular, e consultar os resultados para ver quais as barras que estão à compressão. Seguidamente, essas serão retiradas e a estrutura calculada novamente, desta vez só com as barras que trabalham à tração.

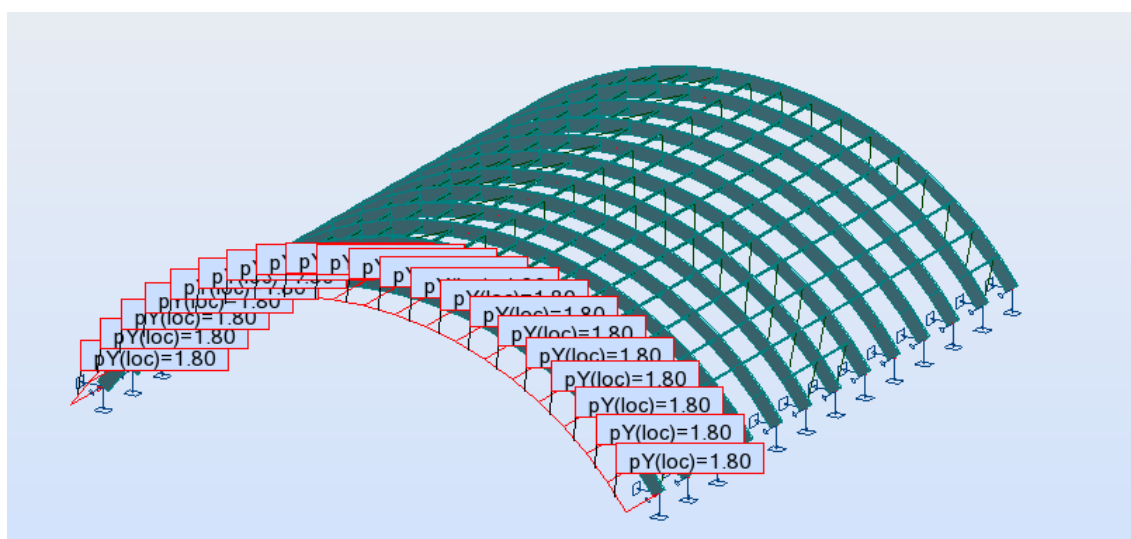


Fig. 68 – Aplicação da ação do vento ao arco

6.3.2. DIMENSIONAMENTO DOS CABOS DE CONTRAVENTAMENTO

Pelo programa ROBOT o esforço máximo obtido nos cabos foi 11.7 kN.

Dado o esforço ser relativamente baixo para cabos de aço, estes serão materializados com aço S235, ϕ 10mm, cuja resistência à tração ronda os 16.5 kN, que é o suficiente.

Para que estes fiquem perfeitamente esticados, pois se isso não acontecer não irão absorver o esforço para o qual foram dimensionados, serão usados esticadores e dispositivos de amarração, tal representa a figura 69.

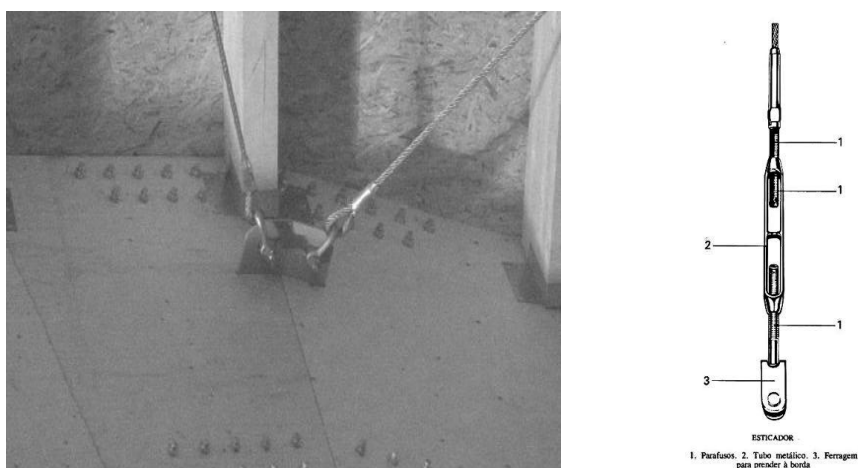


Fig. 69 – Esticadores de cabos e dispositivos de amarração

6.4. FUNDAÇÕES

A principal função das fundações é a transmissão das cargas ao solo. Para que as forças sejam transmitidas ao solo com sucesso é necessário garantir que tanto o solo como a fundação resistem à solicitação.

Como já foi referido no capítulo 4, as estruturas em arco transmitem à fundação um esforço axial com duas componentes; uma horizontal e uma vertical. Geralmente estas cargas horizontais são consideráveis, neste caso 193 kN na combinação 3, e por vezes são demasiado elevadas para o solo. A adoção de um tirante entre os dois apoios do arco elimina esta problemática absorvendo assim toda a componente horizontal, restando apenas a carga vertical para ser transmitida ao solo (Fig 70).

A colocação de um tirante, poderá induzir pequenas alterações nos esforços do arco, já que os esforços foram obtidos para a condição de apoios duplos que impedem totalmente o deslocamento. O cabo usado, e mediante a sua área, irá permitir maiores ou menores deslocamentos na extremidade do arco.

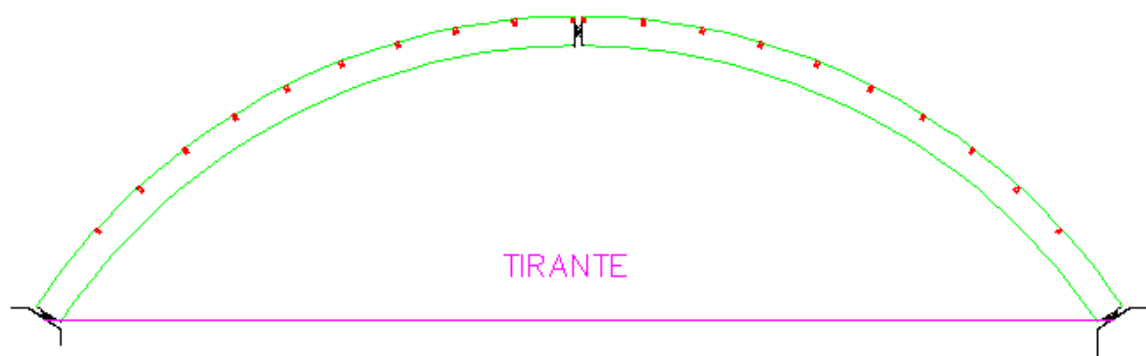


Fig. 70 – Representação do tirante

Por falta de conhecimento das características de resistência do solo na zona de implantação da obra, irá ser assumido que se trata de um solo arenoso, sendo adotados valores plausíveis para um solo dessas características.

6.4.1. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO SOLO

Primeiramente deverão ser adotadas as dimensões da sapata. Esta deverá ser suficiente para receber as dimensões das chapas de apoio.

Solução de sapata adotada (Fig 71):

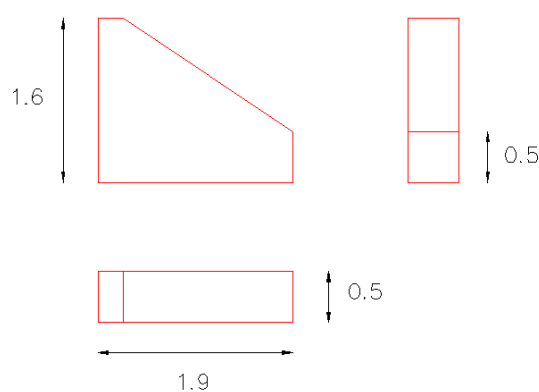


Fig. 71 – Vistas da sapata

Características da sapata:

Área de implantação = 0.95 m^2

Betão C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 16.6 \text{ MPa}$

Características do terreno:

$$\phi = 35^\circ$$

$$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 0$$

Esforço atuante:

Carga vertical (V): 198 kN

Procedimento de cálculo:

Método dos coeficientes globais de segurança [24]:

A verificação a efetuar é a seguinte:

$$F_s = \frac{Q_{ult}}{V} \quad (6.29)$$

Onde F é o fator de segurança e deverá ser superior a 4.0

Q_{ult} é dado por:

$$Q_{ult} = q_{ult} * B * L \quad (6.30)$$

Cálculo de q_{ult} :

$$q_{ult} = c * N_c * s_c * i_c * f_c + q * N_q * s_q * i_q * f_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * f_\gamma \quad (6.31)$$

Da fórmula apresentada acima serão cortadas algumas variáveis que não fazem sentido no caso em estudo. A primeira parcela será retirada pois o solo é arenoso não tendo como tal coesão. Os fatores i são referentes a cargas inclinadas, que no caso não existem. Os fatores f são usados sempre que existe uma fronteira rígida alguns metros abaixo do nível do solo, e neste caso não temos essa informação. Posto isto, o cálculo de q_{ult} fica reduzido à seguinte formula:

$$q_{ult} = q * N_q * s_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma$$

o valor q é a tensão na base da sapata.

$$q = h * \gamma \quad (6.32)$$

$$q = 1.6 * 21 = 33.6 \text{ kPa}$$

N são os coeficientes de capacidade resistente de carregamento.

$$N_q = 33.3$$

$$N_\gamma = 45.23$$

s é referente ao desenvolvimento não infinito das sapatas

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} * \sin(35) = 3.17 \quad (6.33)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 * \frac{B}{L} = 0.04 \quad (6.34)$$

Então,

$$q_{ult} = 33.6 * 33.3 * 3.17 + \frac{1}{2} * 21 * 1.9 * 45.23 * 0.04$$

$$q_{ult} = 3582 \text{ kPa}$$

Multiplicando o valor de q_{ult} pela área da sapata obtém-se a carga última Q_{ult} .

$$Q_{ult} = 3403 \text{ kN}$$

Conhecendo a carga última do solo e a solicitação, podemos registrar o fator de segurança com que estamos a trabalhar:

$$F_s = \frac{3403}{198} = 17.1$$

Como podemos analisar, o solo não apresenta qualquer perigo face à solicitação.

6.4.2. DIMENSIONAMENTO DA SAPATA

Dada a forma irregular da sapata, as fórmulas de dimensionamento de armaduras para sapatas quadradas ou retangulares não podem ser aplicadas. O estudo de elementos não prismáticos deve ser feito através de um modelo de escoras e tirantes. As escoras suportam os esforços de compressão sendo materializadas por betão, enquanto os tirantes recebem os esforços de tração e são materializados em aço. Deverá ainda ser tido em conta o ângulo das escoras, este deverá estar no intervalo de 45° a 60° [25].

Modelo de escoras e tirantes adotado (Fig 72):

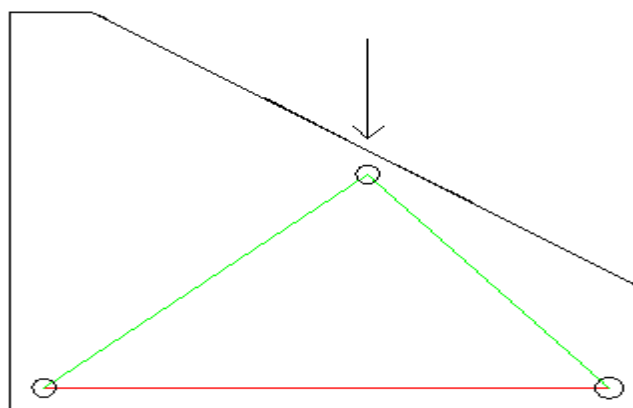


Fig. 72 – Modelo de escoras e tirantes

Para a definição deste modelo, foi deixada uma margem de 10 centímetros entre o nó e a face da sapata, tal como ilustra a figura.

