

PONTE PEDONAL ESPIADA COM TABULEIRO DE MADEIRA MODULAR PRÉ-ESFORÇADO

SUSANA MARIA TRINDADE MOREIRA

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de
Barros

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ mipec@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 - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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.

À minha família e amigos

Deus quer, o homem sonha, a obra nasce.

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer em primeiro lugar ao meu Orientador, Prof. Dr. Carneiro de Barros, por todo apoio e disponibilidade prestados a nível técnico mas também pelo incentivo e preocupação manifestados em várias ocasiões.

Devo ainda agradecer o apoio prestado pelo Eng. Brás César, no que concerne ao programa SAP e análise sísmica. Assim, como ao colega de curso António Miguel por facultar apontamentos cruciais na avaliação dinâmica e também pelo seu apoio nesta caminhada que percorremos lado a lado. Agradeço, também a outros colegas pela entajada manifestada em momentos mais difíceis, principalmente ao futuro Eng. João Luna, que não me deixou desistir e sempre me incentivou a fazer melhor.

Falta, ainda, agradecer ao Eng. António Pedro Antunes pela cedência das folhas de cálculo necessárias para o estudo das fundações.

Um agradecimento especial à minha família e amigos, que me apoiaram e permitiram, que este trabalho chegasse a bom porto. Em particular aos meus pais, irmãos e restante pessoal lá de casa, que me mostraram mais uma vez o que é o apoio e dedicação às pessoas de quem gostamos.

RESUMO

O principal objectivo deste projecto consiste em abordar os passos mais importantes quando se pretende projectar uma ponte pedonal em madeira, procurando minimizar os impactos ambientais. Para isso é necessário delinear uma estratégia lógica e coerente, que permita abrir portas no sentido de simplificar o cálculo de uma estrutura complexa.

Como objectivo geral, pretende-se introduzir uma vertente de preocupação ambiental e recuperar a madeira como material viável para a construção. Objectivo plenamente alcançado, pela introdução de uma geometria curva que procura “contornar” a Natureza circundante em vez de a substituir. Também se mostra como é possível adoptar a madeira como uma solução prática e económica a nível construtivo.

A um nível mais específico, este projecto passa por várias fases até atingir um objectivo concreto, que é demonstrar a aplicabilidade das várias soluções escolhidas. As fases que descrevem o processo em causa são: construção de um tabuleiro curvo de madeira laminada pré-esforçada, quantificação das acções e verificação de segurança do tabuleiro, dimensionamento dos estais e estudo do seu comportamento, dimensionamento das torres, espias e fundações e por fim a análise dinâmica.

Introduziram-se, então, vários conceitos pouco divulgados em Portugal, principalmente no que se refere a tabuleiros laminados de madeira pré-esforçada.

PALAVRAS-CHAVE: passadiço, madeira, pré-esforço, curvatura, estais

ABSTRACT

The main objective of this project is to address the most important steps when it comes to designing a pedestrian bridge using wood, looking to minimize environmental impacts. To do so is a need for a logical and coherent strategy, which opens doors to simplify the calculation of a complex structure.

As a general objective, there's the intention of introducing some environmental concern and recovering timber as viable material for construction. This goal is fully achieved with the application of curve geometry that tries dodging surrounding Nature instead of replacing it. It's also shows the possibility of using timber as a practical and economical solution for construction.

In a more specific level, this project passes through several stages until achieving the target goal of showing the applicability of the chosen solutions. The stages that describe the studied procedure are: construction of a pre-stressed laminated curve timber deck; quantification of actions and verification of the decks safety; designing the cables and studying their behaviour; designing the towers, cables and foundations and for last, the dynamic analysis.

In this project, were used several concepts not widespread in Portugal, especially those regarding pre-stressed laminated wood decks.

KEYWORDS: footbridge, timber, pre-stress, curve, cables

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. MOTIVOS DE INTERESSE	1
1.3. OBJECTIVOS	2
1.4. HISTÓRIA DAS PONTES ESPIADAS EM MADEIRA	2
1.4.1. REALIZAÇÕES ATRAVÉS DOS TEMPOS.....	2
1.4.2. REALIZAÇÕES MAIS RECENTES	3

2. BASES DE CÁLCULO

2.1. GEOMETRIA E FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL	5
2.2. PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA	6
2.3. ACÇÕES E INFLUÊNCIAS EXPERIMENTAIS SOBRE A ESTRUTURA	7
2.4. MATERIAIS	8

3. TABULEIRO

3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. DIMENSÃO DO TABULEIRO	15
3.2.1. DEFINIÇÃO DAS DIMENSÕES DO MÓDULO INICIAL	16
3.2.2. CÁLCULO DA ESPESSURA DAS LÂMINAS	19
3.3. MATERIAL	20
3.4. ACÇÕES DE CÁLCULO E COMBINAÇÕES	22
3.4.1. ACÇÕES PERMANENTES	25
3.4.1.1. Peso próprio do módulo.....	25
3.4.1.2. Peso próprio das guardas.....	25
3.4.1.3. Peso próprio dos encaixes metálicos e das cordas das guardas	28
3.4.1.4. Peso próprio dos varões de pré-esforço.....	28
3.4.2. ACÇÕES VARIÁVEIS	29

3.4.2.1. Acção da neve	29
3.4.2.2. Acção do vento	30
3.4.2.3. Acção da variação de temperatura e retracção	31
3.4.2.4. Sobrecarga (acção específica de passadiços)	31
3.4.3. COMBINAÇÕES	32
3.4.3.1. Estado Limite Último	32
3.4.3.2. Estados Limite de Serviço	33
3.5. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	33
3.5.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO	34
3.5.2. ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO	37
3.6. LIGAÇÃO DOS MÓDULOS	40
 4. ESTUDO DO MÓDULO	 49
4.1. INTRODUÇÃO	49
4.2. DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE DEFORMAÇÃO	49
4.3. PRÉ-ESFORÇO	53
4.4. EXECUÇÃO DO MÓDULO CURVO	56
4.5. MODELAÇÃO NO SAP	59
4.6. FLECHA MÁXIMA	63
 5. ESTAIS	 65
5.1. INTRODUÇÃO	65
5.2. MATERIAL	65
5.3. CONSIDERAÇÕES PARA A ANÁLISE ESTATICA	66
5.4. DISTRIBUIÇÃO	67
5.5. CÁLCULO DOS ESFORÇOS	69
5.5.1. OPÇÃO 1	69
5.5.2. OPÇÃO 2	76
 6. TORRE E ESPIAS	 85
6.1 INTRODUÇÃO	85
6.2. GEOMETRIA	85
6.2.1. OPÇÃO 1	85

6.2.2. OPÇÃO 2	88
6.3. MATERIAL	88
6.3.1. MADEIRA DE EUCALIPTO	88
6.3.2. AÇO	89
6.4. MODELAÇÃO NO SAP	89
6.4.1. OPÇÃO 1	90
6.4.2. OPÇÃO 2	111

7. FUNDAÇÕES	115
7.1. INTRODUÇÃO	115
7.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS	115
7.3. DIMENSIONAMENTO	118

8. ANÁLISE DINÂMICA	123
8.1. INTRODUÇÃO	123
8.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DO EC8	123
8.3. ESPECTRO DE RESPOSTA PARA ESTE CASO	129
8.4. MODELAÇÃO NO SAP	131
8.4.1. ANÁLISE SÍSMICA	133
8.4.2. ANÁLISE MODAL	148
8.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	161

9. CONCLUSÕES E SUGESTÕES	171
9.1. ANÁLISE ESTÁTICA	171
9.2. ANÁLISE DINÂMICA	172
9.3. SUGESTÕES	172

ANEXO A1 – LOCALIZAÇÃO

ANEXO A2 – DESENHOS DE PROJECTO

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Pontes de Gudöbroleden e Järna na Suécia	3
Fig.1.2 – Ponte do aeroporto de Hiroshima e Bird Sanctuary Bridge.....	3
Fig.1.3 – Passadiço em Vallorbe	4
Fig.1.4 – Ponte pedonal sobre o rio Reno em Genebra	4
Fig.2.1 – Modelo 3D da ponte	5
Fig.2.2 - Faseamento do cálculo	6
Fig.2.3 - Secção transversal do tronco	8
Fig.2.4 - Ensaio de viga de madeira à flexão	11
Fig.2.5 - Diagrama de tensões/deformações à tracção e à compressão	11
Fig.2.6 - Diagramas de tensões numa barra sujeita a uma carga distribuída.....	12
Fig.3.1 - Tabuleiro em planta.....	15
Fig.3.2 - Secção transversal do tabuleiro.....	16
Fig.3.3 - Características dos arcos do tabuleiro	17
Fig.3.4 - Diferença nas extremidades devido à rotação	18
Fig.3.5 - Características do módulo	19
Fig.3.6 - Eixos principais de uma peça	21
Fig.3.7 - Distribuição de prumos.....	25
Fig.3.8 - Esquema do encastramento do prumo	26
Fig.3.9 - Alçado guarda côncava	27
Fig.3.10 - Alçado guarda convexa	27
Fig.3.11 - Factor de força do sistema aplicar a tabuleiros laminados	34
Fig.3.12 - Esquema representativo das flechas	37
Fig.3.13 - Tabuleiro em planta.....	38
Fig.3.14 - Tabuleiro em alçado	39
Fig.3.15 - Vista em 3D.....	39
Fig.3.16 - Varão de ligação entre módulos	44
Fig.3.17 - Secção escolhida	44
Fig.3.18 - Diagrama de esforço transversal	46
Fig.3.19 - Diagrama de momentos	46
Fig.3.20 - Ligação metálica	47
Fig.4.1 - Secção do módulo que contém um varão de pré-esforço.....	53

Fig.4.2 - Chapa articulada	56
Fig.4.3 - Faseamento na execução do módulo	58
Fig.4.4 - Força de deformação	59
Fig.4.5 - Deformada provocada por F	60
Fig.4.6 - Posicionamento dos cabos de pré-esforço	61
Fig.4.7 - Deformada provocada pelo pré-esforço.....	62
Fig.5.1 - Numeração em planta das extremidades das barras	67
Fig.5.2 - Vistas do corredor de segurança	68
Fig.5.3 - Vistas da distribuição dos estais referentes à opção 1	68
Fig.5.4 - Vistas da distribuição dos estais referentes à opção 2.....	69
Fig.5.5 - Sistema de eixos radial e tangencial.....	73
Fig.6.1 - Localização das torres e das espias em relação ao tabuleiro.....	86
Fig.6.2 - Modelo 3D da torre e espias.....	90
Fig.6.3 - Numeração de pontos (joints) e barras (frames)	91
Fig.6.4 - Esforços axiais e reacções (da esquerda para a direita)	92
Fig.6.5 - Representação do esforço transversal nas duas direcções (y e z, da esquerda para a direita)	100
Fig.6.6 - Representação do momento flector nas duas direcções (y e z, da esquerda para a direita)	100
Fig.6.7 - Numeração da torre metálica e espias.....	101
Fig.6.8 - Limites a cumprir na verificação	102
Fig.6.9 - Atribuição das secções	103
Fig.6.10 - Esforço transversal em z e y respectivamente.....	105
Fig.6.11 - Momento flector em z e y respectivamente	106
Fig.6.12 - Modelo 3D da torre e espias.....	111
Fig.6.13 - Numeração das barras e pontos.....	112
Fig.7.1 - Diagramas de impulsos laterais e de base sobre o bloco de ancoragem.....	116
Fig.8.1 - Perigosidade sísmica	125
Fig.8.2 - Zonamento: sísmico afastado (interplacas), à esquerda e sísmo próximo (intraplacas), à direita	126
Fig.8.3 - Espectro de resposta elástico.....	128
Fig.8.4 - Espectro de resposta	129
Fig.8.5 - Perspectiva do modelo 3D	132
Fig.8.6 - Vista de um dos apoios	133