A verde estão representadas as escoras e a vermelho o tirante.

O valor da carga vertical é de 198 kN, e para essa carga recorreu-se ao programa Ftool para obtenção dos esforços axiais nas barras.

Diagrama de esforços axiais (Fig 73):

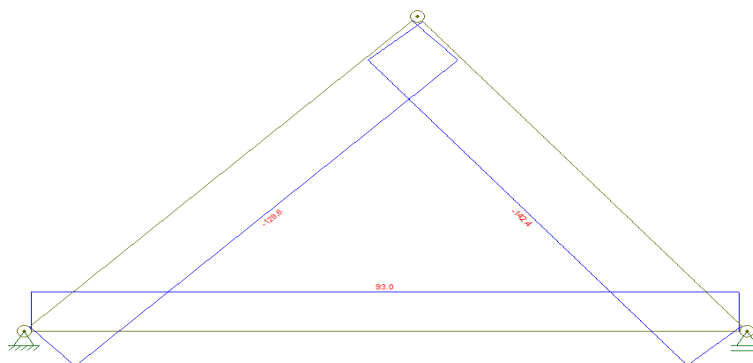


Fig. 73 – Diagramas de esforço axial

Os valores de esforço axial obtidos foram; (-129.6 kN) e (-142.4 kN) para as escoras e 93 kN para o tirante.

Verificação das escoras:

A tensão máxima admissível pela escora deverá ser calculada por:

$$\sigma_{RD,max} = 0.6 * v' * f_{cd} \quad (6.35)$$

Com,

$$v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 0.9 \quad (6.36)$$

então,

$$\sigma_{RD,max} = 0.6 * 0.9 * 16.6$$

$$\sigma_{RD,max} = 8.96 \text{ MPa}$$

Conhecendo a tensão admissível das escoras, obtém-se as respectivas áreas por:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Área da escora 1 (esquerda):

$$A_1 = \frac{129.8}{8960} = 0.015 \text{ m}^2$$

Área da escora 2 (direita):

$$A_2 = \frac{142.4}{8960} = 0.016 \text{ m}^2$$

As dimensões das escoras 1 e 2 são de 12.2cm*12.2cm e 12.6cm*12.6cm, respetivamente. Analisando as dimensões observa-se que o bloco de betão tem dimensões suficientes para receber estas escoras.

Verificação do tirante:

Os tirantes serão de aço A400 ($f_{yk} = 400 \text{ MPa}$).

Tensão de cálculo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ MPa}$$

O esforço axial no tirante é de 94 kN. Sendo que os varões usados serão de $\phi 8$ (0.5 cm^2), facilmente se obtém o número de varões necessários.

$$A_T = \frac{94}{347800} = 0.00027 \text{ m}^2$$

Serão necessários 6 varões $\phi 8$ para materializar o tirante.

Verificação dos nós:

A verificação da resistência dos nós é também indispensável para o cálculo do modelo de escoras e tirantes. Os 3 nós existentes podem ser agrupados em 2 tipos diferentes: Nós compressão tração (os dois nós inferiores) e o nó superior que é um caso de compressão sem tirantes.

Para cada um deste tipos de nó terão de ser feitas diferentes verificações.

Nó compressão tração:

Esta verificação visa garantir que nenhuma das faces do nó ultrapassa a tensão máxima ($\sigma_{RD,max}$), em que esta é dado por;

$$\sigma_{RD,max} = k_2 * v * f_{cd} \quad (6.37)$$

Para este tipo de nó, o valor recomendado para k_2 é 0.85.

$$\sigma_{RD,max} = 0.85 * 0.9 * 16.6 = 12.69 \text{ MPa}$$

Configuração do nó 1 (Fig 74):

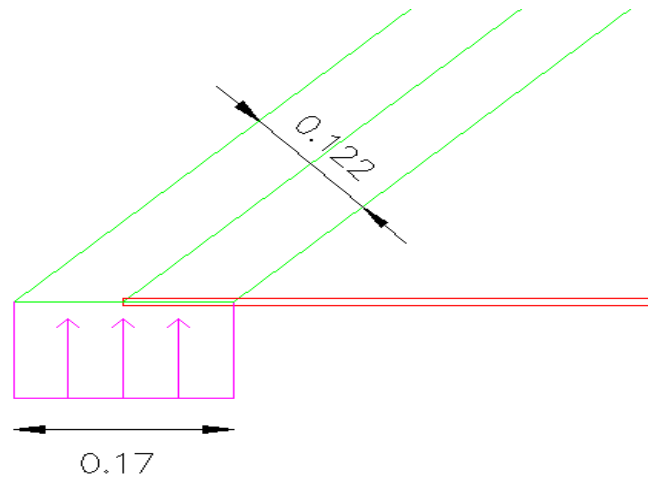


Fig. 74 – Nó 1

$$N_{escora} = -129.6 \text{ kN}$$

$$R_{apoio} = 91.6 \text{ kN}$$

Para que o betão absorva estas forças sem ultrapassar a tensão limite de 12.96 MPa serão necessárias áreas mínimas de:

$$A_{escora} = 0.010 \text{ m}^2$$

$$A_{apoio} = 0.0070 \text{ m}^2$$

Dado a tensão admissível no betão para a verificação dos nós (12.96 Mpa) ser superior do que para a verificação das escoras (8.96 Mpa), estas não apresentarão qualquer problema. No que respeita à face inferior (cor magenta na Fig 74) é exigível uma área de 0.007 m^2 , o que, tendo como uma das dimensões 17 cm, seria apenas necessário uma outra dimensão de 4 cm. Portanto o nó 1 não apresenta qualquer risco de rutura em nenhuma das faces comprimidas.

Configuração do nó 2 (Fig. 75):

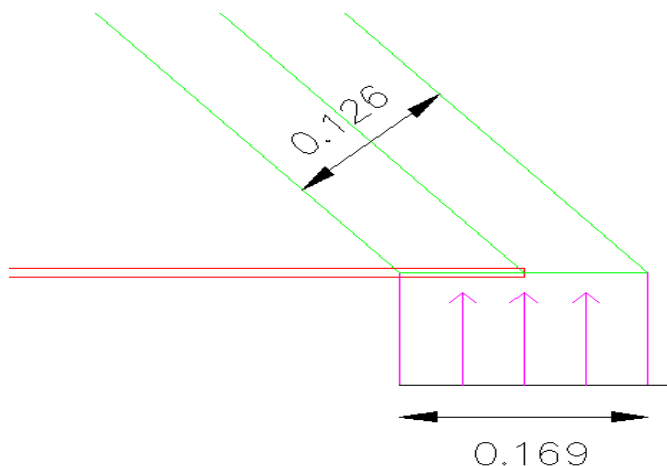


Fig. 75 – Nó 2

O raciocínio para o nó 2 será idêntico ao nó 1.

$$N_{escora} = -142.4 \text{ kN}$$

$$R_{apoio} = 105.82 \text{ kN}$$

Da mesma forma, as áreas necessárias são:

$$A_{escora} = 0.011 \text{ m}^2$$

$$A_{apoio} = 0.008 \text{ m}^2$$

Pelo mesmo motivo apresentado para a escora do nó 1, a escora do nó 2 também não será condicionante. No que toca ao apoio, este necessita uma área mínima de 0.008 m^2 . Tendo já uma das dimensões com 16.9 cm apenas necessita de 4.7 cm para completar a área requerida. Conclui-se que o nó 2 também não apresenta perigo de rutura.

Nó à compressão sem tirantes:

O nó 3 é do tipo compressão sem tirantes, e exige um estudo mais cuidado pois terão de ser analisadas 4 possíveis faces de rutura.

Estes nós admitem uma tensão máxima para o betão de valor superior ao caso anterior. Esta tensão deverá ser calculada por:

$$\sigma_{RD,max} = k_1 * v' * f_{cd} \quad (6.38)$$

Para este tipo de nó, o valor recomendado para k_1 é 1.0.

$$\sigma_{RD,max} = 1.0 * 0.9 * 16.6 = 14.94 \text{ MPa}$$

Configuração do nó 3 (Fig 6.39):

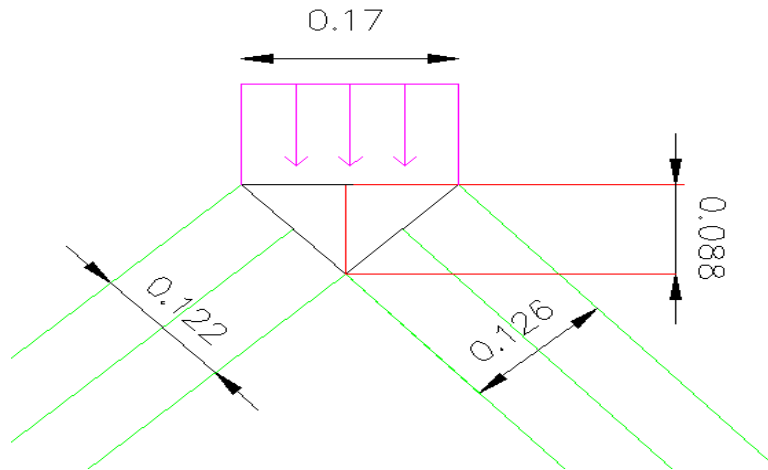


Fig. 76 – Nó 3

As forças recebidas por cada uma das faces são:

$$N_{escora1} = -129.6 \text{ kN}$$

$$N_{escora2} = -142.4 \text{ kN}$$

$$N_{face\ sup.} = 198 \text{ kN}$$

$$N_{face\ Lat.} = 184.98 \text{ kN}$$

A escora 1 e 2, tendo como base os cálculos efetuados no ponto anterior, não ultrapassam a tensão máxima. A face lateral e a face superior do nó requerem áreas mínimas de:

$$A_{face\ sup.} = 0.0133 \text{ m}^2$$

$$A_{face\ lat.} = 0.0123 \text{ m}^2$$

A face superior conta já com uma das dimensões de 17 cm, faltando assim uma largura de 8 cm para a segunda dimensão. A face lateral aparece como sendo a mais desfavorável, pois na construção do modelo uma das dimensões tem como valor máximo 8.8 cm necessitando assim de um desenvolvimento de 14 cm.

Para terminar o estudo dos nós, conclui-se que o bloco de betão tem dimensões suficientes para que as faces dos nós nunca ultrapassem a tensão limite do betão, nunca existindo portanto risco de esmagamento.

Solução final de armaduras da sapata:

A armadura final das sapatas será constituída por 6 $\phi 8$ espaçados de 8 cm. Será também adotado um recobrimento de 3 cm para cada um dos lados.

Nas restantes faces da sapata será usada uma disposição de armaduras em cruz composta por $\phi 6$ espaçados de 10 cm.