Fig.8.7 - Deslocamentos na direcção do eixo dos xx	134
Fig.8.8 - Deslocamentos na direcção do eixo dos yy	135
Fig.8.9 - Deslocamentos na direcção do eixo dos zz	136
Fig.8.10 - Deformada resultante	137
Fig.8.11 - Deformada resultante	138
Fig.8.12 - Deformada na direcção do eixo dos xx	141
Fig.8.13 - Deformada na direcção do eixo dos yy	142
Fig.8.14 - Deformada na direcção do eixo dos zz	143
Fig.8.15 - Deformada resultante	144
Fig.8.16 - Deformada resultante	145
Fig.8.17 - Deformada do 1º modo.....	149
Fig.8.18 - Deformada do 1º modo.....	150
Fig.8.19 - Deformada do 2º modo.....	151
Fig.8.20 - Deformada do 2º modo.....	152
Fig.8.21 - Deformada do 3º modo.....	153
Fig.8.22 - Deformada do 3º modo.....	154
Fig.8.23 - Deformada do 1º modo.....	155
Fig.8.24 - Deformada do 1º modo.....	156
Fig.8.25 - Deformada do 2º modo.....	157
Fig.8.26 - Deformada do 2º modo.....	158
Fig.8.27 - Deformada do 3º modo.....	159
Fig.8.28 - Deformada do 3º modo.....	160
Fig.9.1 - Modelo 3D final	171

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1 – Classes de Resistência da Madeira das Resinosas, EN 338	13
Quadro 2.2 – Classes de Resistência da Madeira das Folhosas, EN 338	13
Quadro 3.1 – Classes Duração-Carga.....	21
Quadro 3.2 - Propriedades do sistema para tabuleiros laminados	23
Quadro 3.3 - Duração das acções.....	24
Quadro 3.4 - Dimensões do módulo.....	24
Quadro 3.5 - Peso próprio do módulo.....	25
Quadro 3.6 - Peso próprio das guardas.....	28
Quadro 3.7 - Peso próprio dos varões de pré-esforço	29
Quadro 3.8 - Valores característicos das acções.....	31
Quadro 3.9 - Valores característicos das acções relativamente ao eixo médio	32
Quadro 3.10 - Combinações	32
Quadro 3.11 - Combinações	33
Quadro 3.12 - Características do material e das acções.....	33
Quadro 3.13 - Características da secção.....	33
Quadro 3.14 - Constantes de cálculo	33
Quadro 3.15 - Valores dos Esforços.....	35
Quadro 3.16 - Valores das tensões actuates	35
Quadro 3.17 - Valores das tensões resistentes	35
Quadro 3.18 - Flechas limite	37
Quadro 3.19 - Intervalos das flechas limite.....	38
Quadro 3.20 - Dimensões UAP	40
Quadro 3.21 - Acções no perfil.....	40
Quadro 3.22 - Esforços.....	40
Quadro 3.23 - forças de corte e as características da secção de corte	40
Quadro 3.24 - Cálculo do esforço transversal.....	41
Quadro 3.25 - Verificação da tensão tangencial	41
Quadro 3.26 - Cálculo da tensão normal	41
Quadro 3.27 - Verificação da consola.....	42
Quadro 3.28 - Acções verticais	43
Quadro 3.29 - Acções tangenciais e radiais resultantes dos estais	43
Quadro 3.30 - Esforços no varão.....	45

Quadro 3.31 - Dimensões das cantoneiras.....	47
Quadro 4.1 - Coordenadas e comprimentos de cada lâmina.....	50
Quadro 4.2 - Forças necessárias para deformar cada lâmina.....	52
Quadro 4.3 - Valores de cálculo para os coeficientes de fricção μd	54
Quadro 4.4 - Valores iniciais e finais de pré-esforço.....	55
Quadro 4.5 – Deslocamentos provocados pelo pré-esforço.....	62
Quadro 5.1 - Coordenadas dos pontos de amarração dos estais à torre.....	69
Quadro 5.2 - Coordenadas das extremidades dos perfis.....	70
Quadro 5.3 - Coordenadas dos versores e comprimentos dos estais.....	70
Quadro 5.4 - Ângulos que os estais fazem com a vertical e a horizontal.....	71
Quadro 5.5 - Valores do esforço axial nos estais.....	72
Quadro 5.6 - Acções nos estais.....	72
Quadro 5.7 – Esforços nos estais segundo as suas componentes.....	73
Quadro 5.8 - Coordenadas dos vectores radiais.....	74
Quadro 5.9 - Coordenadas dos versores radiais.....	74
Quadro 5.10 - Coordenadas dos versores tangenciais.....	75
Quadro 5.11 - Esforços nos estais em ambos os sistemas.....	75
Quadro 5.12 - Coordenadas dos pontos de amarração dos estais à torre.....	76
Quadro 5.13 - Coordenadas das extremidades dos perfis.....	76
Quadro 5.14 - Coordenadas dos versores e comprimentos dos estais.....	77
Quadro 5.15 - Ângulos que os estais fazem com a vertical e a horizontal.....	77
Quadro 5.16 - Valores do esforço axial nos estais.....	78
Quadro 5.17 - Acções nos estais.....	79
Quadro 5.18 - Esforços nos estais ímpares segundo as suas componentes.....	79
Quadro 5.19 - Esforços nos estais pares segundo as suas componentes.....	80
Quadro 5.20 - Factores de Segurança.....	80
Quadro 5.21 - Coordenadas dos vectores radiais.....	81
Quadro 5.22 - Coordenadas dos versores radiais.....	81
Quadro 5.23 - Coordenadas dos versores tangenciais.....	82
Quadro 5.24 - Esforços nos estais em ambos os sistemas.....	82
Quadro 6.1 - Dimensões da torre.....	86
Quadro 6.2 - Dimensões da torre.....	87
Quadro 6.3 - Dimensões da torre.....	88

Quadro 6.4 - Reacções nos apoios	91
Quadro 6.5 - Esforço axial nas espias	92
Quadro 6.6 - Verificação das tensões.....	93
Quadro 6.7 - Esforços no elemento horizontal da torre	93
Quadro 6.8 - Verificação de tensões no elemento horizontal	94
Quadro 6.9 - Esforços na torre principal	96
Quadro 6.10 - Verificação das tensões na torre principal	97
Quadro 6.11 - Esforços nas escoras	98
Quadro 6.12 - Verificações nas escoras	99
Quadro 6.13 - Reacções nos apoios	105
Quadro 6.14 - Esforços nas escoras	106
Quadro 6.15 - Deslocamentos dos pontos da estrutura	109
Quadro 6.16 - Reacções nos apoios	112
Quadro 6.17 - Esforços na torre e espias	113
Quadro 6.18 - Verificação das secções	114
Quadro 7.1 - Tipos de solo	117
Quadro 7.2 - Acções no bloco	118
Quadro 7.3 - Tipos de solo escolhidos para o cálculo	118
Quadro 7.4 - Dimensões da sapata	119
Quadro 7.5 - Verificação ao derrubamento	119
Quadro 7.6 - Cálculo de armaduras	119
Quadro 7.7 - Dimensões da sapata	119
Quadro 7.8 - Verificação ao derrubamento	120
Quadro 7.9 - Cálculo de armaduras	120
Quadro 7.10 - Dimensões da sapata	120
Quadro 7.11 - Verificação ao derrubamento	120
Quadro 7.12 - Cálculo de armaduras	121
Quadro 7.13 - Dimensões da sapata	121
Quadro 7.14 - Verificação ao derrubamento	121
Quadro 7.15 - Cálculo de armaduras	121
Quadro 8.1 - Valores da aceleração máxima.....	124
Quadro 8.2 - Classes de tipos de solo.....	125
Quadro 8.3 - Classes de importância de edifícios.....	127

Quadro 8.4 - Parâmetros definidores do espectro.....	129
Quadro 8.5 - Valores resultantes das condições anteriores	129
Quadro 8.6 - Valores do espectro de resposta.....	130
Quadro 8.6 – Deslocamentos de pontos caracterizadores da estrutura.....	139
Quadro 8.7 - Deslocamentos de pontos caracterizadores da estrutura	146
Quadro 8.8 – Reacções nos apoios do modelo da ponte em elementos “frame”	161
Quadro 8.9 - Acelerações do primeiro modelo.....	162
Quadro 8.10 - Acelerações do segundo modelo	166

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABREVIATURAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

ASCE - American Society of Civil Engineers

FPL - Forest Products Laboratory

ISO - International Organization for Standard

OHBDC - Ontário Highway Bridge Design Code

USDA - United States Department of Agriculture

RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

PSF – Ponto de Saturação das Fibras

HR – Humidade Relativa

EN – Normativa Europeia

EC3 – Eurocódigo 3

EC5 – Eurocódigo 5

EC8 – Eurocódigo 8

SÍMBOLOS

$f_{m,k}$ - resistência característica à flexão (MPa)

f_t - resistência característica à tracção

δ – deslocamento

l - comprimento longitudinal

E – módulo de elasticidade

b - largura da lâmina

kN – quilo-newton

MPa – megapascals

k_{mod} - factor de modificação que considera a duração da carga e a humidade

X_k - valor característico de uma propriedade resistente

γ_m - factor parcial para a propriedade do material

E_{mean} - módulo elástico médio para a madeira

k_{def} - factor de modificação da elasticidade que considera a duração da carga e a humidade

ψ_2 - factor para a combinação quase-permanente

S_k - valor da carga distribuída da acção da neve no plano horizontal

μ - coeficiente que depende da forma da superfície sobre a qual se deposita a neve

S_{ok} - valor da carga distribuída da acção da neve no plano horizontal, ao nível do solo

A_1 - área efectiva

μ - coeficiente que depende da forma da superfície sobre a qual se deposita a neve

h - altitude do local expressa em metros, arredondada às centenas

F - força global

δ_f - coeficiente de força

λ - índice de cheios

A_2 - área limitada pela projecção

γ - coeficiente de segurança

K_{sys} - factor de força do sistema

$\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ - tensões actuantes segundo as direcções principais

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ - tensões de cálculo

W_t - módulo de torção

$T_{tor,d}$ - tensão torsional actuante

k_{shape} - factor dependente da forma da secção

k_{crit} - factor redutor da tenção resistente

$\lambda_{rel,m}$ - coeficiente de esbelteza

$\sigma_{m,crit}$ - tensão crítica de flexão

l_{ef} - comprimento efectivo entre apoios

$E_{0,05}$ - módulo de elasticidade correspondente ao quinto percentil

m - valor à razão entre o comprimento efectivo do vão e a sua grandeza real

u_0 - contra-flecha

u_{inst} - flecha instantânea

u_{creep} - flecha devido à fluência

u_{fin} - flecha final

$u_{net,fin}$ - flecha final do conjunto

I - momento de inércia

L_i - comprimento de cada lâmina

$k_{c,90}$ - factor que tem em conta a configuração da carga, a possibilidade de divisão e o grau de deformação

$f_{c,90,k}$ - tensão característica

$F_{v,ed}$ - força de cálculo de corte por unidade de comprimento, devido às acções verticais e horizontais

μ_d - coeficiente de cálculo da fricção

$\sigma_{p,min}$ - tensão mínima residual a longo prazo causada pelo pré-esforço

h - altura do módulo

$\sigma_{c,90,d}$ - tensão actuante na área de contacto perpendicular às fibras

$f_{c,90,d}$ - tensão de cálculo perpendicular às fibras

$p_{o,k}$ - força de pré-esforço característica do aço

$p_{o,s}$ - força de pré-esforço inicial actuante no varão

γ_s - coeficiente de segurança estipulado para as armaduras

E_t - módulo de elasticidade tangente

ψ - ângulo que N_x faz com N_y

δ - ângulo que N_{xy} faz com o eixo radial

INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO

A madeira desde sempre fez parte do quotidiano do Homem, contribuindo para o seu crescimento e melhoramento das condições de vida. Esta matéria-prima constitui uma das bases fundamentais do desenvolvimento actual, tendo raízes em várias áreas desde a construção até aos transportes.

O mundo moderno mais preocupado com o rápido crescimento económico esqueceu o aproveitamento equilibrado dos recursos naturais, dando lugar ao surgimento de problemas ambientais muito graves. Para atenuar estes impactos ambientais, cresce a necessidade de encontrar soluções sustentadas que respondam às necessidades, cada vez mais exigentes, de uma sociedade em desenvolvimento. A madeira como recurso natural renovável enquadra-se nestas novas exigências e permite, assim, um reencontro com a natureza.

1.2. MOTIVOS DE INTERESSE

Este tema destaca-se primeiro que tudo pela sua originalidade, dado que a ponte pedonal em estudo é constituída por módulos de madeira laminada pré-esforçada o que implica o desaparecimento das longarinas e das travessas. Este método não está ainda muito difundido no nosso país, servindo, assim, para clarificar e mostrar a viabilidade da sua aplicação.

A utilização dos módulos anteriormente referidos potencia vários aspectos relevantes e de interesse para este tema, como por exemplo o facto de não estarmos perante um tabuleiro de eixo rectilíneo mas sim, um tabuleiro constituído por dois arcos nivelados. Esta ponte pedonal é apenas um exemplo das inúmeras aplicações possíveis deste método construtivo. Perante o grande crescimento da malha urbana e a necessidade de incorporar elementos da Natureza nesta, a utilização destes módulos curvos de madeira surge, assim, como resposta para “contornar” estes obstáculos. Para além desta aplicação, surge ainda a possibilidade de utilização no interior de estruturas de grande amplitude.

O carácter de pré-fabricação associado aos módulos e aos outros elementos constituintes do passadiço traz ao processo construtivo muitas vantagens tais como:

- Acréscimo de qualidade;
- Economia de mão-de-obra, materiais e tempo;
- Adequação a locais de pouca acessibilidade;
- Dispensa de estaleiro global.

Este tema pretende, então, resgatar a madeira e trazê-la para a contemporaneidade, acrescentando-lhe valor económico, factor muito importante para a preservação de bosques e desenvolvimento da silvicultura, que deixarão de ser preteridos em relação a pastagens e terrenos agrícolas.

Apresenta-se, assim, uma ponte de forma inovadora e complexa, esteticamente agradável e com um vão grande, que se enquadra com o ambiente circundante e representa um produto ecológico, reciclável e económico.

1.3. OBJECTIVOS

Este projecto apresenta como objectivo principal um estudo particular do tabuleiro, no que concerne às suas acções (peso próprio, vento, sobrecarga e outros), procurando também estimar dimensões de outros elementos constituintes da ponte tais como: torres, espias, estais e fundações.

Pretende-se, também avaliar a interacção a nível global entre os vários elementos constituintes da ponte, tanto a nível estático como a nível dinâmico.

Um objectivo não menos importante, abrange a utilização da madeira como material primordial na constituição do tabuleiro, introduzindo o conceito de madeira laminada pré-esforçada como modo de agregação do sistema.

1.4. HISTÓRIA DAS PONTES ESPIADAS EM MADEIRA

1.4.1. REALIZAÇÕES ATRAVÉS DOS TEMPOS

A ponte estaiada pedonal define-se como aquela cujo tabuleiro se pode apoiar em torres, nas suas extremidades, ou através de estais (cabos) que irradiam a partir das torres de forma rectilínea em direcção ao tabuleiro.

Desde o Antigo Egipto encontramos a ideia de estais presente nas embarcações usadas, mas é apenas no século XX que se constrói a primeira ponte estaiada moderna, mais precisamente em Strömsund na Suécia, projectada por Franz Dischinger. Atribui-se este atraso ao artigo publicado por Navier (tinha grande influência na comunidade científica da época) em 1823, *Memoir on suspension Bridges*, que condena as pontes estaiadas por 3 razões: cientificamente, porque na época, várias destas pontes colapsaram em Inglaterra; socialmente, devido aos custos quando comparada com as pontes pênséis; e simbolicamente porque do ponto de vista estético não são tão bonitas como as pênséis.

Dischinger inspira-se no aparecimento do betão pré-esforçado e explica o insucesso das pontes anteriores, devido à utilização de barras de aço de baixa resistência sem pré-esforço, e propõe a utilização de varões de aço de alta resistência. Na nova era das pontes estaiadas, foi importante também a proposta de Finsterwalder, em 1967, segundo a qual todos os elementos estruturais deviam trabalhar como um só, minimizando as transferências de esforços e proporcionando a continuidade do tabuleiro sobre os apoios.

Podemos classificar as pontes estaiadas modernas em três gerações, segundo Mathivat apud Almeida (1990): a primeira geração, caracteriza-se pela introdução de esforços nos cabos de sustentação do tabuleiro; a segunda geração, caracteriza-se pelo sistema multi-cabos, no qual diminui o espaço entre cabos, o que implica diminuição dos esforços nos estais e das suas secções transversais e há uma simplificação no sistema de ancoragem e a possibilidade de utilizar o sistema de balanços sucessivos para construir. Na terceira geração de pontes, os tabuleiros deixam de se apoiar rigidamente nas torres e começam a crescer os vãos de maneira importante.

1.4.2. REALIZAÇÕES MAIS RECENTES

Os grandes construtores deste tipo de pontes actualmente são: o Japão, os E.U.A e a China. Estas pontes são: de aço, de betão armado pré-esforçado ou mistas.

A partir da década de 60, com a crescente urbanização, observou-se que o sistema estaiado se podia aplicar na construção de passadiços de madeira, permitindo vencer grandes vãos e apresentando estéticas apelativas. Na década de 80, a Europa começa a experimentar a construção de várias pontes pedonais de madeira que reúnem conceitos desenvolvidos nas pontes estaiadas e novas tecnologias desenvolvidas para estruturas em madeira. Como exemplos de pontes pedonais em madeira apresentam-se: as Pontes de Gudöbroleden e Järna, na Suécia.



Fig.1.1 – Pontes de Gudöbroleden e Järna na Suécia (adaptado de Pletz (2003))

No Japão temos a ponte do aeroporto de Hiroshima e a denominada Bird Sanctuary Bridge, vencedoras de concursos internacionais de pontes de madeira.



Fig.1.2 – Ponte do aeroporto de Hiroshima e Bird Sanctuary Bridge (adaptado de Pletz (2003))

Na Suíça encontram-se também várias pontes de madeira, como, o passadiço em Vallorbe e a ponte pedonal sobre o rio Rhone em Genebra.



Fig.1.3 – Passadiço em Vallorbe (adaptado de Pletz (2003))



Fig.1.4 – Ponte pedonal sobre o rio Reno em Genebra (adaptado de Pletz (2003))

2

BASES DE CÁLCULO

2.1. GEOMETRIA E FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL

Antes de partirmos para o método de abordagem utilizado, convém referir um conjunto de condicionantes que foram colocadas ‘a priori’ e que serviram de fios condutores para o desenvolvimento deste projecto.

Entre as grandes condicionantes destacam-se a geometria, o material e o modo de ligação das lâminas do tabuleiro. A ponte pretendida é espiada, curva em planta e deve vencer um vão de 60 m. O material do tabuleiro a ser utilizado é a madeira e o pré-esforço é o modo de ligação entre as lâminas pretendido.

Como primeira aproximação ao modelo arquitectónico, que respeitasse todas as condicionantes surgiu a seguinte proposta:

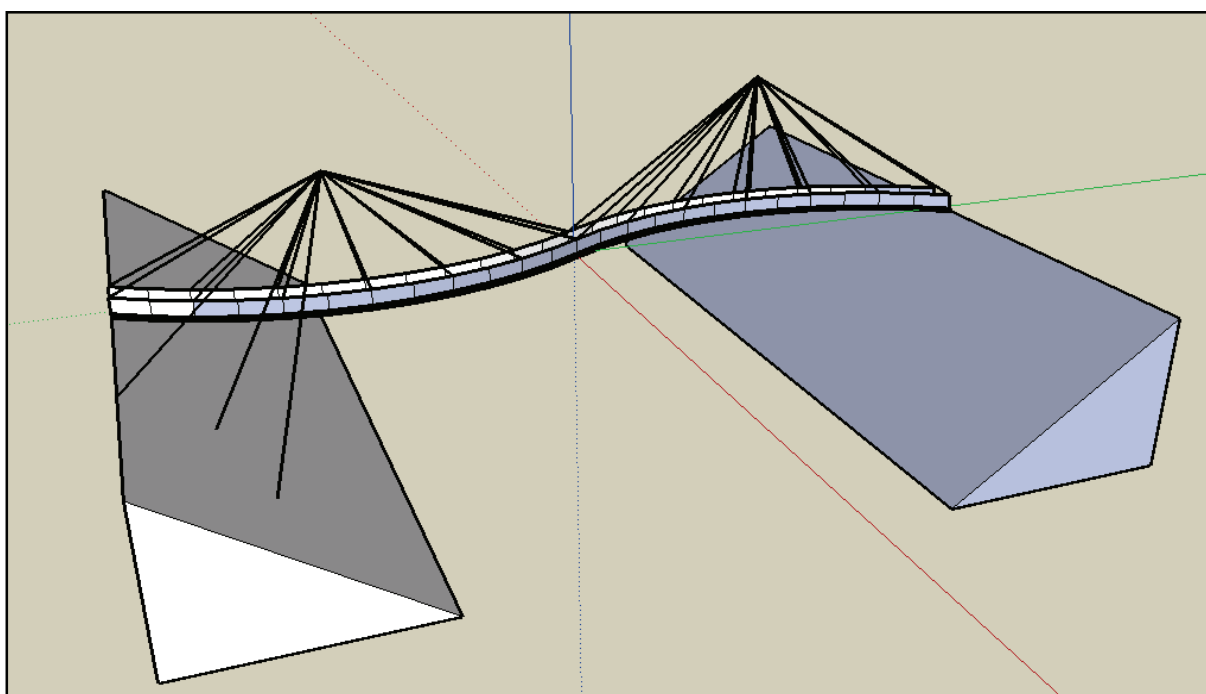


Fig.2.1 – Modelo 3D da ponte

Para definir o sistema estrutural da ponte é necessário inicialmente realizar uma análise a cada subsistema seguindo uma ordem de funcionamento e depois percorrer o caminho inverso para eventuais ajustes.

A ponte pode ser dividida em subsistemas fundamentais: o tabuleiro (dividido em módulos), os estais, a torre, as espias e as fundações. A seguinte lógica de dimensionamento e verificações de segurança foi adoptada:

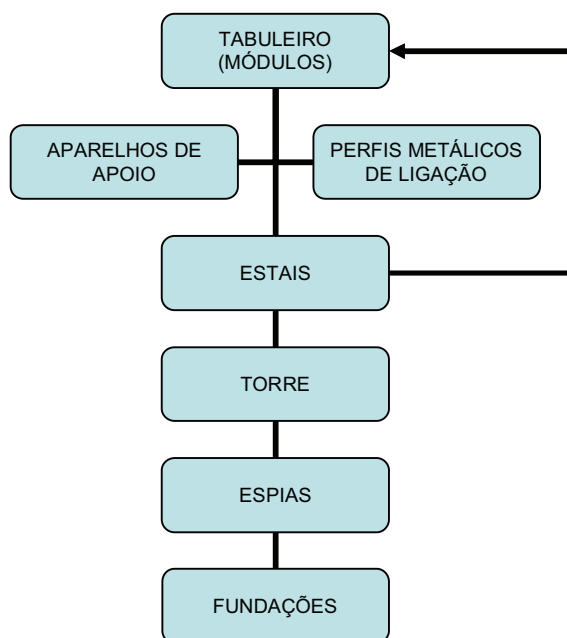


Fig.2.2 – Faseamento do cálculo

A análise da ponte passa por considerar todos os elementos tridimensionalmente, devido às várias solicitações segundo diferentes planos.

O primeiro passo é referente ao tabuleiro que é composto por dois arcos nivelados (com cordas de trinta metros) que foi dividido em módulos de dimensões iguais, constituídos por lâminas de madeira pré-esforçada, que apoiam em perfis metálicos. Para o cálculo da estrutura foi utilizado o módulo-tipo, que funciona como uma viga com apoios duplos em ambas as extremidades. Por sua vez os perfis metálicos recebem no banzo inferior cargas de dois módulos, que serão conduzidas para os estais.

Os estais esforçados apenas axialmente, assim como as espias, afluem ao topo do poste, que se encontra apoiado numa rótula universal. As espias e torres por sua vez descarregam nas fundações.

Os módulos do tabuleiro inicialmente foram apenas solicitados com as acções referidas pelo Eurocódigo 5, sendo posteriormente ao cálculo dos estais, introduzidas acções no plano do tabuleiro causadas por estes.

2.2. PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA

De forma a responder à minimização dos impactos ambientais procurou-se minimizar o número de pilares, o que nos conduziu a uma ponte simplesmente apoiada nos encontros com o terreno, sustentada por espias ligadas a duas torres, que por sua vez se encontram ligadas através de cabos às fundações.

O facto de a ponte não ter pilares intermédios, possibilita um grande vão e consequentemente um maior aproveitamento do espaço e uma maior facilidade de execução em locais pouco acessíveis. Além disto, esta estrutura foge à ideia pré concebida de que as pontes de madeira são projectadas para vencer pequenos vãos, tornando-se, assim, um sinónimo de arrojo e afirmação da madeira como material com valor estrutural.

No que respeita ao tabuleiro, este é formado por dois arcos nivelados com curvaturas opostas, composto por vários módulos de placas de madeira pré-esforçada, ligados entre si através de um perfil metálico. Isto permite a ausência de longarinas e travessas. O tipo de madeira escolhido para este elemento é o *Pinus Pinaster Ait*, comercialmente conhecido por Pinheiro Bravo, proveniente de Portugal.