Estas armaduras serão dispostas da seguinte forma (Fig. 77):

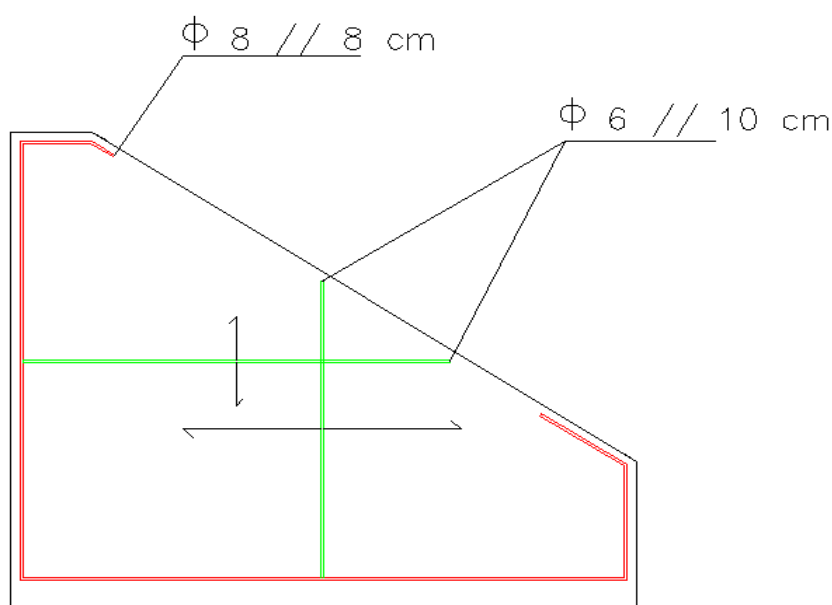


Fig. 77 – Disposição das armaduras da sapata

6.4.3. DIMENSIONAMENTO DO TIRANTE

O esforço axial máximo no tirante ocorre para a combinação de ações 3, registando-se um esforço de 193.9 kN.

Sendo que o tirante vai ser materializado em aço S235, o esforço de cerca de 200 kN não é muito considerável. A área mínima exigida pelo tirante é de:

$$N = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.39)$$

$$A = \frac{193.9 * 235000}{1.1} = 0.000907 \text{ m}^2$$

Em contrapartida, quanto menor área tiver o cabo, maior será a deformação deste e maior será o deslocamento dos apoios. Existem duas soluções para este problema: a primeira passa pela adoção de um cabo com grande área para que as deformações apresentadas por este nunca sejam muito relevantes. A segunda poderá sair mais económica, mas exige um maior cuidado aquando da aplicação, que é a adoção de um cabo mais curto sendo previamente esticado até atingir a deformação que permita a amarração nas sapatas. Isto significa que quando este for amarrado às sapatas e começar a receber as cargas provenientes do arco, não se irá deformar tanto como para o primeiro caso.

Este ajustamento do comprimento do cabo não deverá ser realizado tendo como base a combinação fundamental mas sim para a combinação quase permanente, pois são as ações que atuam em grande período da vida da obra.

$$Ed = G_k ; Q_{N1} * \Psi_2$$

Para a combinação quase permanente o esforço no tirante é de 134 kN.

Se for adotado um cabo de diâmetro 4 cm a deformação que irá apresentar é de:

$$\Delta_L = \frac{N * L}{E * A} \quad (6.40)$$

Com,

$$N = 134 \text{ kN}$$

$$L = 54.5 \text{ m}$$

$$E = 200 \text{ GPa}$$

$$A = 12.56 \text{ cm}^2$$

Então,

$$\Delta_L = 2.9 \text{ cm}$$

Situação 1 (Fig. 78):

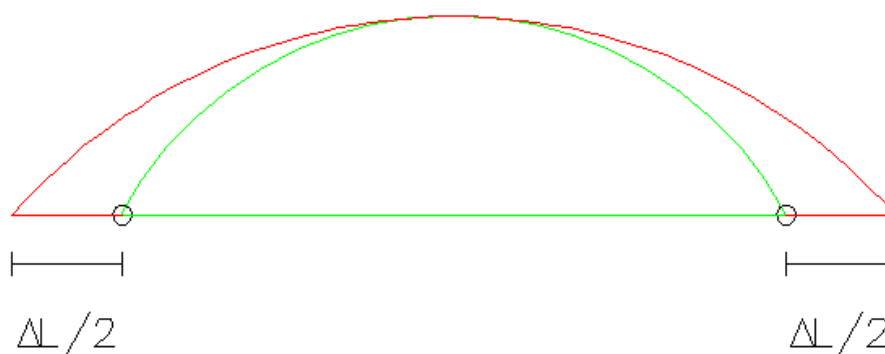


Fig. 78 – Situação 1

O cabo é amarrado às sapatas sem qualquer tensão (verde), e quando começa a receber as cargas da estrutura começa a deformar-se encontrando depois o equilíbrio (vermelho).

Situação 2 (Fig 79):

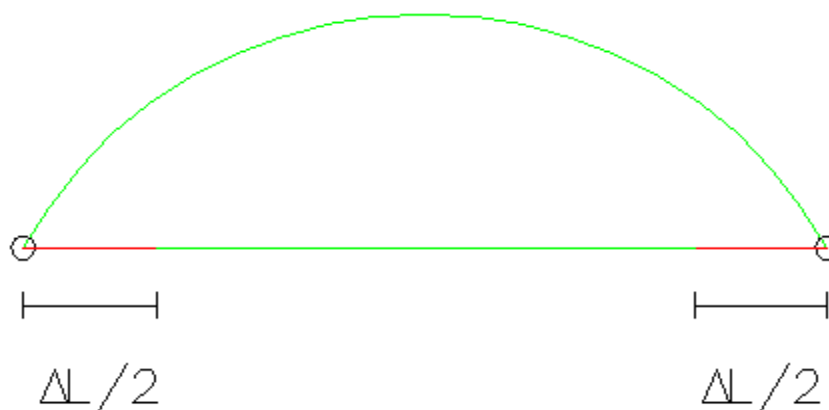


Fig. 79 – Situação 2

Aqui o cabo parte de uma situação inicial mais curta que os 54.5 m (verde) e é tencionado até adquirir mais 2.9 cm para que possa ser amarrado. No instante em que o cabo deixa de ser tencionado pelos macacos deverá começar a ser solicitado pela estrutura.

Com a segunda solução a variação dos deslocamentos do apoio é muito menor. Para a situação 1 o apoio poderia deslocar-se até 2.1 cm (a metade de 4.2 cm que corresponde à deformação do cabo para a combinação fundamental nr. 3). Para a solução 2, o máximo deslocamento corresponderia também à combinação nr. 3 com a diferença que o cabo já se encontra a trabalhar com um esforço de 134 kN. Isto faria com que o cabo absorve-se só 59 kN para completar a diferença de 134 para 193. Desse acréscimo de força surge uma deformação de 1.2 cm (0.6 em cada um dos apoios).

A figura seguinte ilustra o modo e o ponto de amarração do tirante à sapata bem como as cotas relevantes ao processo de amarração.

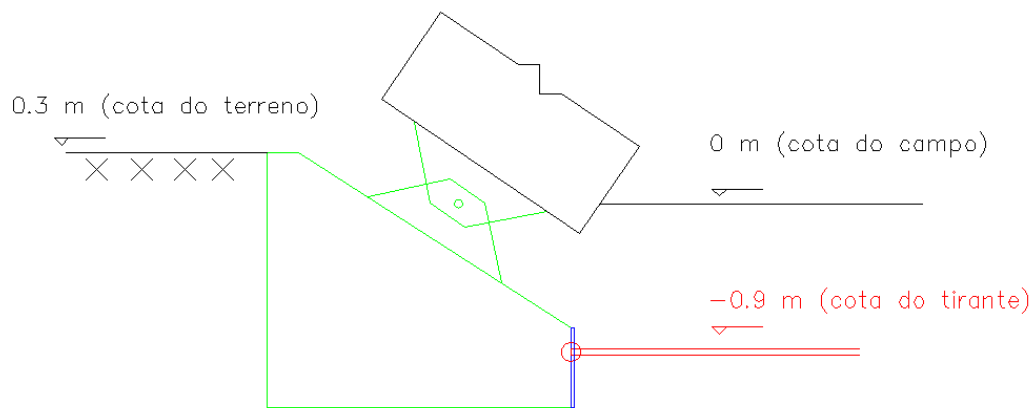


Fig.80 – Amarração do tirante na sapata

7

DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES

Após dimensionados os elementos verticais e horizontais da estrutura, haverá que materializar e dimensionar as ligações para as quais foram calculados os esforços, nomeadamente as ligações das vigas longitudinais ao arco e também das três ligações com que conta cada um dos arcos, duas de fundação (articuladas) que serão semelhantes, e a ligação a meio vão.

Para as vigas a conexão não será complexa. Nestas serão usadas umas chapas que percorrerão as faces laterais bem como a face inferior, sendo aparafusadas em simultâneo ao arco e à própria viga.

Para o caso dos arcos serão utilizados conectores relativamente recentes e muito usados atualmente na Europa, os SFS, bastante simples de aplicar e não muito difíceis de calcular.

De forma muito resumida, as ligações são constituídos por chapas, normalmente duas ou três, que penetram na secção da viga e posteriormente são unidas à viga com parafusos que são introduzidos pela face lateral desta, atravessando assim as n chapas, e as $n+1$ camadas de madeira que intercalam as chapas.

A etapa descrita atrás trata a união da madeira com as chapas, mas a conexão não é apenas isso. Haverá que unir as duas partes que se pretendem. Essa conexão é já mais comum pois trata-se de uma chapa que encaixa no meio de outras duas e é depois fixada através de um parafuso, tornando assim a ligação articulada.

Neste tipo de ligação haverá que dimensionar ou verificar os seguintes pontos:

- Ligação chapa-viga contemplando 3 possíveis modos de rutura;
- Dimensionamento do diâmetro do parafuso (ao corte);
- Verificação das chapas exteriores da viga ao esmagamento;
- Verificação da capacidade resistente das chapas exteriores ao esforço que transmitem.

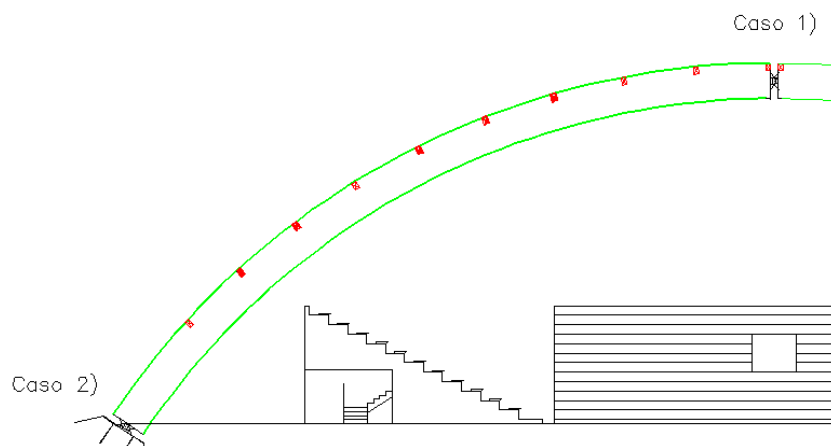


Fig. 80 – Diferentes casos de ligações

Os pares de esforços usados para o dimensionamento das ligações são os mais gravosos registados para a combinação 23.