Os estais são constituídos por cabos, de preferência sintéticos, que irradiam do topo de cada torre para cada arco nivelado. Devido à necessidade de os cabos não interferirem na curvatura de cada módulo, a sua ligação a estes é feita através de olhais metálicos soldados aos perfis metálicos, anteriormente mencionados.

A torre é inclinada, não interfere com o tabuleiro e o material escolhido à partida é o Eucalipto (*Eucalyptus Globulus Labill*), tipo de madeira mais resistente do que a do tabuleiro, dado que este elemento é mais solicitado, mas que se mostrará insuficiente conduzindo à necessidade de torres metálicas. A extremidade inferior da torre está apoiada numa rótula universal enquanto da superior irradiam os estais em leque que a unem ao tabuleiro.

A torre mantém a inclinação desejada, através de duas espigas constituídas por cabos de aço alta resistência que saem do topo desta e estão fixos às fundações de betão armado.

As fundações por sua vez são constituídas por três blocos de betão armado.

2.3. ACÇÕES E INFLUÊNCIAS AMBIENTAIS SOBRE A ESTRUTURA

O EC5 sugere as seguintes acções a considerar no cálculo da estrutura:

- Peso próprio da estrutura;
- Sobrecargas;
- Acções em guardas;
- Acção da neve;
- Acção de vento;
- Acção das variações de temperatura;
- Acções durante a execução;
- Acções acidentais devido a impactos e explosões;
- Acção sísmica.

Cada acção foi contabilizada para cada subsistema, respeitando a transmissão de esforços entre estes.

As acções consideradas estão de acordo com o regulamento ainda em vigor, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, a partir de agora designado pela abreviatura RSA.

2.4. MATERIAIS

Esta obra abrange os materiais primordiais da construção em Portugal: a madeira, o aço, o betão e os compósitos.

A madeira assume o papel principal na constituição do tabuleiro, logo é o principal motivador deste projecto. Já o aço é o material constituinte das espias, da torre e dos cabos de pré-esforço e é também utilizado para assegurar a ligação entre os módulos constituintes do tabuleiro e para a ligação das extremidades dos estais e das espias aos respectivos apoios. No que diz respeito ao betão, este é apenas utilizado nas fundações e nos encontros. As fibras sintéticas estão representadas através dos estais e através das cordas dos guarda-corpos, que serão realizados em cordas de polipropileno.

De seguida é feita uma apresentação de todos os aspectos importantes a reter na madeira como principal matéria-prima e motor deste projecto.

Para melhor compreender o comportamento da madeira como material utilizado na construção, é necessário introduzir determinados conceitos como: fisiologia e crescimento das árvores, estrutura e propriedades e produção.

A madeira é descrita como “um material heterogéneo e anisotrópico formado por células de diferentes tipos morfológicos”, isto traduz-se no facto de apresentar diferentes propriedades físicas ao longo dos três eixos: longitudinal, radial e tangencial. As células que a constituem são as fibras e os raios medulares. As primeiras sendo paralelas ao eixo conferem-lha a chamada estrutura fibrosa, conceito sempre constante ao longo de toda a análise estrutural. As segundas são irradiantes do eixo e preenchem a massa fibrosa. A Fig.2.3 retrata uma secção transversal do tronco que é constituído por:

1. Casca;
2. Ritidoma;
3. Entrecasco;
4. Câmbio Vascular;
5. Borne;
6. Cerne;
7. Medula.

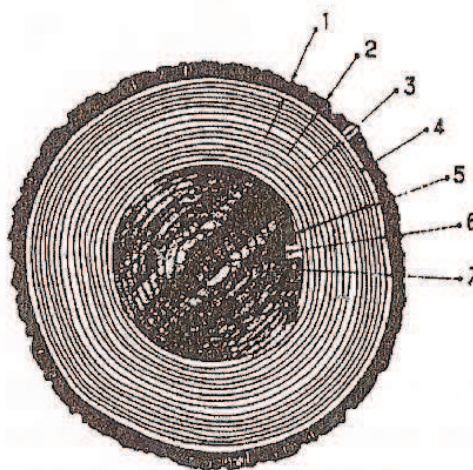


Fig.2.3 – Secção transversal do tronco (adaptado de Sarmento (2004))

De todos os constituintes, o mais importante do ponto de vista da construção é o lenho porque é dele que se obtêm as peças estruturais. Este é constituído por duas partes: o borne (externo) e o cerne (interno). O primeiro tem uma cor mais clara e é constituído pelas células vivas e activas e tem uma função resistente e de condutor de seiva bruta. O segundo tem uma cor mais escura e corresponde às

células mortas, apresenta maior densidade, compacidade, resistência mecânica e durabilidade. O cerne evidencia-se, assim, como parte mais resistente, mas não convém desprezar de todo o borne, porque é a parte que melhor se deixa impregnar por produtos anti-deteriorantes, apresentando características mecânicas satisfatórias e as alterações neste vão formando e ampliando o cerne.

O facto, do lenho ser constituído por diferentes tipos de células, que variam em dimensões, forma e agrupamentos ao longo do tronco, é a causa do comportamento anisotrópico e da grande heterogeneidade entre diferentes espécies.

Ao nível da constituição existem dois grandes grupos: resinosas e folhosas. As resinosas são do “grupo das Gimnospérmicas, de folhas lineares (abeto), aciculares (pinheiro) ou escamiformes (cipreste) – Classe das Coníferas”. As folhosas são do “grupo das Angiospérmicas, de folhas geralmente planas e largas, (carvalho, castanheiro, faia) – Classe das Dicotiledóneas Lenhosas”.

No que diz respeito à produção da madeira destacam-se os seguintes passos:

1. Abater – o abate não tem influência na resistência mecânica mas, sim, na durabilidade, sendo aconselhado o corte no inverno (a madeira seca melhor e mais lentamente, evitando o aparecimento de fendas);
2. Torar – cortar transversalmente em toros que são descascados e descortiçados;
3. Falquejar – colocar o toro em esquadria;
4. Serrar – subdividir um toro por cortes longitudinais ou em série, paralelos ou normais aos anéis de crescimento.

As propriedades da madeira são a base para a sua classificação e dividem-se em três grupos: organolépticas, físicas e mecânicas.

As primeiras correspondem àquelas que podem ser avaliadas pelos sentidos como a visão e o olfacto.

As propriedades físicas a analisar são: a densidade, a humidade (higroscopicidade), retratilidade, condutibilidade eléctrica e térmica e resistência ao fogo.

A humidade é um factor de grande relevo que contribui muito para a variabilidade das características físicas e mecânicas. A água existe em três formas na madeira: água de constituição (como o próprio nome diz encontra-se em combinação química com os principais constituintes do material lenhoso, não sendo eliminada na secagem), água de impregnação (está impregnada nas paredes das células) e água livre (água que preenche os vazios capilares). Apenas a água de impregnação provoca alteração das dimensões da peça, o que vai ter influência no seu comportamento físico-mecânico. A humidade tem como parâmetro importante o ponto de saturação das fibras (PSF), que descreve a situação na qual as paredes das células estão completamente saturadas mas não existe água livre. O PSF varia normalmente entre os 25% e 30% para a maioria das espécies. Este parâmetro juntamente com a humidade relativa (HR) permitem caracterizar a madeira quanto ao estado (verde, semi-seca, comercialmente seca, seca ao ar, seca artificialmente e anidra). As características físicas e mecânicas são avaliadas para um teor de 12 % de HR.

Quando o PSF é aproximadamente 30% inicia-se a retracção, evidenciando-se outra propriedade importante: a retratilidade. Esta consiste na capacidade da madeira de alterar as dimensões quando o seu teor de água se modifica do ponto de saturação para o estado anidro. Parâmetros como as contracções volumétricas, parcial e total, e os coeficientes de retratilidade volumétrica e de retracção linear (axial, tangencial e radial) permitem quantificar esta propriedade. O facto de a madeira ser um material anisotrópico e heterogéneo implica a existência de diferentes valores de retracção nas três

diferentes direcções principais (máxima na tangencial, cerca de metade na radial e muito baixa na axial). De modo a combater este efeito ou atenuá-lo podem ser tomadas determinadas medidas tais como: utilizar madeiras de retracção reduzida, dado que o PSF varia com a espécie; cortar as madeiras radialmente; impermeabilizar as superfícies com vernizes e pinturas; nas grandes superfícies dispor a maior dimensão paralela às fibras; empregar a madeira com o grau de humidade correspondente ao local onde vai ser aplicada, etc.

Outra propriedade importante é a densidade, que relaciona a massa do provete com o seu volume, ambos aferidos para um determinado teor em água. Outros factores como a espécie e a localização no tronco também influenciam esta propriedade. A densidade utilizada para cálculo estrutural é relativa às condições climáticas normais e em estado seco (+20°C e 65% HR do ar).

A dilatação térmica diz respeito às variações de dimensão devido ao calor, que em comparação com as provocadas pela retracção são desprezáveis.

Quanto à condutibilidade térmica a madeira revela-se um excelente isolante térmico ($\lambda=0,15 \text{ W/m}^\circ\text{C}$) e quanto à condutibilidade eléctrica é mais difícil definir dado que depende de factores como: massa volúmica, espécie, grau de humidade e direcção, demonstrando em geral um comportamento razoável.

No que diz respeito à inflamabilidade, a madeira arde aos 275°C e a sua combustão depende da relação superfície/volume e dos defeitos. Apesar do uso reticente da madeira, pelo facto de ser um combustível, a madeira tem a capacidade de conservar a sua capacidade resistente até aproximadamente 1000°C, durante algum tempo. A importância desta propriedade traduz-se no facto de ser necessário um dimensionamento ao fogo.

Por fim, as propriedades mecânicas são: compressão axial paralela às fibras, compressão oblíqua às fibras, tracção axial paralela às fibras, tracção perpendicular às fibras, corte, dureza e fluência. Estas possuem uma grande variabilidade devido à estrutura não homogénea, presença de defeitos, grau de humidade e condições de ensaio.

Os ensaios são realizados em provetes pequenos (20x20mm de secção transversal), sem defeitos, o que leva à necessidade de no cálculo entrar com factores de correcção devido à presença de nós e outros defeitos. Através dos ensaios foi possível chegar a diagramas de tensões, dos quais é possível retirar as seguintes relações:

- O diagrama tensões/extensões em flexão (carga aplicada a meio vão) é praticamente rectilíneo (Fig.2.4);
- Para a deformação de cedência a resistência à tracção é o dobro da resistência à compressão (Fig.2.5);
- A resistência à tracção na direcção transversal é muito pequena.
- Numa viga maciça à flexão o diagrama de tensões normais em ruptura deixa de ser linear, como se pode verificar na Fig.2.6.