Caso 1)

Ligações de meio vão com esforços de compressão.

$$N = 226 \text{ kN}$$

$$V = 0 \text{ kN}$$

Caso 2)

Ligação do apoio com esforço de compressão

$$N = 330 \text{ kN}$$

$$T = 58 \text{ kN}$$

O primeiro ponto a dimensionar na ligação é, como já foi dito, a ligação das chapas interiores (Fig 81 e 82). Para que isto seja feito com sucesso haverá que evitar o colapso dos parafusos, bem como o esmagamento da madeira.

Antes de particularizar o cálculo para o caso1) e caso2) será demonstrado o procedimento de cálculo contemplando os possíveis modos de rutura neste tipo de ligação, bem como a resistência associada a cada um deles.

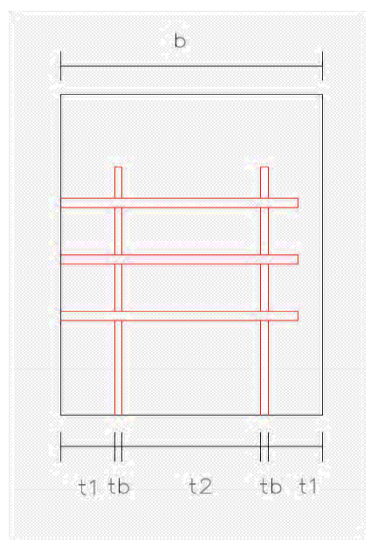


Fig. 81 – Ligação parafuso-chapa interior

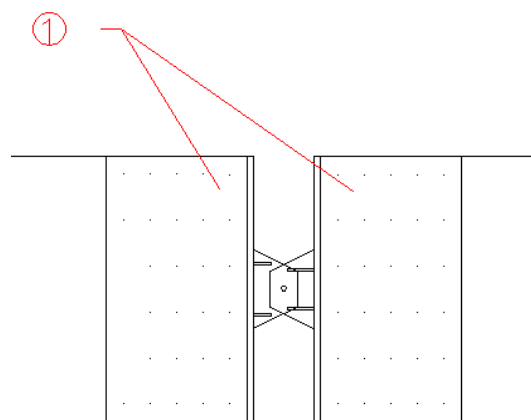


Fig. 82 – Aspecto exterior da ligação

Para madeira lamelrada colada GL28h os catálogos obrigam, e mediante a base da viga, neste caso 200 mm, a usar os seguintes valores de t_1 e t_2 bem como o L do parafuso [24].

Tabela. 28 – Valores de b, T1 e T2 para conectores WS-T

WS-T (d*L)	7*113	7*133	7*153	7*173	7*193	7*213	7*233
b (mm)	120	140	160	180	200	220	240
t_1 (mm)	-	40	40	55	65	65	75
t_2 (mm)	-	48	68	58	58	78	78

Antes de passar ao cálculo dos ligadores propriamente ditos,   necessário conhecer o valor da resistência ao esmagamento da peça de madeira $f_{h,0,k}$, bem como o momento de cedência do elemento de ligação, $M_{y,k}$ [3].

$$f_{h,0,k} = 0.082 * (1 - 0.01d) * \rho_k \quad (7.1)$$

Onde d corresponde ao diâmetro do parafuso e ρ_k   massa volúmica.

Caso a resultante das forças a absorver pela ligação forme um ângulo diferente de 0° com o fio, este valor terá de ser corrigido, $f_{h,\alpha,k}$ [3].

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (7.2)$$

Onde α é ângulo da resultante das forças e $k_{90} = 1.35 + 0.015 * d$ para madeira resinosas.

Por fim, o momento de cedência do ligador para ligadores redondos é dado por [3].:

$$M_{y,k} = 0.3 * f_{u,k} * d^{2.6} \quad (7.3)$$

Onde $f_{u,k} = 550 \text{ MPa}$, e representa a resistência à tração do ligador (Fig 83)

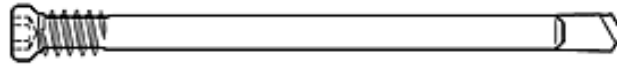


Fig. 83 – conector WS-T

Os possíveis modos de rutura da ligação são os representados nas três figuras seguintes, respetivamente modo 1 (Fig 85), modo 2 (Fig 86), modo 3 (Fig 84).

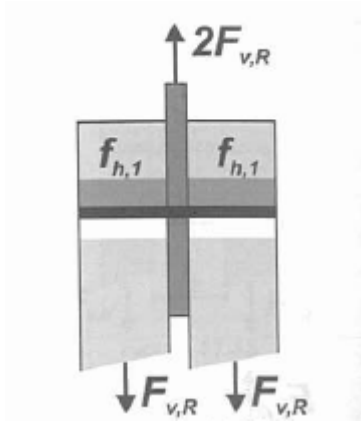


Fig. 85 – Modo de rutura 1

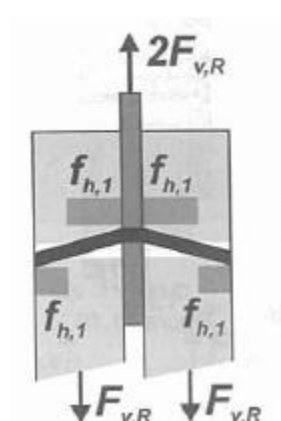


Fig. 86 – Modo de rutura 2

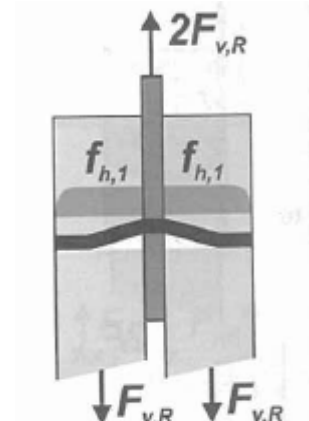


Fig. 84 – Modo de rutura 3

Primeiro modo de rutura (associado ao esmagamento da madeira) [3]:

$$F_{v1,RK} = f_{h,\alpha,k} * t_1 * d \quad (7.4)$$

Segundo modo de rutura (associado à formação de uma rótula plástica) [3]:

$$F_{v2,RK} = f_{h,\alpha,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * M_{y,k}}{f_{h,\alpha,k} * d * t_1^2}} - 1 \right] \quad (7.5)$$

Terceiro modo de rutura (associado à formação de duas rótulas plásticas) [3]:

$$F_{v3,RK} = 2.30 * \sqrt{M_{yk} * f_{h,\alpha,k} * d} \quad (7.6)$$

Os valores acima calculados são referentes apenas a um plano de corte. No nosso caso estes deverão ser multiplicados por 4, 2 por cada chapa.

O valor mínimo de $F_{v,RK}$ devará ser o adotado, e transformado em valor de cálculo usando a seguinte minoração:

$$R_d = R_k * \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (7.7)$$

Onde,

R_d é o valor de cálculo da capacidade resistente

R_k é o valor característico da capacidade resistente

k_{mod} é o coeficiente de modificação que tem em conta a duração da ação e o teor em água, deverá ser assumido 0.8 para MLC classe 2 e ação de media duração

γ_M é o coeficiente parcial de segurança, 1,25 para madeira lamelada colada

Após conhecer o valor de cálculo, haverá que dimensionar o número de parafusos necessários para absorver o esforço atuante. Para tal é usada a fórmula 7.8 para conhecer o número efetivo de ligadores que deverão ser usados por fiada.

$$n_{ef} = \left[\min \left\{ n; n^{0.9} * \sqrt{\frac{a_1}{13 * d}} \right\} \right] \quad (7.8)$$

Onde,

n é o número de parafuso arbitrado

a_1 é a distância entre parafusos da mesma fiada (será adotado um valor razoável de 150 mm)

d é o diâmetro do ligador (7 mm)

Tendo o número de parafusos por fiadas basta calcular quantas fiadas serão necessárias para que a ligação seja dimensionada com sucesso.

Conhecendo agora o procedimento de cálculo dos ligadores estamos já em condições de avançar para o dimensionamento das ligações.

7.1. CASO 1) (LIGAÇÃO A MEIO VÃO)

Tipologia de ligação (Fig 87)

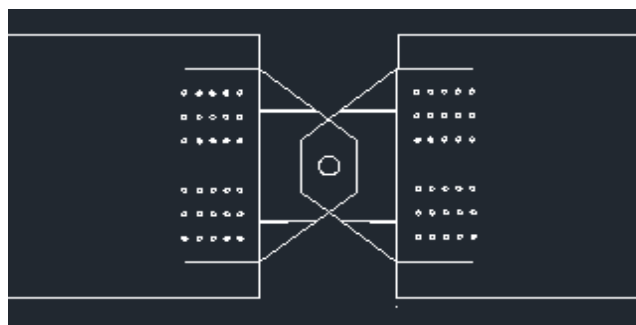


Fig. 87 – Configuração da ligação do caso (1)

Dimensionamento das chapas interiores à secção:

Elementos:

Chapa $\rightarrow 5\text{mm} + 1\text{mm de folga} = 6\text{ mm}$

Parafuso WS-T $\rightarrow \varnothing 7\text{ mm}$

Dados:

$$t_1 = 58\text{mm}$$

$$V = 0\text{ kN}$$

$$N = 226\text{ kN}$$

$$\alpha = 0$$

$$M_{y,k} = 0.412\text{ kN.m}$$

$$f_{h,0,k} = 33.62\text{ MPa}$$

Tendo isto, os valores de $F_{v,i,RK}$ apresentam-se na tabela 29 bem como a solução final do número de parafusos e do número de fiadas.

Tabela. 29 – Valores de F_{vrk}

		$F_{v,i,RK}$ (kN)	Nr. De planos de corte	$F_{v,rk \min.}$ (kN)	$F_{v,ed}$ (kN)	Nr. Parafusos por fiada	Esforço atuante (kN)	Nr. De fiadas	Esforço resistente R_{sd} (kN)
Modo de rutura	1	13.6	4						
	2	13.6	4	54.4	34.81	3	226	3	312
	3	22.64	4						

Chega-se a uma solução final de 9 ligadores para cada uma das partes do arco no apoio central.

Após garantir a segurança da ligação chapa-arco, é necessário agora fazer a verificação das chapas exteriores bem como do parafuso central.