Fig.2.4 – Ensaio de viga de madeira à flexão (adaptado de Sarmento (2004))

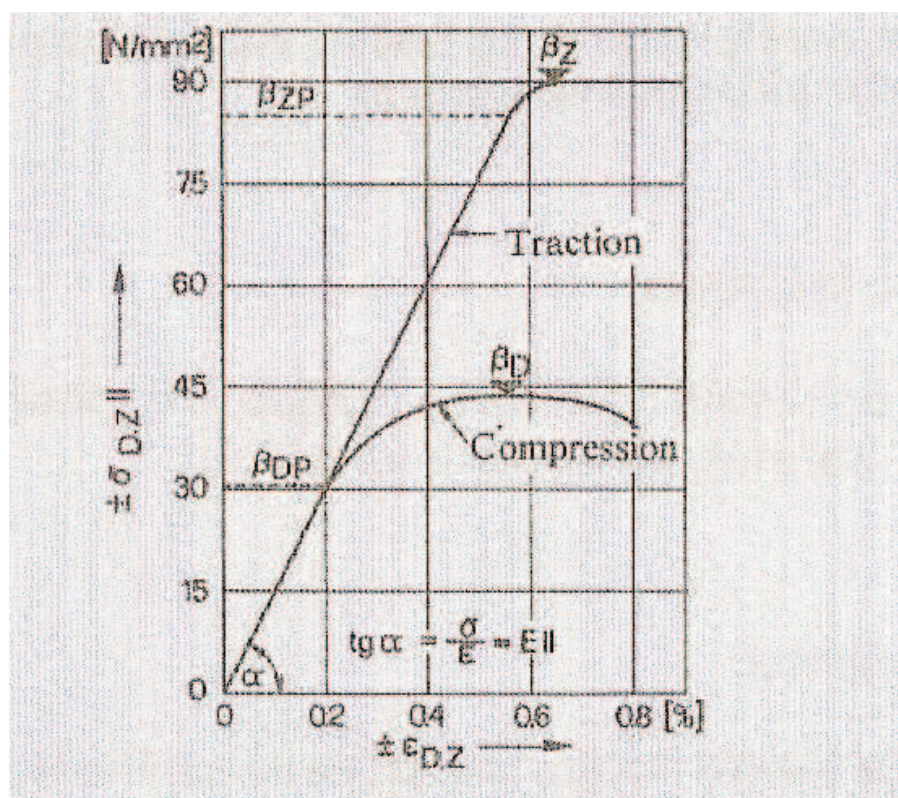


Fig.2.5 – Diagrama de tensões/deformações à tracção e à compressão (adaptado de Sarmento (2004))

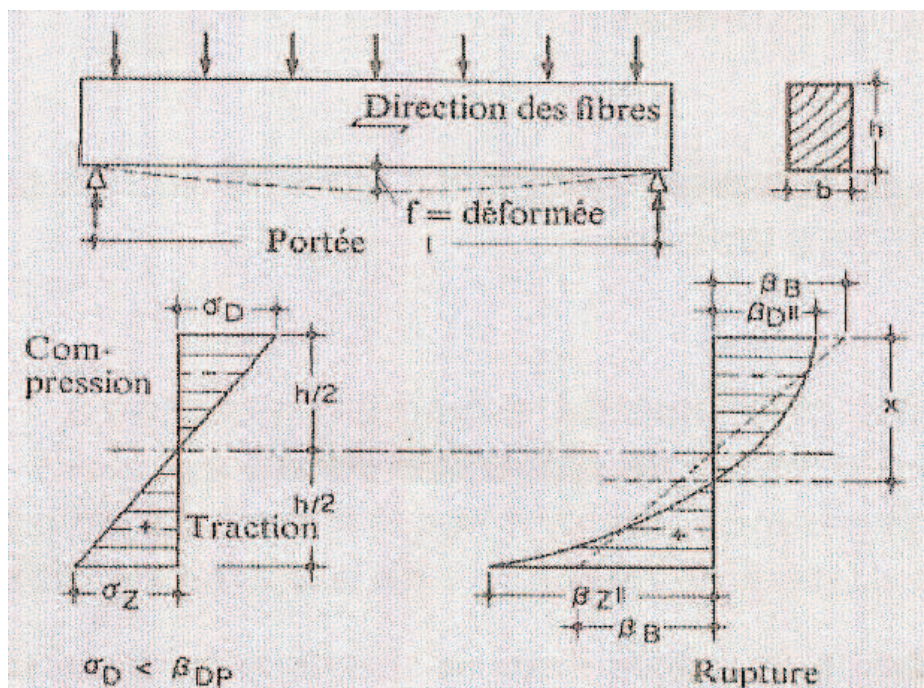


Fig.2.6 – Diagramas de tensões numa barra sujeita a uma carga distribuída (adaptado de Sarmento (2004))

A madeira pode ser redonda (em toro) ou serrada (madeira em vigas e pranchas). A segunda é específica para a construção sendo classificada por normas de classificação visual (EN 518: 1995) e normas de classificação mecânica (EN 519, 1995). Esta classificação específica para estruturas tem como principal objectivo, limitar a grande variedade de propriedades, de modo a, proporcionar uma uniformização dos materiais e consequentemente a uma maior previsibilidade do seu comportamento mecânico. Dentro desta classificação, surgem dois tipos de classes: relativa à qualidade e relativa à resistência. A classe de qualidade engloba “madeira de uma dada espécie ou grupo de espécies consideradas equivalentes em termos de comportamento mecânico, classificada numa dada qualidade segundo regras de limitação de defeitos (nós ou fio inclinado) ou segundo a avaliação de uma propriedade mecânica (por ex. o módulo de elasticidade)”. Já a relativa à resistência, comporta um “conjunto de classes de qualidade, decorrentes de sistemas de classificação (visual ou mecânica) de madeiras para estruturas, representados para fins de dimensionamento, pelas mesmas propriedades físicas e mecânicas.”

Dentro da classe de resistência existem nove classes para as Resinosas, C, e seis para as Folhosas, D e cada classe é descrita pelos seguintes parâmetros: resistência característica à flexão ($f_{m,k}$ (MPa)); resistência característica à tracção (f_t); resistência característica à compressão; resistência característica ao corte; módulo de elasticidade médio e característico; e por fim massa volúmica média e característica, como é visível nos Quadros 2.1 e 2.2:

Quadro 2.1 – Classes de Resistência da Madeira das Resinosas (adaptado de 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 0,3	10 0,3	11 0,3	13 0,3	14 0,4	16 0,4	18 0,4	21 0,4	24 0,4
- compressão ⊥	16 4,3	17 4,6	18 4,8	20 5,1	21 5,3	22 5,6	23 5,7	25 6,0	26 6,3
- corte	1,7	1,8	2,0	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8
E ₀ (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

Quadro 2.2 – Classes de Resistência da Madeira das Folhosas (adaptado de EN 338)

Classe:	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Resistência característica (Mpa): - flexão	30	35	40	50	60	70
- tracção ⊥	18 0,6	21 0,6	24 0,6	30 0,6	36 0,7	42 0,9
- compressão ⊥	23 8,0	25 8,4	26 8,8	29 9,7	32 10,5	34 13,5
- corte	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
E ₀ (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

3

TABULEIRO

3.1. INTRODUÇÃO

O tabuleiro, juntamente com os estais, é o grande definidor do comportamento da ponte. Numa ponte pedonal assume principal importância porque é o meio de contacto entre os peões e o resto da estrutura e vice-versa, estando por isso mais susceptível a uma avaliação crítica por parte dos seus utilizadores.

Neste caso, está-se perante um desafio mais especial dado que o tabuleiro é curvo e em madeira. Isto requer que seja escolhida uma abordagem ao problema, não só a nível estrutural mas também a nível de execução. Como tal, foi adoptado um estilo *mechano* para a sua execução o que conduziu à sua discretização por módulos, que em obra funcionarão como legos, encaixando uns nos outros. O processo de elaboração dos módulos será abordado num capítulo especialmente dedicado ao assunto, dado que este não interfere no dimensionamento do tabuleiro.

3.2. DIMENSÕES DO TABULEIRO

O tabuleiro como já foi referido no Capítulo 2 tem de vencer um vão de 60 m, sem qualquer tipo de pilar intermédio, como tal este valor representa o comprimento do vão livre. Seguindo os valores indicativos constantes em LEONHARDT (1992), a largura do tabuleiro deverá aproximar-se de 2,5% do comprimento do vão e a altura da secção transversal rondará um décimo da largura. Neste caso a largura atinge o valor de 1,5 m, sendo um valor aceitável dado que o normalmente considerado para passeios, escadas, corredores e outros é 1,20 m. Em planta, o tabuleiro apresentar-se-á da forma visível na Fig.3.1:

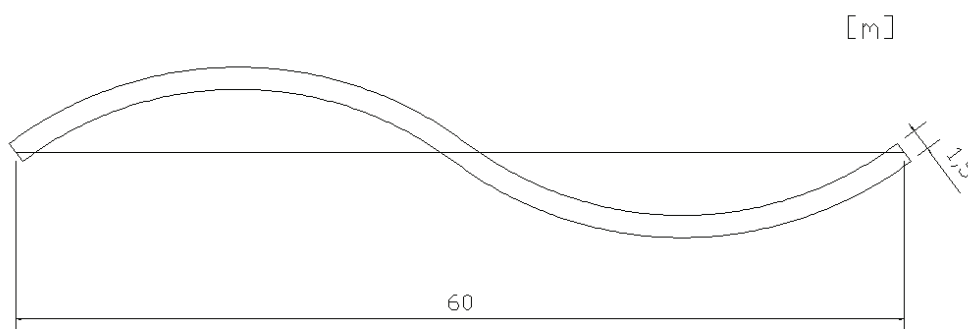


Fig.3.1 – Tabuleiro em planta

Consequentemente a altura da secção assume o valor de 0,15 m. A relação de 1/30 do espaçamento entre apoios (estais) adoptada para este caso, conduz ao valor de 0,17 m, se for adoptado como espaçamento entre estais o valor de 5 m. Este último valor juntamente com uma inclinação mínima de 25° com a horizontal é sugerido para os estais, de modo a, gerar secções menores e tabuleiros mais esbeltos. Na Fig.3.2 apresenta-se a secção transversal rectangular maciça a ser utilizada nos cálculos:

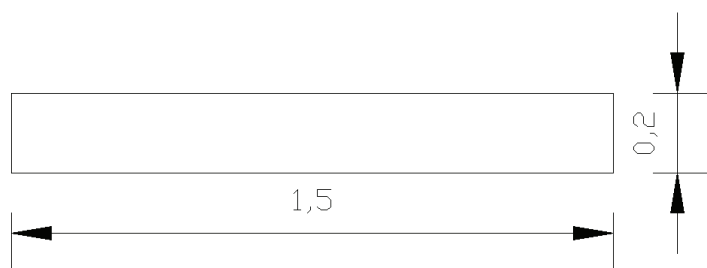


Fig.3.2 – Secção transversal do tabuleiro

3.2.1. DEFINIÇÃO DAS DIMENSÕES DO MÓDULO INICIAL

Como ponto de partida há que definir no que consiste um módulo. Este consiste num determinado número de lâminas colocadas paralelamente umas às outras segundo o seu eixo de menor inércia e que sendo ligadas através de barras pré-esforçadas, criam atrito entre elas e consequentemente transformam-se num sistema que funciona em conjunto.

As lâminas ao serem colocadas paralelamente segundo o seu eixo de menor inércia pretendem facilitar a aplicação da curvatura e também criar um acréscimo de rigidez no plano do tabuleiro de 216000 (60^3) vezes a inércia de uma lâmina, tornando-o menos susceptível às acções neste plano.

Como primeira condicionante, definiu-se que os módulos teriam todas as mesmas dimensões, de modo a, facilitar o cálculo e o processo construtivo. Como tal, foi utilizado apenas um dos arcos correspondente a 30 m de corda, considerando que o outro seguirá os mesmos pressupostos.

O arco em causa encontra-se ilustrado na Fig.3.3 e apresenta as seguintes características:

- Flecha = 5 m, (valor definido considerando 1/6 do vão);
- α (ângulo formado pelas duas extremidades do plano médio do tabuleiro) = 1,29 rad (73,74 graus);
- Arco lado convexo:
 - $R_{convexo}=25,75$ m;
 - $L_{convexo}=33,14$ m;
- Arco lado côncavo:
 - $R_{côncavo}=24,25$ m;
 - $L_{côncavo}=31,21$ m;
- Arco relativo ao eixo médio:
 - $R_{eixo_médio}=25$ m;
 - $L_{eixo_médio}=32,175$ m.

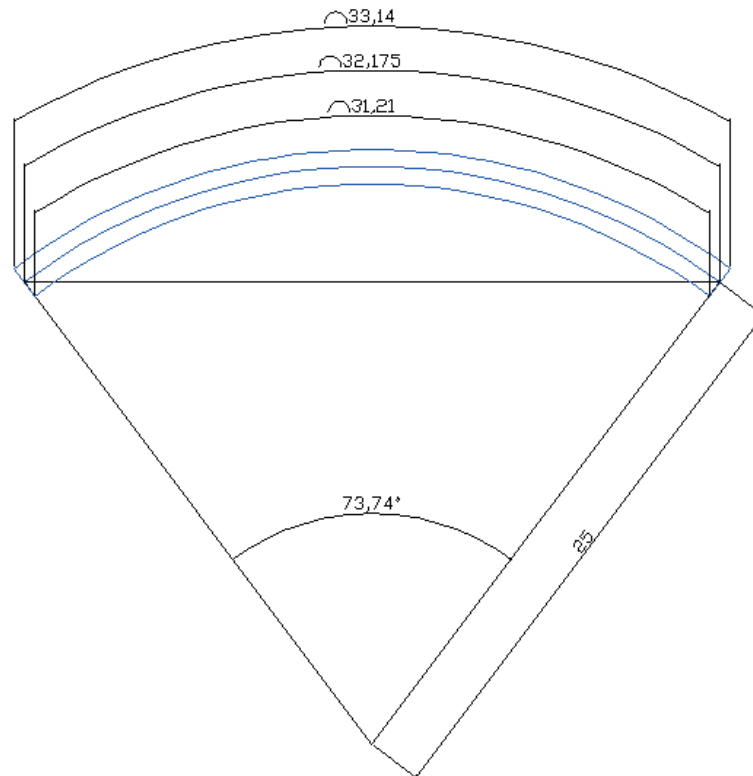


Fig.3.3 – Características dos arcos do tabuleiro

Dado que das extremidades dos módulos saem os estais, teve-se a preocupação de não escolher um módulo que longitudinalmente excedesse os 5 m. Escolhendo, então, 4,5 m como comprimento mínimo do lado convexo do módulo e 5 m como máximo, concluiu-se que o número de módulos adequado era 7. Entre estes dois valores, adoptou-se o valor de 4,65 m o que deixaria aproximadamente 60 cm para juntas entre módulos.

Para além, das considerações já feitas é necessário referir que o módulo não pode ser rectangular porque as suas extremidades após a rotação necessária para a curvatura desejada têm que se manter rectilíneas (situação ilustrada na Fig.3.4), para que os perfis metálicos possam encaixar de forma adequada. Para o efeito, o módulo toma a forma trapezoidal.

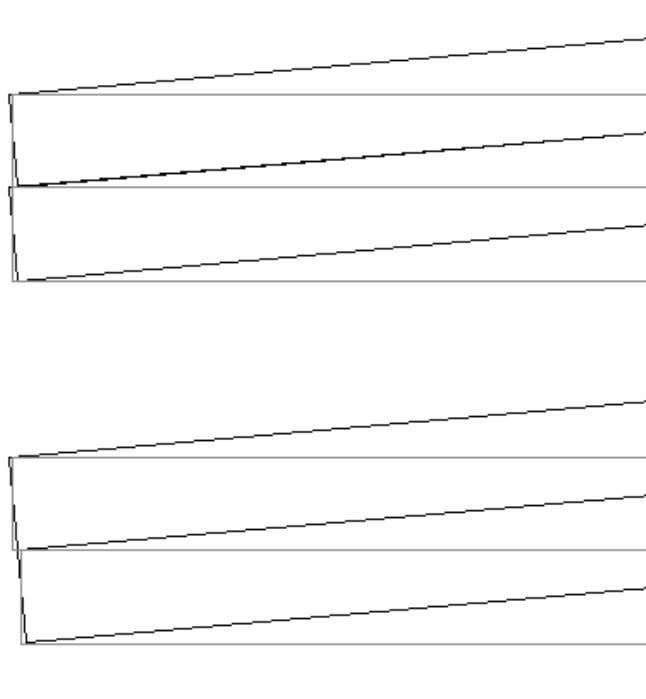


Fig.3.4 – Diferença nas extremidades devido à rotação

A Fig.3.5 ilustra o módulo obtido segundo as condicionantes expostas anteriormente, sendo apresentadas de seguida as suas características:

- Flecha = 0,105 m;
- $\alpha = 0,181$ rad (10,36 graus);
- Lado convexo:
 - Arco: $L_{convexo}=4,656$ m;
 - Corda: $C_{convexo}=4,65$ m;
- Lado côncavo:
 - Arco: $L_{côncavo}=4,385$ m;
 - Corda: $C_{convexo}=4,379$ m;
- Eixo médio:
 - Arco: $L_{eixo_médio}=4,521$ m;
 - Corda: $C_{eixo_médio}=4,515$ m;
 - $b = 1,5$ m.

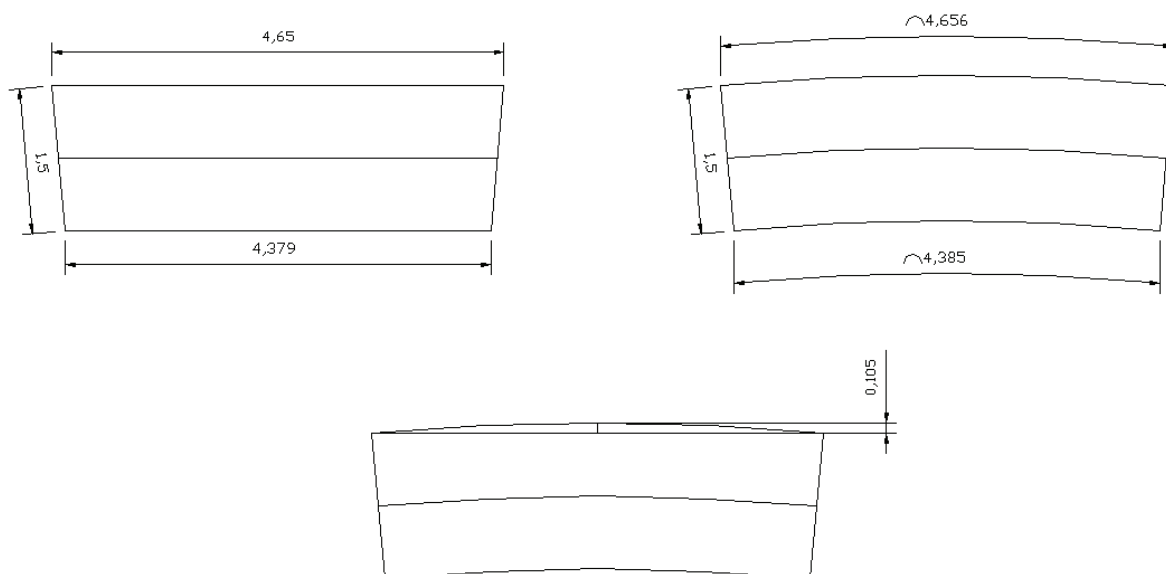


Fig.3.5 – Características do módulo

Este é, então, o módulo-tipo inicial pelo qual começarão a ser estimadas as cargas que cada um transmitirá aos perfis metálicos de ligação. O processo de definição das dimensões do módulo é iterativo, dado que este é dependente das dimensões dos encaixes metálicos e vice-versa.

3.2.2. CÁLCULO DA ESPESSURA DAS LÂMINAS

Para o cálculo da espessura das lâminas considerou-se a força inicial que seria necessária para deformar uma lâmina. A concepção de uma lâmina curva tem por base uma lâmina linear que está fixa nas suas extremidades e à qual é aplicada uma força e consequentemente uma flecha.

Inicialmente, procurou-se, então, estudar uma espessura que melhor se adequasse ao propósito da curvatura, sabendo-se à partida que não convinha adoptar valores muito elevados que conduziriam a um menor número de lâminas mas ao mesmo tempo aumentariam a força necessária para materializar a flecha.

Para os cálculos efectuados de seguida são utilizados valores médios dado que se trata de uma flecha real e sendo assim, o valor da força não poderá ser majorado.

Tendo por base a flecha definida anteriormente, os valores enumerados de seguida e as equações referentes ao cálculo da flecha resultante de uma força concentrada (equação 3.1) e da inércia segundo o eixo dos zz (equação 3.2) foi possível determinar a força necessária para a sua imposição em função da espessura, que consta na expressão 3.3.

- $\delta = 0,105$ m;
- $l = 4,379$ m (corda correspondente ao lado côncavo do módulo);
- $E = 9$ GPa;
- $b = 0,20$ m.

$$\delta = \frac{P_1 \times l^3}{48 \times E \times I} \quad (3.1)$$

$$I_z(e) = \frac{b \times e^3}{12} \quad (3.2)$$

$$P_1 = 9003,20 \times e^3 \quad (3.3)$$

Utilizando a expressão 3.3 e admitindo espessuras de 5 cm (opção (a)) e 2,5 cm (opção (b)), obtiveram-se as forças de 1,125 kN e 0,141 kN para uma lâmina, respectivamente. No primeiro caso são necessárias 30 lâminas enquanto no segundo é necessário o dobro, 60 lâminas. Procedeu-se, então, à verificação das tensões, calculando as tensões respectivas segundo a equação 3.4 e comparando com o limite da tensão à flexão ($f_{m,k}$), 18 MPa.

$$\sigma = \frac{M_z}{I_z} \times v_y \Leftrightarrow \sigma = \frac{6 \times P_1 \times l}{4 \times b \times e^2} \quad (3.4)$$

Através da equação 3.4, obteve-se para cada opção respectivamente, 14,8 MPa e 7,4 MPa, encontrando-se ambos abaixo da tensão limite.

A ponderação de todos elementos levou à escolha de 2,5 cm como espessura das lâminas, dado que é necessária uma força menor para atingir a flecha pretendida, tornando-se a opção mais económica porque proporciona a utilização de um macaco hidráulico menos potente e mais manejável em obra.

3.3. MATERIAL

O material constituinte dos módulos é a madeira da única espécie devidamente certificada em Portugal, *Pinus Pinaster Ait*, comercialmente conhecida como Pinheiro Bravo. Um requisito muito importante é que seja madeira de reflorestação, para se poder encaixar no aspecto ecológico deste projecto. Este material enquadra-se na classe de resistência C18 e apresenta os seguintes valores característicos:

- Propriedades de resistência:
 - Tensão flexional, $f_{m,k} - 18$ MPa;
 - Tracção paralela às fibras, $f_{t,o,k} - 11$ MPa;
 - Tracção perpendicular às fibras, $f_{t,90,k} - 0,3$ MPa;
 - Compressão paralela às fibras, $f_{c,0,k} - 18$ MPa;
 - Compressão perpendicular às fibras, $f_{c,90,k} - 4,8$ MPa;
 - Tensão de corte, $f_{v,k} - 2,0$ MPa.
- Propriedades elásticas:
 - Módulo de elasticidade médio paralelo às fibras, $E_{0,médio} - 9,0$ GPa;
 - Módulo de elasticidade de 5% paralelo às fibras, $E_{0,05} - 6,0$ GPa;
 - Módulo de elasticidade médio perpendicular às fibras, $E_{90,médio} - 0,30$ GPa;
 - Módulo de distorção médio, $G_{médio} - 0,56$ GPa.
- Densidade:
 - Densidade característica, $\rho_k - 320$ kg/m³;
 - Densidade média, $\rho_m - 380$ kg/m³.

A Fig.3.6 representa o sistema de eixos considerado numa peça de madeira e o número (1) indica a direcção das fibras:

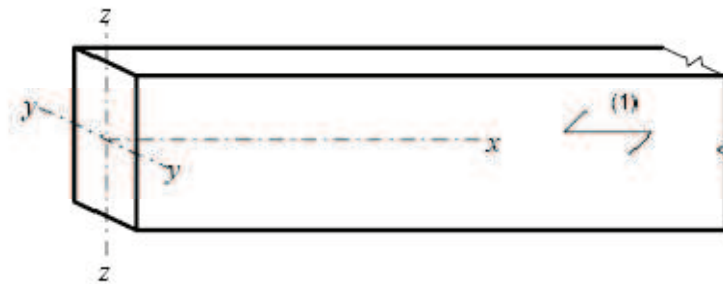


Fig.3.6 – Eixos principais de uma peça (adaptado de EC5 (1995))

A madeira como material fibroso tem diferentes propriedades para cada uma das suas três direcções privilegiadas, definindo-se como material anisotrópico. Torna-se, assim, importante definir a direcção em que estão aplicadas as forças para que se possa fazer uma correcta avaliação da capacidade resistente e elástica da peça. Por esta razão, a madeira, antes de ser utilizada em obra, deve ser ensaiada, de modo a, serem verificadas as suas propriedades.

As características mencionadas anteriormente são afectadas por vários factores tais como: as classes de serviço e a duração das cargas, especificados no EC5 (1995). No caso das classes de serviço existem 3 e da primeira para a última as condições atmosféricas vão piorando. A classe escolhida para esta ponte é a 3, que se caracteriza por conduzir a níveis de humidade superior à 2, sendo esta caracterizada por ter uma humidade relativa superior a 85% poucas semanas por ano e corresponder a uma temperatura de 20°, isto significa que para as madeiras resinosas a humidade é superior a 20%. No que diz respeito à duração de cargas, o Quadro 3.1 atribui durações e dá exemplos de cargas às quais estas podem ser aplicadas:

Quadro 3.1 – Classes de Duração-Carga (adaptado de EC5 (1995))

Load-duration class	Order of accumulated duration of characteristic load	Examples of loading
Permanent	more than 10 years	self weight
Long-term	6 months – 10 years	storage
Medium-term	1 week – 6 months	imposed floor load, snow
Short-term	less than one week	snow, wind
Instantaneous		wind and accidental load
NOTE : Since climatic loads (snow, wind) vary between countries, information on their load duration assignment may be specified in a National Annex.		