Parafuso central [25] :

O primeiro parafuso escolhido será um M30 classe 5.6 (Fig 7.9):

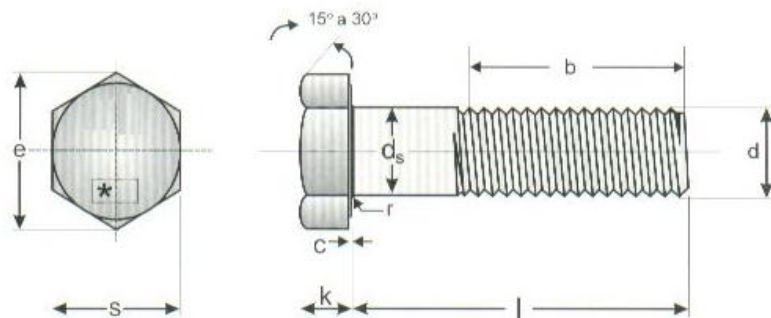


Fig. 88 – Parafuso tipo M

$$f_{yb} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 600 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0.000560 \text{ m}^2 \text{ (área pela zona roscada)}$$

$$K = 0.6 \text{ (classe 5.6)}$$

Resistência do parafuso ao corte:

$$F_{v,rd} = \frac{K * f_{ub} * A_s}{\gamma_M} \quad (7.9)$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 * 600 * 0.000560}{1.25} = 134.4 \text{ kN}$$

Por se tratar de corte duplo, pois trata-se de uma chapa que será aparafusada no meio de outras duas:

$$Fv_{rd} = 2 * 134.4 = 268.8 \text{ kN}$$

Esforço atuante:

$$Fv_{ed} = 226 \text{ kN}$$

Verificação:

$$\begin{aligned} Fv_{rd} &> Fv_{ed} \\ 268.8 \text{ kN} &> 226 \text{ kN} \end{aligned}$$

Verificação de esmagamento [25]:

As chapas usadas serão duas com 0.015 m de espessura e outra de 0.03 m (forma trapezoidal) (Fig. 89)

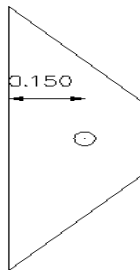


Fig. 89 – Chapa exterior

$$base_{menor} = 0,2 \text{ m}$$

$$base_{maior} = 0,750 \text{ m}$$

$$altura = 0,250 \text{ m}$$

$$S355 - f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 2.5$$

$$d_0 = 0.033 \text{ m}$$

$$t = 0.03 \text{ m}$$

$$Fb_{rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} \quad (7.10)$$

Onde α_b deverá ser adotado como o menor dos seguintes valores:

$$\alpha_b = \min \left[\frac{e_1}{3 * d_0}; \frac{p_1}{3 * d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha_b = \min \left[\frac{150}{3 * 33}; \frac{600}{510}; 1 \right]$$

$$\alpha_b = 1$$

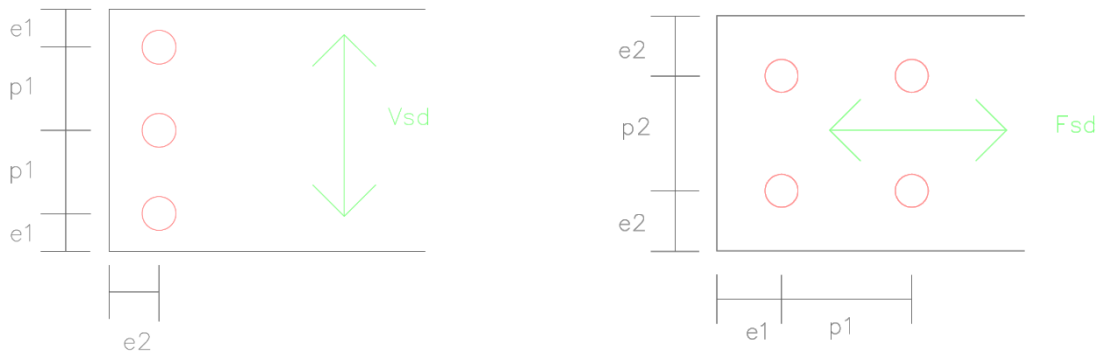


Fig. 90 – Distâncias regulamentares do parafuso ao bordo

O valor de e_1 , representa a distância de chapa suscetível de esmagar ou romper, neste caso, não se trata da distância ao bordo livre mas sim ao lado apostado, já que o esforço é de compressão (Fig. 90).

$$Fb_{rd} = \frac{2.5 * 1 * 510 * 0.033 * 0.03}{1.25}$$

$$Fb_{rd} = 1009 \text{ KN}$$

Verificação:

$$Fb_{rd} > Fv_{ed}$$

$$1009 \text{ kN} > 226 \text{ kN}$$

Verificação de tensão na chapa ($N_{c,rd}$) [25]

Esta verificação é feita para calcular qual a tensão máxima que ocorre na chapa para posteriormente compará-la com o seu valor limite. Dado que a força transmitida através da chapa é igual, o ponto de maior tensão será o que tenha menor área de aço (Fig 91).

O ponto 6.2.4. do Eurocódigo 3 refere que, para esta verificação os furos das chapas não terão de ser considerados na contabilização da área, isto desde que estejam devidamente preenchidos pelos elementos de ligação.

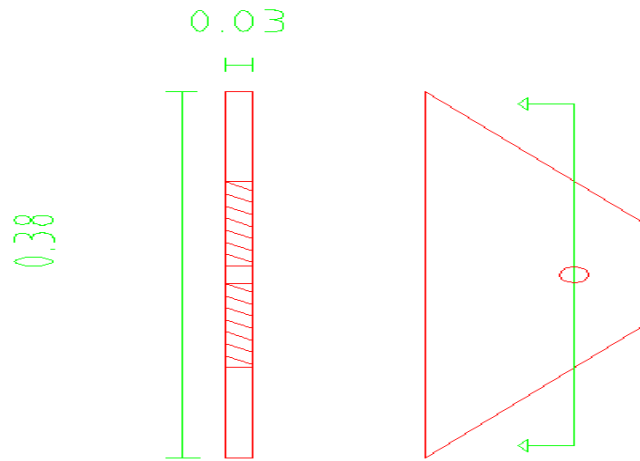


Fig. 91 – Área de chapa sujeita à tensão máxima

Verificação:

$$A = 0,38 * 0,03 = 0,0114 \text{ m}^2$$

$$N_{c,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7.11)$$

$$N_{c,rd} = \frac{0,0114 * 355000}{1,1} = 3679 \text{ kN}$$

$$N_{c,rd} > N_{ed}$$

$$3679 \text{ kN} > 226 \text{ kN}$$

7.2. CASO 2) (LIGAÇÃO DE APOIO)

Tipologia de ligação (Fig 7.13)

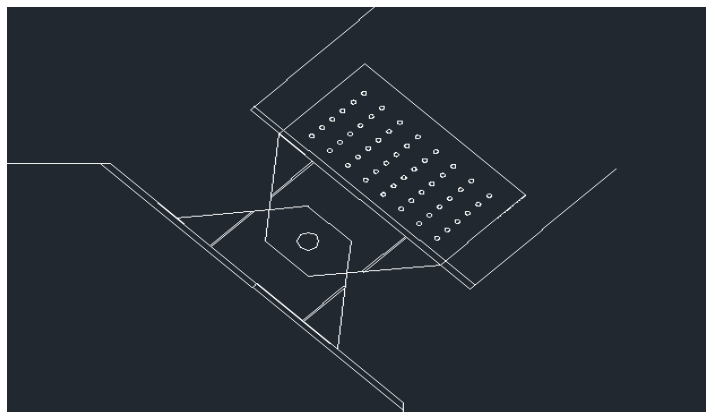


Fig. 92 – Tipologia da ligação caso (2)

Dimensionamento das chapas interiores à secção:

Elementos de ligação:

Chapa → 5mm + 1mm de folga = 6 mm

Parafuso SFS → $\varnothing$ 7 mm

Dados:

$$t_1 = 58mm$$

$$V = 58 kN$$

$$N = 330 kN$$

$$\alpha = 10$$

$$M_{y,k} = 0.412 kN.m$$

$$f_{h,0,k} = 33.62 MPa$$

$$f_{h,\alpha,k} = 33.0 MPa$$

Tendo isto, os valores de $F_{v,i,RK}$ apresentam-se na tabela 30, bem como a solução final do número de parafusos e do número de fiadas.

Tabela. 30 – Valores de F_{vrk}

	$F_{v,i,RK}$ (kN)	Nr. De planos de corte	$F_{v,rk\ min.}$ (kN)	$F_{v,ed}$ (kN)	Nr. Parafusos por fiada	Esforço atuante (kN)	Nr. De fiadas	Esforço resistente R_{sd} (kN)
Modo de ruptura	1	13.3	4					
	2	13.3	4	53.2	34.0	3	335	408.6
	3	22.2	4					

(NOTA: o esforço atuante é a resultante do esforço transversal e axial, $E = \sqrt{N^2 + V^2}$.)

Chega-se a uma solução final de 12 ligadores na ligação de apoio.

Parafuso de apoio [25]:

Dado que o esforço atuante é cerca de 50% mais elevado que no caso 1), o primeiro cálculo será executado com um parafuso de maior diâmetro.

Parafuso M36 classe 5.6

$$f_{yb} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 600 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0.000816 \text{ m}^2 \text{ (área pela zona roscada)}$$

$$K = 0.6 \text{ (classe 5.6)}$$

Resistência do parafuso ao corte.

$$F_{v,rd} = \frac{K * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 * 600 * 0.000816}{1.25} = 235 \text{ kN}$$

Por se tratar de corte duplo, sendo que é uma chapa que será aparafusada no meio de outras duas:

$$F_{v,rd} = 2 * 235 = 470 \text{ kN}$$

Esforço atuante:

$$E_d = 335 \text{ kN}$$

Verificação:

$$Fv_{rd} > Fv_{ed}$$

$$470 \text{ kN} > 335 \text{ kN}$$

Verificação de esmagamento [25]:

$$base_{menor} = 0,2 \text{ m}$$

$$base_{maior} = 0,750 \text{ m}$$

$$altura = 0,250 \text{ m}$$

$$S355 - f_u = 510 \text{ MPa}$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$k_1 = 2.5$$

$$d_0 = 0.039 \text{ m}$$

$$t = 0.03 \text{ m}$$

$$Fb_{rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}}$$

Onde α_b deverá ser adotado como o menor dos seguintes valores:

$$\alpha_b = \min \left[\frac{e_1}{3 * d_0}; \frac{p_1}{3 * d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$\alpha_b = \min \left[\frac{150}{3 * 39}; \frac{600}{510}; 1 \right]$$

$$\alpha_b = 1$$

Então:

$$Fb_{rd} = \frac{2.5 * 1 * 510 * 0.039 * 0.03}{1.25}$$

$$Fb_{rd} = 11193 \text{ kN}$$

Verificação:

$$Fb_{rd} > Fv_{ed}$$

$$1139 \text{ kN} > 335 \text{ kN}$$

verificação de tensão na chapa [25]:

A chapa será verificada da mesma forma que no caso 1).

Verificação:

$$A = 0.38 * 0.03 = 0.0114 \text{ m}^2$$

$$N_{c,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,rd} = \frac{0.0114 * 355000}{1.1} = 3679 \text{ kN}$$

$$N_{c,rd} > N_{ed}$$

$$3679 \text{ kN} > 335 \text{ kN}$$

7.3. LIGAÇÕES VIGA-ARCO

Esta ligação (Fig 93) é um pouco mais simples e menos complexa que as anteriores, pois não necessita de cálculos específicos, visto tratar-se de uma ligação considerada “standard”, sendo que mediante as dimensões da viga, e desde que estas tenham um comprimento dentro do comum, até 6 metros, o número de parafusos (64) garante por completo a segurança da mesma.

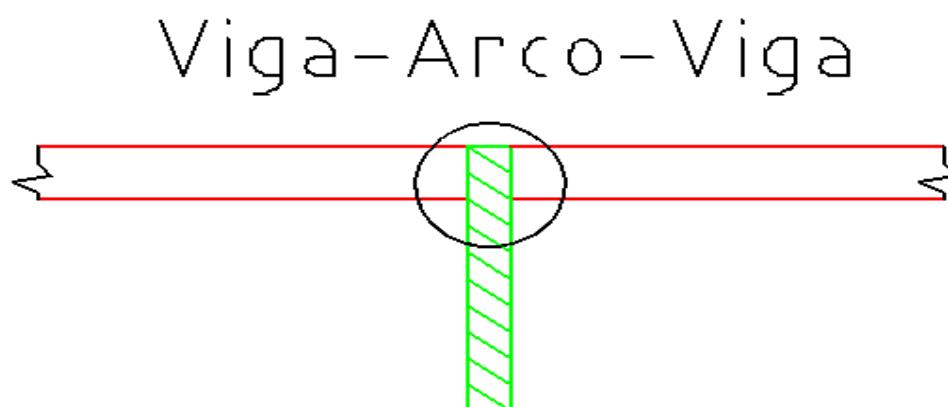


Fig. 93 – Junção arco-viga

Dimensões da viga: 200mm * 300 mm

Para estas dimensões o modelo usado será GSE 660/200/2.5 da marca SIMPSON [16].