Estes factores expressam-se nos coeficientes: k_{mod} e k_{def} , que afectam respectivamente as forças e as deformações. Ambos os coeficientes constam em tabelas do EC5 (1995), das quais são retirados os valores de 0,70 (acção de curta duração) para o k_{mod} e 2 para o k_{def} . No caso de cargas de diferentes

durações serem aplicadas simultaneamente, o k_{mod} deve ser escolhido com base na carga de menor duração.

Como no tabuleiro é apenas utilizado um tipo de madeira, o k_{mod} não resulta da combinação de vários e é aplicado através do Método dos Coeficientes Parciais na seguinte equação:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.5)$$

Onde:

X_k é o valor característico de uma propriedade resistente;

γ_m é o factor parcial para a propriedade do material;

k_{mod} é o factor de modificação que considera a duração da carga e a humidade.

No caso das deformações, estas são afectadas através da elasticidade que por sua vez é modificada através de k_{def} , da seguinte forma:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def})} \quad (3.6)$$

Onde:

E_{mean} é o módulo elástico médio para a madeira;

k_{def} é o factor de modificação da elasticidade que considera a duração da carga e a humidade;

ψ_2 é o factor para a combinação quase-permanente.

3.4. ACÇÕES DE CÁLCULO E COMBINAÇÕES

O EC5 (1995) sugere as seguintes formas para o cálculo de tabuleiros de madeira laminada:

- Teoria da placa ortotrópica;
- Modelação do tabuleiro através de uma grelha;
- Método simplificado sugerido na alínea 5.1.3;

A teoria da placa ortotrópica é o modelo que melhor se aplica a um tabuleiro de madeira laminada porque permite relacionar as propriedades de rigidez que caracterizam a madeira nas suas três direcções privilegiadas. As propriedades em causa são: o módulo de elasticidade na direcção paralela às fibras ($E_{0,mean}$), o módulo de elasticidade da direcção perpendicular às fibras ($E_{90,mean}$) e o módulo de distorção ($G_{0,mean}$). O EC5 na alínea 5.1.1 apresenta um quadro apenas aplicável a madeiras resinosas, com as relações entre as propriedades mencionadas:

Quadro 3.2 – Propriedades do sistema para tabuleiros laminados (adaptado de EC5 (1992))

Type of deck plate	$E_{90,mean}/E_{0,mean}$	$G_{0,mean}/E_{0,mean}$	$G_{90,mean}/G_{0,mean}$
Nail-laminated	0	0,06	0,05
Stress-laminated			
– sawn	0,015	0,06	0,08
– planed	0,020	0,06	0,10
Glued-laminated	0,030	0,06	0,15

Ritter, em 1991, desenvolveu fórmulas para o cálculo da largura efectiva das rodas dos veículos, tendo em conta as relações anteriores, a existência de emendas e da relação largura/vão, mas que apenas poderão ser aplicadas a placas com uma largura superior a 3 m, que sejam rectangulares e bi-apoiadas e que tenham superfícies planas. Como tal, este procedimento não é aplicável neste caso devido às suas dimensões, ao facto de ser curvo e também porque sendo uma ponte pedonal, apresenta cargas distribuídas e não concentradas. Revela-se, acima de tudo um processo trabalhoso com pouca aplicabilidade neste caso.

A utilização de um modelo em grelha é dependente das dimensões utilizadas para as secções dos elementos transversais, também das propriedades geométricas da placa e por fim da discretização da malha. O que acontece é que o modelo pode não corresponder à rigidez esperada, sendo então necessário proceder a várias calibrações.

O método simplificado mencionado no EC5 alínea 5.1.3 não é aplicável neste caso, devido à sua clara orientação para pontes rodoviárias. Este sugere o cálculo da largura efectiva da placa com base na área de influência da roda, desenvolvendo-se a partir daí o cálculo através de uma viga bi-apoiada com a largura determinada. Sendo, assim, apenas é necessário o módulo de elasticidade na direcção paralela às fibras.

No caso das pontes pedonais, como as acções em causa são uniformemente distribuídas, para o tipo de placa apoiada nos vértices (bi-apoiada) considerado pelo EC5, pode-se considerar que a flexão na direcção transversal é desprezável, logo não é necessário considerar uma largura efectiva.

Como tal o método de cálculo adoptado vai ser uma viga com apoios duplos em ambas as extremidades, com a secção total do módulo. O eixo longitudinal considerado é o eixo médio curvo do módulo e a secção correspondente a cada ponto é a pertencente ao plano perpendicular ao eixo nesse ponto. Este procedimento é, assim, adoptado em conformidade com a Teoria da Peças Lineares ou Barras. Apresenta-se de seguida o conceito de peça linear:

- “Sólido gerado por uma área plana “S” que se desloca ao longo de uma linha”;
- “O eixo médio da barra (linha GG’) é uma linha contínua, não apresenta pontos singulares e a secção transversal é sempre perpendicular a esta”;
- “A forma e a dimensão da secção transversal podem variar de modo lento e contínuo”;
- “As dimensões da secção transversal são consideravelmente menores que o comprimento do eixo da barra e que o raio de curvatura em qualquer ponto”.

Pode-se agora passar à quantificação de acções e respectivas combinações que vão ser efectuadas segundo o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA, 2005). Para o tabuleiro são consideradas as seguintes acções divididas em permanentes e variáveis:

- Permanentes (Cap. III, Art.14.º):
 - Peso próprio do tabuleiro;
 - Peso próprio das guardas;

- Peso próprio dos encaixes metálicos das guardas;
- Peso próprio das cordas de segurança das guardas;
- Peso próprio dos varões de pré-esforço.
- Variáveis:
 - Acção da neve (Cap. VI);
 - Acção do vento (Cap. V);
 - Acção das variações de temperatura (Cap. IV, Art.18.º);
 - Acções específicas de passadiços (sobrecargas e acções em guardas) (Cap. X);

Para dimensionamento serão consideradas todas as acções mencionadas anteriormente segundo as combinações fundamentais apropriadas. Como o tabuleiro funciona como um conjunto de módulos independentes, os esforços vão ser avaliados para o módulo-tipo.

Neste cálculo foram excluídas as acções durante a execução, devido à não previsão de circunstâncias especiais que modifiquem as condições de dimensionamento. No que diz respeito à acção sísmica, esta será avaliada no Capítulo 8, tendo em conta todas as implicações no que se refere ao facto da ponte ser atirantada.

Convém ainda qualificar as acções segunda a sua duração (Quadro 3.3) para posterior determinação de coeficientes que vão afectar as características do módulo.

Quadro 3.3 – Duração das acções.

Acção	Classes da Acção	Duração da Carga Característica
Peso próprio	Permanente	Mais de 10 anos
Acção do tráfego pedonal	Curta duração	Menos de uma semana
Acção da neve	Curta duração	Menos de uma semana
Acção do vento	Curta duração	Menos de uma semana
Acções acidentais	Instantâneas	-
Acções durante a execução	Curta duração	Menos de uma semana

O processo de determinação das dimensões do módulo e dos perfis metálicos de ligação é iterativo porque estes são interdependentes. Como tal calcularam-se os esforços transmitidos pelo módulo ao perfil e determinaram-se as dimensões deste. De seguida ajustaram-se as dimensões do módulo às novas premissas, conduzindo a novas acções no perfil. Inicialmente considerou-se que a ligação entre cada módulo rondaria os 10 cm, sendo as dimensões do módulo as indicadas anteriormente neste capítulo.

Na cláusula 2.2.1 (1) do EC5 (1995) é referido que para Estado Limite Último, na análise linear de primeira ordem, caso os materiais tenham o mesmo comportamento ao longo do tempo, são utilizados valores médios no que se refere às propriedades de rigidez.

Como a forma de cálculo se mantém e apenas variam as dimensões, de seguida apresentam-se os cálculos referentes ao módulo final. As dimensões do módulo em estudo são (Quadro 3.4):

Quadro 3.4 – Dimensões do módulo.

	Dimensões (m)
b	1,500
h	0,200
$I_{eix\ med}$	4,348
$I_{arc\ ext} (m)$	4,486
$I_{arc\ int} (m)$	4,211

3.4.1. ACÇÕES PERMANENTES

Para o cálculo dos pesos próprios, aplicou-se a expressão 3.7 que relaciona as dimensões dos elementos com a densidade do material do qual são constituídas.

$$pp = A(b, h) \times \rho_{mean} \quad (3.7)$$

3.4.1.1. Peso próprio do módulo

Quadro 3.5 – Peso próprio do módulo

$b = 1,5 \text{ m}$
$h = 0,200 \text{ m}$
$\rho_{mean} = 3,80 \text{ KN/m}^3$
$pp = 1,5 \times 0,200 \times 3,80 = 1,140 \text{ KN/m}$

3.4.1.2. Peso próprio das guardas

As guardas são constituídas pelos prumos e pelo corrimão. Apesar de estes dois elementos funcionarem como um pórtico, apenas os prumos foram dimensionados considerando um encastramento. Inicialmente, atribuiu-se uma distribuição dos prumos, ilustrada na Fig.3.7:

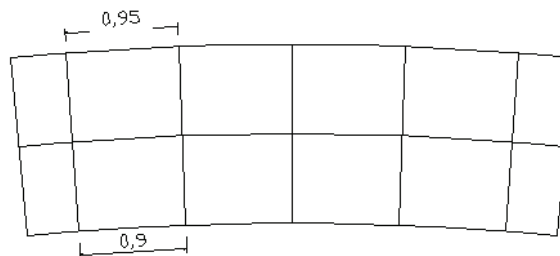


Fig.3.7 – Distribuição de prumos.

Segundo esta distribuição, a guarda de cada lado é constituída por 5 prumos, ficando apenas corrimão na zona de encaixe entre módulos. Assim, no caso de serem necessários ajustes este serão apenas efectuados no corrimão.

Com a distância máxima das obtidas anteriormente, calcularam-se as acções transmitidas pelo corrimão naquele intervalo, considerando-o com apoios duplos nas extremidades. Inicialmente apenas se calculou a reacção da carga horizontal de valor característico igual a 1,5 kN/m uniformemente distribuída, o que resultou no valor de 0,7125 kN para cada apoio, que afectado pelo coeficiente de segurança de 1,5, resulta em 1,069 kN. Isto é equivalente a ter uma carga perpendicular ao prumo aplicada no ponto mais afastado do encastramento, logo geram-se momentos e esforço transversal, como ilustrado na Fig.3.8:

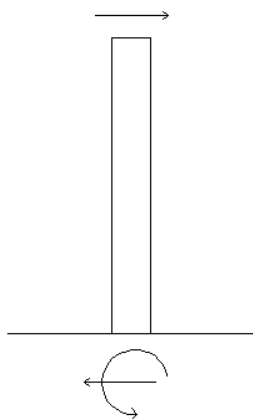


Fig.3.8- Esquema do encastramento do prumo

O valor do momento máximo de cálculo provocado é 1,176 kN.m, sendo o valor do braço 1,10 m (valor correspondente à distância do topo do prumo até a meio da secção de encastramento). Para a guarda vai ser utilizada a mesma espécie de madeira do tabuleiro, correspondente a um C18. Quanto à acção esta caracteriza-se por ser de curta duração e a classe de serviço a considerar é a 3, logo a resistência vai ser afectada por um k_{mod} de 0,70 e pelo coeficiente de segurança de 1,3, resultando uma tensão resistente ($f_{m,d}$) de 9,69 MPa. Resolvendo a equação 3.8 em ordem a a , obtém-se a dimensão das arestas da secção quadrada.

$$f_{md} \geq f_{sd} \Leftrightarrow f_{md} \geq \frac{6M_{sd}}{a^3} \quad (3.8)$$

Onde:

f_{md} é tensão resistente à flexão;

f_{sd} é a tensão actuante de flexão;

M_{sd} é o momento actuante;

a é a dimensão da secção transversal.