Os parafusos usados para a conexão terão todos o mesmo diâmetro, $\phi 5$ mm. (Fig 94)

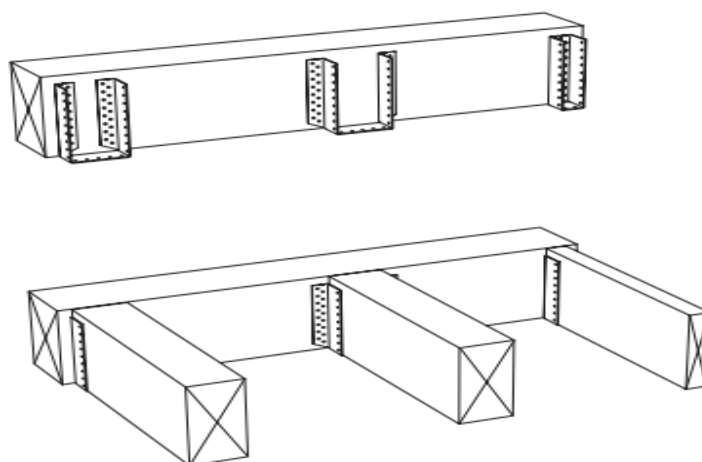


Fig. 94 – Aplicação de cachorros SIMPSON

8

MANUTENÇÃO

A manutenção de estruturas de madeira é uma etapa não menos importante do que as outras abordadas anteriormente. Esta visa garantir que a estrutura se encontra a funcionar, do modo previsto pelo projetista, não sendo suscetível de apresentar perigo para os utilizadores.

Antes da elaboração do plano de monitorização de estruturas em madeira, deverá ser tido em conta aspetos que ajudem à planificação e à escolha da periodicidade das inspeções, para que não haja nem um excesso nem uma falta de controlo. Esses aspetos prendem-se principalmente com a localização da obra, para avaliar a exposição a que esta está sujeita, e também com o tipo de utilização predestinada à mesma [26].

É também indispensável para que as inspeções sejam feitas com sucesso, o total conhecimento das características da estrutura, tal como: espécie da madeira, tipo de colas usadas, classes de resistência, dimensões dos elementos, características dos ligadores e geometria das ligações [26].

8.1. TRATAMENTO PREVENTIVO

Em qualquer obra de engenharia “a prevenção é sempre melhor que qualquer remédio”, daí ser de extrema importância a aplicação de medidas preventivas para colmatar possíveis deficiências que poderão surgir nos anos de vida da estrutura. Neste campo, e por ser um material natural e orgânico, a madeira deverá ser devidamente cuidada para que se evite ataques de bactérias, fungos, etc...

Tanto a manutenção como a prevenção destas estruturas dependem de inúmeras variáveis, mais ligadas às características do material, bem como ao ambiente a que esta se encontra exposta.

Será aqui importante esclarecer algumas variáveis no tratamento de madeiras como é o caso de: classe de risco, nível de tratamento e método de tratamento.

Classe de risco: ajuda a perceber e a caracterizar a probabilidade ou o risco a que uma obra está sujeita no que respeita aos ataques de agentes xilófagos, em função da localização da mesma. Para tal, a Norma Europeia 335.1 define como classe de risco 2 os elementos sob coberturas, protegidos da intempérie, na qual ocorrem ocasionalmente humidades superiores a 20 %, sendo que este é o caso da obra analisada [27].

Nível de tratamento: este prende-se com a intensidade de penetração dos produtos aplicados, podendo esta ser de nível I (superficial), nível II (média) ou nível III (profunda) [27].

Método de tratamento: neste campo existem dois fatores preponderantes são eles, as características do produto a aplicar (viscosidade, densidade, etc.), bem como a maior ou menor

facilidade de a madeira absorver essas substâncias. Estes dois fatores levam à escolha do modo de aplicação mediante o nível e as quantidades de produto que se pretende administrar (Fig 95) [27].



Fig. 95 – Tratamento prévio de elemento de madeira

8.2. INSPEÇÕES

Como já foi referido, o objetivo da manutenção e, por conseguinte das inspeções, é basicamente detetar e corrigir atempadamente situações que possam comprometer a segurança da estrutura, utilização ou durabilidade desta, sendo que estas deverão ser realizadas de forma sistemática sendo desejável que a entidade responsável pela atividade esteja em contacto, e o mais próximo possível dos elementos a analisar.

Para estruturas como a que foi abordada nesta dissertação deverá ser prestada especial atenção aos seguintes aspetos:

Nos elementos de madeira:

- a) Deformação dos elementos resistentes
- b) Fratura da madeira provocada por esforços excessivos
- c) Fendas de secagem profundas da madeira
- d) Delaminação (abertura de juntas coladas), apenas no caso de madeira lamelada colada
- e) Ataque por fungos de podridão
- f) Infestação por insetos
- g) Deterioração de elementos sujeitos a abrasão

No que respeita as ligações:

- a) Rutura ou escorregamento das ligações
- b) Aperto de parafusos e ajustamento de outros elementos da ligação
- c) Corrosão de ligadores
- d) Corrosão de elementos metálicos

E ainda:

- a) Falha de pintura para proteção superficial

É aconselhável que estas inspeções sejam realizadas com uma periodicidade de uma vez por ano.

9

CUSTOS

Os custos finais de uma obra ou de um projeto são sempre um fator preponderante e decisivo para o dono de obra. Daí haver sempre um grande esforço por parte do projetista em reduzi-los ao mínimo possível, nunca descorando a segurança da estrutura.

Aqui não se pretende um orçamento detalhado de custos finais, pois isso teria que incluir outros campos que não foram desenvolvidos ao longo da dissertação, como o caso de: terraplanagens, custo de bancadas, divisórias, materiais de cobertura, custo do piso, etc. Será então feita apenas uma análise de custos exclusivamente referente aos elementos em madeira e às ligações.

A maneira mais simples e mais comum de se efetuar um orçamento é através da multiplicação do custo unitário do material pela quantidade total utilizada. Para tal, o primeiro passo a ser dado prende-se com a realização das medições de madeira a utilizar para concretização da obra.

9.1. MEDIÇÕES

Medições da quantidade de madeira lamelada colada (Tabela 31).

Tabela. 31 – Quantidades de MLC

Medições					
Madeira Lamelada Colada		Altura (m)	Base (m)	Comprimento (m)	Quantidade
	Arcos	1.5	0.2	64.2	13
	Vigas	0.3	0.2	4.8	240
					319.5

Quantidades de aço usada em cada uma das ligações.

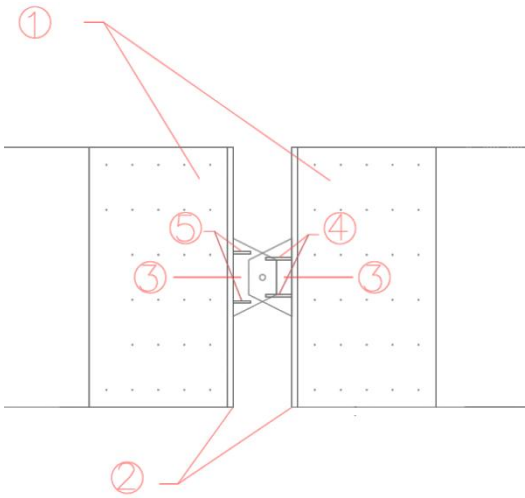


Fig. 96– Numeração das chapas de ligação
(caso 1)

Tabela. 32 – Quantidades de aço na ligação a
meio vão

Elemento	m^3 de aço	Quant.	Total
1	0.0035	4	0.014
2	0.0096	4	0.0384
3	0.001776	2	0.00355
	0.003552	1	0.003552
4	0.0001215	4	0.000486
5	0.0000945	4	0.000378
Total	-	-	0.0604

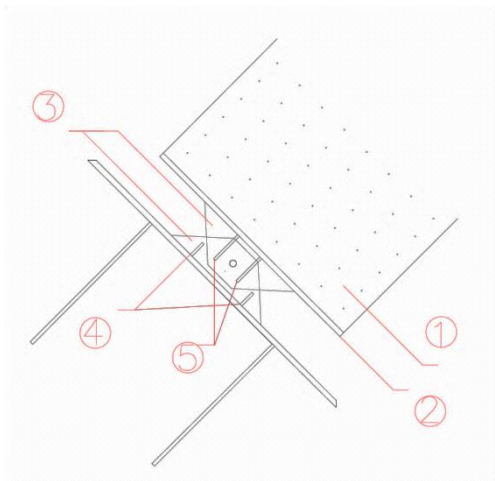


Fig.97– Numeração das chapas de ligação
(caso 2)

Tabela. 33 – Quantidades de aço na ligação de
apoio

Elemento	m^3 de aço	Quant.	Total
1	0.0035	2	0.007
2	0.0096	1	0.0096
3	0.001776	2	0.00355
	0.003552	1	0.003552
4	0.0001215	4	0.000486
5	0.0000945	4	0.000378
Total			0.025

Por fim, os elementos de ligação da viga ao arco, da marca *SIMPSON*, são standard, não fazendo assim sentido quantificar o volume de aço, pois há preços estabelecidos para cada unidade (Fig 98). Assim sendo, dados fornecidos pela empresa *JULAR* apresentam um custo unitário de cerca de 5 € por unidade (4,90 €).

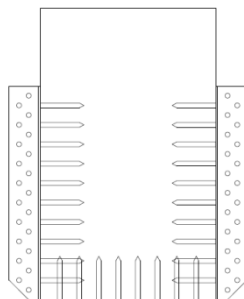


Fig. 98– Vista frontal de cachorro SIMPSON

Tabela. 34 – Quantidades totais de aço

Ligações						
Tipo Ligação	Quantidade	m^3 de aço	Parafusos			
			Φ7	Φ5	M30	M36
Meio Vão	13	0.7852	234	-	13	-
Apoio	26	0.65	312	-	-	26
Viga-arco	480	-	-	34080	-	-
Total	519	1.43	546	34080	13	26

9.2. CUSTOS FINAIS

Após a execução de todas as medições de parafusos necessários e quantidades finais de aço e madeira, pode-se agora estimar o custo final da cobertura multiplicando as quantidades pelos seus preços unitários.

Os custos unitários dos materiais nunca são fixos. Estes estão sempre a oscilar tal como acontece com o petróleo, pois os valores de extração, transporte e a procura destes variam constantemente, daí que o custo final também oscile.

A tabela 35 tem uma estimativa dos valores unitários máximos e mínimos para cada um dos materiais.

Tabela. 35 – Custos Finais

Estruturas em madeira						
Recurso	Características	Quantidade m^3 /Unit.	Custos unitários		Total (€)	
			Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Madeira	GL 28	319.5	775 €/m ³		247612	
Parafusos	Φ5 (40 mm)	34080	19.26 €/200 Uni.		3293	
	Φ7 (193 mm)	546	214 €/100 Uni.		1284	
	M30 (80 mm)	13	12 € Uni.		162.5	
	M36 (80 mm)	26	20.5 € Uni.		533	
Ligações SIMPSON	200*220	480	4.90 € Uni.		2352	
Aço	S235	1.43	850 €/m ³	1330 €/m ³	1219	1901
					256455.5	257137.5

A estimativa final de custos com o material para realização da cobertura oscila entre os 256.455.50€ e os 257.137.50€. A este valor deverá ser acrescido os custos com mão de obra, transporte, bem como os custos referentes ao resto dos materiais a empregar.

Os valores de referência para os parafusos, foram fornecidos por empresas especializadas na área, como é o caso da *SFS Intec* e a *Sorep*.

Tendo a obra uma área de implantação de 3270 m² o custo da obra situa-se nos 78.5€ /m²

10

CONCLUSÃO

A realização deste projeto em arcos de madeira lamelada colada, demonstrou ser uma ótima solução, não só pelo aspeto estético, mas também por fugir um pouco às típicas estruturas de madeira em formato de treliça. O vão que era necessário vencer, 54.5 metros, foi também um fator preponderante na decisão do material e da tipologia estrutural adotada.

A madeira apresenta uma elevada resistência a todos os esforços, mesmo sendo, ao contrário do típico aço e betão, um material extraído da natureza, sofrendo posteriormente, poucas modificações. Ficou também demonstrado uma enorme versatilidade no uso dos lamelados colados exibindo-se os diferentes usos que podem ser dados a estes. É também uma característica interessante dos lamelados colados, e ao contrário do que se possa pensar, a sua resistência ao fogo, que é bastante elevada, sendo isso fruto das colas sintéticas que são usadas na sua fabricação

Focando-nos na parte de projeto, mais concretamente nas ações a aplicar à estrutura, tais como, a neve e o vento, que obrigaram à realização de vastos cálculos sempre condicionadas pelas variantes da localização, tendo resultando sempre em ações assimétricas. Para a escolha dos materiais da cobertura foi necessário consultar e pesquisar projetos do mesmo tipo realizados na Polónia, para conhecer as necessidades da estrutura e quais os materiais que as satisfazem. Definidos os materiais que compõem a cobertura foi indispensável a consulta de catálogos de fabricantes para recolha dos dados técnicos dos mesmos, tais como massa volúmica e resistências.

O dimensionamento dos elementos constituintes da estrutura foi dividido em duas partes: vigas e arcos. Ambos os elementos foram estudados isoladamente sendo adotado para cada um deles as condições de apoio mais apropriadas. O dimensionamento das vigas foi trabalhoso, pois todas as vigas representaram um caso diferente. Isto porque, tanto a orientação das vigas como as ações sofriam alterações à medida que percorríamos o arco, obrigando assim, a uma verificação viga a viga. Dos 13 arcos que constituem a estrutura, apenas 1 foi analisado, pelo motivo de todos eles serem solicitados pelas mesmas ações à exceção do primeiro e do último. Para o estudo do arco, foram usados 42 casos de carga, representativo das várias situações a que este poderia estar sujeito.

Após a etapa de obtenção dos esforços para as vigas e arcos, passou-se para a verificação destes a todos os fenómenos considerados relevantes, como é o caso da flexão desviada, flexão composta, corte, encurvadura e encurvadura lateral. Todos estes fenómenos foram verificados com base no Eurocódigo 5. A verificação para estado limite de serviço foi feito após as verificações para estado limite último sendo posteriormente comparados os deslocamentos obtidos com os valores limite.

O cálculo de estruturas em madeira, é na verdade muito semelhante ao cálculo de estruturas metálicas, sendo que, ambos tipos de material, estão ou podem vir a ser atuados pelos mesmos fenómenos.

Após todas as verificações para estado limite último e estado limite de serviço, concluímos que as secções dadas para arcos e vigas no pré-dimensionamento satisfazem as necessidades da estrutura. Aqui será importante esclarecer um ponto, trata-se do uso do arco com uma dimensão em altura de 1,5 metros, já que, como foi demonstrado no capítulo 6, o arco resistiria caso a dimensão deste fosse inferior. Por questões estéticas, arquitetónicas e estruturais, aconselha-se a que os arcos em madeira devam obedecer a um rácio entre o desenvolvimento deste e a altura da sua secção, daí terem sido mantidas as dimensões do pré-dimensionamento.

Foi adotada também uma solução interessante para as fundações, que passou pela colocação de um tirante a unir as duas sapatas. Isto permitiu anular as forças horizontais que seriam transmitidas ao solo. Foi também feito um ajuste cuidadoso do comprimento do tirante para que as deformações deste não se traduzissem em grandes deslocamentos do apoio, impedindo assim o incremento de esforços no arco.

As ligações usadas, tanto no arco como nas vigas, têm demonstrado ser muito eficazes, embora o seu cálculo não seja propriamente simples, isto porque são materializadas através da união de chapas e conectores de aço à madeira. O facto de terem dois materiais diferentes obrigou a analisar os possíveis modos de rutura tanto por parte da madeira como por cedência do conector. Estas ligações são mais populares nos países que usam a madeira em grande escala, como é o caso dos países nórdicos e países de leste.

No capítulo 8, foi falado das necessidades de manutenção e de técnicas preventivas associadas a estruturas de madeira. Ficaram também claros 3 conceitos fundamentais para um eficaz tratamento da madeira, são eles: classe de risco, nível de tratamento e método de tratamento. Cada problema que surja na madeira, deverá ser tratado com um produto específico e com o correto modo de aplicação por uma pessoa qualificada para tal tarefa. De referir que as estruturas em madeira exigem cuidados contínuos e controlo das condições ambientais que estão sujeitas.

No último capítulo, foi estimado, e após se efetuar as medições e quantificações do material, um possível orçamento dos custos finais da cobertura, incluindo neste orçamento, os custos com a madeira, aço e parafusos. Chegou-se a um intervalo de valores que ronda os 257.000.00 €. É ainda de salientar que estes valores estão dentro do normal praticado em estruturas de grande vão de madeira lamelada colada.

Para finalizar, será importante fazer uma alusão aos programas de cálculo ROBOT, de desenho AUTOCAD, e às folhas de cálculo de EXCEL que também foram uma ajuda importantíssima para conclusão e representação do projeto, sendo que permitem poupar imenso tempo e mais importante ainda, obter resultados com uma precisão que seria impossível alcançá-la caso os cálculos fossem feitos por via de modos mais expeditos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] COSTA, A. “*Coletaneas de anatomia da madeira*” – 2001
- [2] KLOCK, U. “*Química da madeira*” – Curitiba 1995, Universidade Federal do Panamá
- [3] FARIA, A., NEGRÃO J. “*Projeto de estruturas de madeira*”, Publindustria 2009
- [4] MARTINS, T. “*Dimensionamento de estruturas em madeira*” – Dissertação de Mestrado – Outubro 2010 – Instituto Superior Técnico
- [5] SZÜCS, C., TEREZO, R., MORAES, P. “*Estruturas de Madeira*”, Florianópolis, Setembro de 2006.
- [6] PELOTAS, “*Ciência da Madeira*”, v. 01, n. 01, p. 25-40, Maio de 2011
- [7] COUTINHO, J. Materiais de construção 1 – “*Madeira*” 1999 - FEUP
- [8] Eurocódigo 5 “*Estruturas de Madeira*” – EN 1995
- [10] HENRIQUES, M. “*Sistemas estruturais em madeira lamelada colada*” - ISEL
- [12] NEUFERT, E. “*A arte de projetar em arquitetura*”, Gustavi Gilli, São Paulo, SP, 2008
- [13] Diário da República, 1.ª série — N.º 220 — 12 de Novembro de 2008
- [14] NAVES, G., CUNHA, J. “*Simulação numérica do comportamento estrutural e pré-dimensionamento de estruturas em arco e cúpula*”, Universidade Federal de Uberlândia
- [15] PRAVIA, Z. “*Pré-dimensionamento de estruturas de aço e madeira*” - 2002
- [16] Catálogo conectores SIMPSON
- [17] Eurocódigo 1 “*Ações em estruturas*” – EN 1991
- [18] VITMARK Construções, Ficha técnica – MLC
- [19] PERFITEC, Ficha técnica de painéis autoportantes ROOFTEC
- [20] PLAKAMAT, Ficha técnica de tela asfáltica
- [21] IMPERALUM, Ficha técnica lã de vidro
- [22] MARTINS, G. “*Ação do vento em estruturas*” – UFP – 8ª edição 2008
- [23] Eurocódigo 0 “*Bases de projeto de estruturas*” – EN 1990
- [24] MATOS FERNANDES, M. “*Mecânica dos solos – Introdução à Engenharia Geotécnica*”, FEUP edições - 2011
- [25] Eurocódigo 2 “*Projeto de estruturas de betão*” – EN 1992
- [26] INTEC, Catalogo conectores SFS
- [27] Eurocódigo 3 “*Projeto de estruturas de aço*” – EN 1993
- [28] CRUZ, H. “*Estruturas de madeira lamelada colada em Portugal*”, Rpee – Julho de 2007
- [29] SILVA, J. “*Especificação de tratamento de preservação para elementos de madeira*”, Dissertação de Mestrado – Fevereiro de 2008
- [9]<file:///D:/Desktop/Tese%20Mestrado/Bases%20de%20calculo/Material%20a%20usar/madeira-lamelada-colada-mlc.html> (março de 2012)
- [11]<file:///D:/Desktop/Tese%20Mestrado/Bases%20de%20calculo/Material%20a%20usar/lvl-laminated-venner-lumber.html> (março de 2012)

ANEXOS

Subject COTAÇÃO

From Porto <porto@jular.pt>

To 'ec07158@fe.up.pt' <ec07158@fe.up.pt>

Date 24.07.2012 16:29

Exmº. Senhor.,

Em resposta ao seu e-mail de 20 do corrente, o qual agradecemos, passamos a informar preços para:

- Vigas Lameladas em Pinho Nórdico nas diversas secções a €: 610,00 m3 + IVA
- Cachorros Simpson para fixação das vigas: oscila entre os €: 3,00 e os €: 5,00 cada + IVA
- Protector e Velatura Osmo: latas de 0,75 l custa €: 30,00 cada lata e cobre 11 m2 com 2 demãos + IVA

Cumprimentos

Manuel Marques

Jular Madeiras

Showroom

Rua Oriental, 435 - Perafita

Porto, Portugal

+351 229 953 638

Skype: msmarques.jular

www.jular.pt

www.treehouse.pt

www.swood.pt

NOVO:

[Produtos hi-tech em madeira para reabilitação](#)



SFS Intec Sp. z o.o.
ul. Torowa 6, 61-315 Poznań
Telefon +48 61 660 49 00, Fax +48 61 660 49 10
E-mail: pl.poznan@sfsintec.biz

Cennik elementów mocujących SFS intec do konstrukcji drewnianej wykonanej ze stali węglowej z zabezpieczeniem antykorozyjnym.			
Oznaczenie łącznika	Kod SFS	Cena PLN/100 szt.	Sztuk w opak.
Sworznie samowierzące typu WS-T (połączenie drewno-stal) wykonane ze stali węglowej z zabezpieczeniem antykorozyjnym.			
WS-T-5,0 x 73	928812	356,60	100
WS-T-5,0 x 93	928804	378,50	100
WS-T-5,0 x 113	928811	399,80	100
WS-T-5,0 x 133	955418	452,30	100
WS-T-5,0 x 173	936884	562,70	100
WS-T-5,0 x 193	956886	678,40	100
WS-T-7,0 x 113	944022	627,60	100
WS-T-7,0 x 133	944024	676,60	100
WS-T-7,0 x 153	930564	736,50	100
WS-T-7,0 x 173	936880	792,90	100
WS-T-7,0 x 193	936882	881,30	100
WS-T-7,0 x 213	944064	985,50	100
WS-T-7,0 x 233	944066	1 062,80	100
Łączniki z dwoma gwintami typu WT-T (połączenie drewno-drewno) wykonane ze stali węglowej z zabezpieczeniem antykorozyjnym.			
WT-T-6,5 x 85	944019	108,40	100
WT-T-6,5 x 90	944015	140,80	100
WT-T-6,5 x 130	851110	221,40	100
WT-T-6,5 x 160	978290	277,10	100
WT-T-8,2 x 160	898494	651,50	100
WT-T-8,2 x 190	898496	712,00	100
WT-T-8,2 x 220	898498	773,70	100
WT-T-8,2 x 245	898500	849,00	100
WT-T-8,2 x 275	768349	966,00	100
WT-T-8,2 x 300	898502	1 117,20	50
WT-T-8,2 x 330	703162	1 431,70	50
Łączniki z dwoma gwintami typu mini WT-S (elewacje, podłogi) wykonane z austenitycznej stali nierdzewnej (gatunku 1.4301)			
WT-S-5X40	1013500	79,10	200
WT-S-5X60	1013270	91,60	200
- wersja zmagazynowana do współpracy z narzędziem Holz Her 3338*			
WT-S-M-5X40	1062973	98,50	1000
WT-S-M-5X60	1062974	110,60	1000
Łączniki z dwoma gwintami typu mini WT-T (elewacje, podłogi) wykonane ze stali węglowej z zabezpieczeniem antykorozyjnym.			
WT-T-4,5X40	761067	38,20	200
WT-T-4,5X60	743430	45,40	200
- wersja zmagazynowana do współpracy z narzędziem Holz Her 3338*			
WT-T-M-4,5X40	776793	49,40	1000
WT-T-M-4,5X60	759026	56,60	1000

* narzędzie Holz Her 3338 nie znajduje się w ofercie SFS Intec.

Cennik WS+WT SFS Intec, Poznań

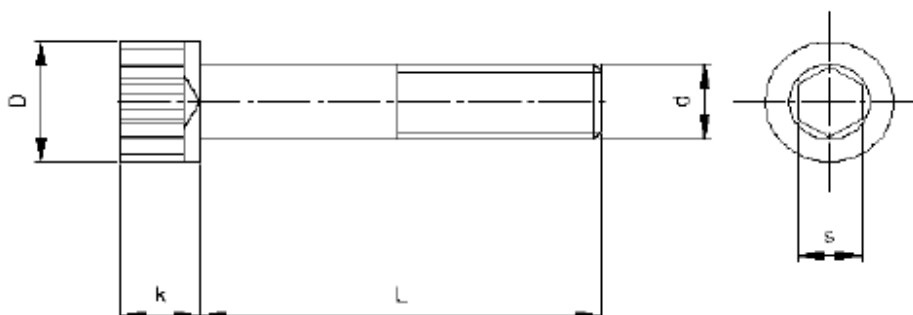
Gwarantowane ceny w PLN do średniego kursu EUR=4,10 PLN

Strona 1/2

Edycja: 01.01.10/2010-01-02



PARAFUSOS DIN 912



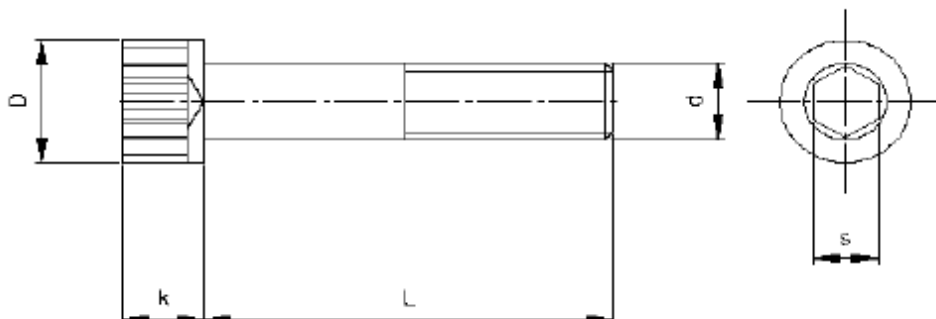
ROSCA ISO MÉTRICA Norma DIN 912

Classe de resistência 12.9 Resistência à tração 1200 N/mm²

	d													
	M3	M4	M5	M6	M8	M10	M12	M14	M16	M20	M24	M30	M36	M42
Passo	0.50	0.70	0.80	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	4.50
D	5.5	7.0	8.5	10.0	13.0	16.0	18.0	21.0	24.0	30.0	36.0	45.0	54.0	63.0
s	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0	14.0	17.0	19.0	22.0	27.0	32.0
k	3	4	5	6	8	10	12	14	16	20	24	30	36	42
6	0.07€	0.09€												
8	0.06€	0.05€	0.07€	0.08€										
10	0.05€	0.05€	0.04€	0.04€	0.10€									
12	0.05€	0.06€	0.05€	0.05€	0.10€	0.22€								
16	0.06€	0.06€	0.05€	0.05€	0.08€	0.17€	0.31€							
20	0.06€	0.06€	0.05€	0.05€	0.08€	0.14€	0.22€							
25	0.06€	0.07€	0.06€	0.06€	0.08€	0.14€	0.23€	0.73€	0.68€					
30	0.07€	0.07€	0.06€	0.06€	0.08€	0.15€	0.23€	0.75€	0.58€					
35	0.12€	0.07€	0.07€	0.07€	0.10€	0.15€	0.23€	0.78€	0.60€	1.80€				
40		0.08€	0.08€	0.07€	0.10€	0.16€	0.25€	0.83€	0.63€	1.40€				
45		0.12€	0.09€	0.08€	0.11€	0.18€	0.27€	0.88€	0.68€	1.50€				
50		0.14€	0.12€	0.10€	0.12€	0.19€	0.28€	0.90€	0.73€	1.55€	4.40€			
L	55	0.18€	0.15€	0.15€	0.15€	0.20€	0.30€	0.95€	0.75€	1.65€	4.50€			
60		0.23€	0.15€	0.16€	0.15€	0.21€	0.31€	1.00€	0.78€	1.70€	4.65€	10.50€	19.50€	
65		0.34€	0.22€	0.21€	0.20€	0.23€	0.34€	1.05€	0.88€	1.85€	4.73€			
70		0.38€	0.22€	0.21€	0.20€	0.23€	0.36€	1.10€	0.88€	1.90€	4.80€	11.25€	19.95€	
75		0.43€	0.35€	0.27€	0.27€	0.29€	0.40€	1.18€	0.93€	1.98€	5.50€			
80		1.10€	0.40€	0.27€	0.27€	0.29€	0.40€	1.23€	0.93€	2.00€	5.50€	12.00€	20.50€	
90				0.32€	0.31€	0.37€	0.43€	1.33€	0.95€	2.10€	5.60€	13.00€	21.00€	
100			0.85€	0.38€	0.38€	0.43€	0.47€	1.45€	1.00€	2.25€	5.65€	13.25€	22.00€	25.50€
110				0.83€	0.43€	0.60€	0.68€	1.58€	1.15€	2.30€	5.80€	14.00€	23.00€	26.65€
120				0.93€	0.45€	0.65€	0.80€	1.78€	1.23€	2.45€	6.00€	14.50€	24.00€	27.75€
130					0.58€	0.73€	0.88€	1.95€	1.40€	2.95€	6.25€	18.50€	24.75€	28.70€
140				2.96€	0.63€	0.83€	1.00€	2.28€	1.65€	3.10€	6.38€	19.50€	24.90€	29.25€
150				3.54€	0.68€	0.93€	1.23€	2.73€	1.73€	3.40€	6.55€	20.00€	25.15€	30.40€



PARAFUSOS DIN 912



ROSCA ISO MÉTRICA Norma DIN 912

Classe de resistência 12.9 Resistência à tração 1200 N/mm²

	d													
	M3	M4	M5	M6	M8	M10	M12	M14	M16	M20	M24	M30	M36	M42
160				3.80€	2.00€	3.10€	3.25€		3.70€	4.35€	6.80€	20.50€	25.90€	31.90€
170						3.40€	3.60€		3.75€	4.50€	7.00€	20.65€	26.50€	32.65€
180					3.60€	3.60€	3.75€		4.00€	4.83€	7.10€	21.00€	27.15€	33.40€
190							4.00€		4.25€	5.10€	7.40€	21.75€	27.75€	34.15€
200					4.75€	3.90€	4.10€		4.40€	5.25€	7.50€	22.15€	28.50€	35.65€
210							5.00€		4.90€	6.83€	13.40€			
220					5.35€	6.00€	5.50€		5.00€	7.25€	13.50€	23.25€	30.20€	37.50€
230							5.90€		5.65€	8.05€	13.90€			
240					5.65€	7.00€	6.00€		6.60€	8.10€	14.00€	23.85€	31.50€	39.40€
250							6.25€		6.90€	9.00€	14.40€			
260					5.80€	7.80€	6.50€		7.18€	9.10€	14.50€	25.15€	33.20€	41.25€
280					6.10€	8.10€	9.00€		8.40€	9.55€	15.00€	26.65€	34.50€	46.90€
300					6.55€	8.55€	9.50€		9.00€	10.00€	16.00€	27.60€	35.85€	49.90€
320						14.60€	10.65€		12.60€	19.00€	19.50€	30.40€	39.95€	52.50€
340						14.70€	10.80€		15.20€	19.90€	23.50€	31.50€	41.25€	54.40€
360						14.80€	10.90€		16.10€	20.10€	23.85€	32.25€	42.75€	56.25€
L 380						14.90€	11.00€		16.30€	20.50€	24.40€	33.60€	45.00€	60.00€
400						15.00€	11.10€		16.55€	20.85€	24.75€	34.90€	46.90€	63.75€
420							11.20€		16.75€	21.60€	28.45€	37.50€	50.55€	67.50€
440							11.30€		17.00€	21.90€	29.00€	38.30€	51.70€	71.25€
460							11.40€		17.20€	22.15€	34.95€	44.55€	52.90€	75.00€
480							11.50€		17.45€	22.45€	38.05€	45.35€	54.05€	78.75€
500							16.60€		23.60€	29.20€	38.60€	46.15€	55.20€	82.50€
520							16.70€		23.85€	29.45€	39.10€	46.95€	56.35€	86.25€
540							16.80€		24.05€	29.75€	39.65€	47.75€	57.55€	90.00€
560							16.90€		24.30€	30.00€	40.15€	48.55€	58.70€	93.75€
580							17.00€		24.50€	30.30€	40.65€	49.35€	59.85€	97.50€
600							17.10€		24.75€	30.60€	41.20€	50.15€	61.00€	101.25€

01.08.01