O valor da dimensão a é 9 cm, sendo melhor adoptar 10 cm. Pode-se agora calcular a tensão resultante do esforço axial provocado pelo peso próprio do corrimão. As dimensões da secção deste são 0,1x0,05 m e desenvolve-se ao longo de 0,95 m, logo o esforço axial provocado no prumo corresponde ao valor de 0,009 kN. Na madeira a verificação à flexão composta verifica-se por partes, dado que a tensão resistente à compressão axial depende da direcção das fibras. Se assumirmos que a compressão está segundo a direcção paralela às fibras, o valor de $f_{c,o,k}$ é 11 MPa, o qual afectado de k_{mod} e do coeficiente de segurança reduz-se a 5,9 MPa. A alínea 6.2.3 (1) do EC5, define uma forma de verificar a flexão juntamente com a compressão axial, mas neste caso não será efectuada devido ao facto do valor de N ser muito baixo e como tal desprezável. Perante as dimensões calculadas, obtiveram-se os seguintes alçados das guardas, côncava e convexa, ilustrados nas Fig.3.9 e Fig.3.10:

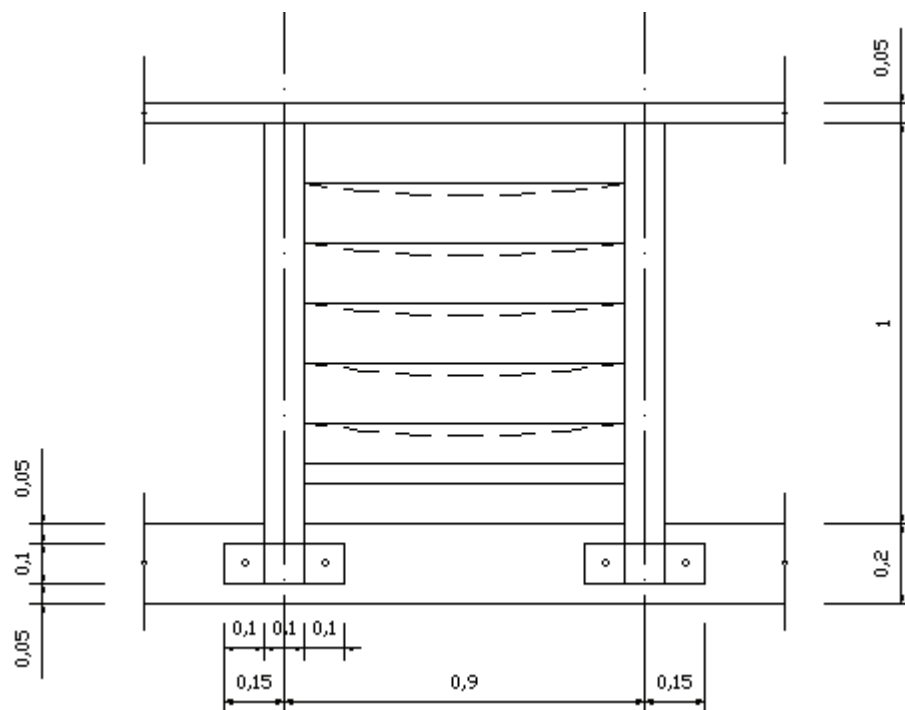


Fig.3.9 – Alçado guarda côncava

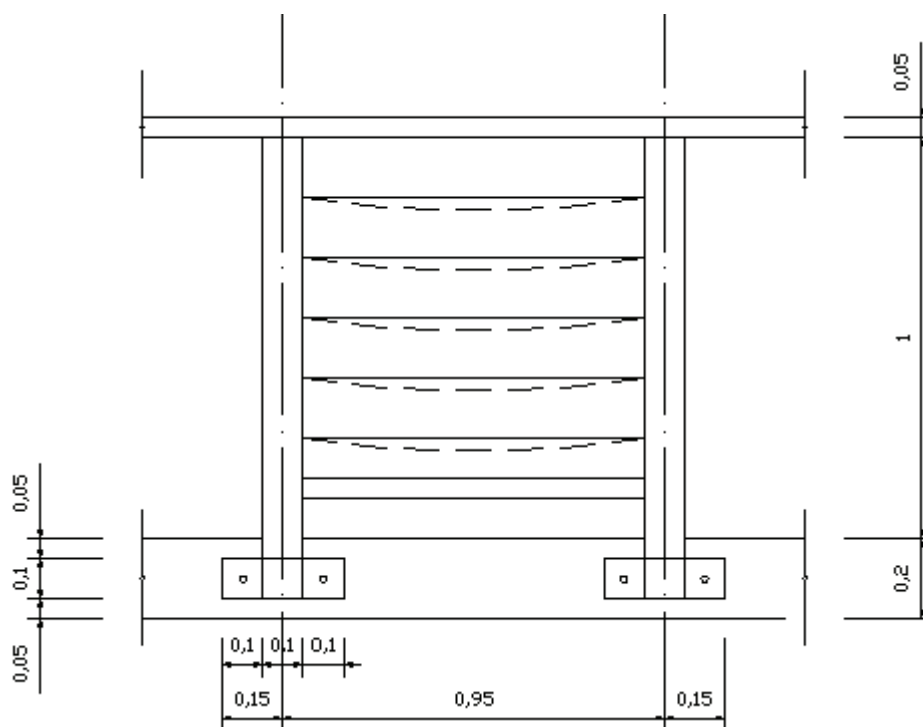
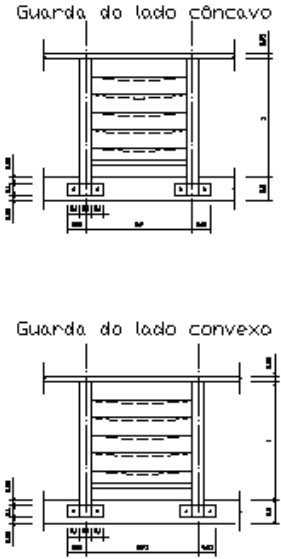


Fig.3.10 – Alçado guarda convexa

Nas Fig.3.9. e 3.10, estão ilustrados os encaixes metálicos ilustrados e as cordas colocadas para diminuir a distância entre elementos da guarda e assim, aumentar a segurança. Estas devem ser colocadas na horizontal e não devem ser completamente esticadas, para deste modo terem capacidade de ajuste às deformadas do tabuleiro. O peso próprio das guardas toma o valor calculado de seguida:

Quadro 3.6 – Peso próprio das guardas.

	$pp = V \times \rho_{mean} / l \quad (3.9)$ $pp_{côncavo} = \frac{0,100 \times 3,800}{4,211} = 0,090 \text{ KN/m}$ $pp_{convexo} = \frac{0,103 \times 3,800}{4,486} = 0,087 \text{ KN/m}$
---	---

Onde:

l é o comprimento de cada lado do módulo;

V é o volume de cada guarda;

ρ_{mean} é o valor da densidade média da madeira.

O volume calculado diz respeito à parte das guardas entre as linhas traço/ponto e está multiplicado por 5, porque é o número de unidades que cabe em cada arco do módulo. Para além disso é dividido pelo comprimento do arco para obtermos o peso por metro.

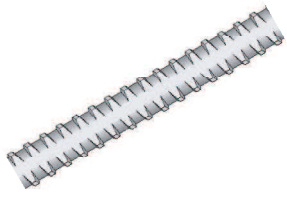
3.4.1.3. Peso próprio dos encaixes metálicos e das cordas das guardas

Neste caso optou-se por atribuir uma percentagem ao peso dos encaixes e das cordas. Atribui-se um peso de 5% do peso do peso próprio do módulo, o que corresponde ao valor de 0,057 kN/m.

3.4.1.4. Peso próprio dos varões de pré-esforço

Os varões de pré-esforço são 7 por módulo e através da consulta do catálogo da DYWIDAG, obteve-se o peso de 0,0247 kN/m. Como tal, aplicando a equação 4.6, obteve-se o peso próprio destes elementos.

Quadro 3.7 - Peso próprio dos varões de pré-esforço

	$P_{pré} = n \times l \times pp_{pré} \quad (3.10)$ $P_{pré} = 7 \times 2,100 \times 0,0247 = 0,363 \frac{KN}{m}$
---	---

3.4.2. ACÇÕES VARIÁVEIS

3.4.2.1. Acção da neve

Para considerar a acção da neve, há que inicialmente localizar o local onde vai ser construída a ponte. O local escolhido é Paços de Ferreira, pertencente ao distrito do Porto, que se considera a uma altitude média de 300 m (como pode ser consultado no Anexo A1), logo segundo o Art.26º do RSA, isto implica que a acção da neve seja considerada.

A sua quantificação é determinada segundo o Art.27º do RSA, que considera a neve como uma carga distribuída, por metro quadrado no plano horizontal, com o valor característico, S_k , calculado na equação 3.11:

$$S_k = \mu S_{ok} \quad (3.11)$$

Onde:

S_k é o valor da carga distribuída da acção da neve no plano horizontal;

μ é um coeficiente que depende da forma da superfície sobre a qual se deposita a neve;

S_{ok} é o valor da carga distribuída da acção da neve no plano horizontal, ao nível do solo.

O valor de S_{ok} é obtido substituindo em 3.12 o valor de h por 300 m, obtendo-se, assim, 0,625 kN/m².

$$S_{ok} = \frac{1}{400} (h - 50) \quad (3.12)$$

Onde:

h é a altitude do local expressa em metros, arredondada às centenas.

O valor de μ é obtido através de consulta do Quadro II-I no anexo II do RSA. Considerando a 1ª forma do quadro, para um β de 0 o valor de μ é 0,8. Logo, o valor de S_k é 0,5 kN/m².

No que diz respeito aos valores reduzidos, aplicam-se os seguintes coeficientes:

- $\psi_0 = 0,6$;
- $\psi_1 = 0,3$;
- $\psi_2 = 0$.

3.4.2.2. Acção do vento

Mais uma vez é necessário proceder à localização do local em estudo e enquadrá-lo nas zonas consideradas pelo RSA, Art.20º.

A localidade em causa, situa-se na zona A e foi-lhe atribuída rugosidade do tipo II (locais situados em zonas rurais e periferia de zonas urbanas, conforme descrito no Art.21º).

Considerando que o tabuleiro se encontra a uma altura de 10 m do solo e as classificações anteriores, a velocidade de rajada do vento definida na equação 3.13 é 39 m/s, isto é, 140,4 km/h.

$$S_{ok} = \frac{1}{400} (h - 50) \quad (3.13)$$

Substituindo este valor na equação 3.13, obtém-se o valor da pressão dinâmica do vento, que é neste caso 0,90 kN/m².

È necessário ainda, definir o coeficiente de forma a aplicar ao módulo. A acção do vento em causa está a actuar horizontalmente na direcção perpendicular às fibras. Isto significa que a superfície à qual vai ser aplicada a acção do vento é constituída pela superfície lateral do módulo e pelas guardas. Para simplificação vai ser apenas contabilizada a situação do lado convexo do módulo, dado que é a mais prejudicial.

Para quantificar esta acção recorre-se ao anexo I, parte 3.4 correspondente a estruturas planas isoladas. A força global actuante, normal ao plano da estrutura é a apresentada na equação 3.14:

$$F = \delta_f w A_1 \quad (3.14)$$

Onde:

F é a força global;

δ_f é o coeficiente de força;

A_1 é a área efectiva (soma das áreas das projecções de todos os elementos da estrutura num plano normal à direcção de vento).

O coeficiente de força é dependente de um outro coeficiente chamado índice de cheios, definido por:

$$\lambda = \frac{A_1}{A_2} \quad (3.15)$$

Em que A_1 é o mesmo que o anteriormente exposto e A_2 é a área limitada pela projecção, no mesmo plano, do contorno exterior da estrutura.

Considerando a Fig.3.10, a área A_1 tem o valor de 0,365 m² e A_2 de 1,125, logo λ é 0,324. Segundo o quadro I-VIII do RSA, o valor do coeficiente de força para barras de secção angulosa é 1,7. Como tal, substituindo em 3.14, a força global é 0,558 kN. Como existem 5 unidades daquele tipo de guarda em cada lado do módulo, a força nas 5 é 2,792 kN, o que dividido pelo comprimento da projecção do arco (4,50 m) implica uma força distribuída de 0,621 kN/m.

3.4.2.3. Acção da variação de temperatura e retracção

Neste caso, para não se criarem esforços deste tipo nos módulos, uma das extremidades do tabuleiro está apenas fixa nas direcções y e z, não contrariando os deslocamentos longitudinais.

3.4.2.4. Sobrecarga (acção específica de passadiços)

O RSA no Art.47º especifica que a sobrecarga uniformemente distribuída com o valor característico de 4 kN/m^2 , deve ser considerada nas posições mais desfavoráveis, actuando no pavimento.

Apresenta-se de seguida uma tabela resumo de todas as acções calculadas anteriormente:

Quadro 3.8 – Valores característicos das acções

Acções	Valores característicos das acções			
	S_{Gkz} (kN/m)	S_{Qk} (kN)	S_{Qky} (kN/m)	S_{Qkz} (kN/m)
Permanentes:				
Módulo	1,140	-	-	-
Encaixes metálicos da guarda	0,057	-	-	-
Guarda convexa	0,087	-	-	-
Guarda côncava	0,090	-	-	-
Varões de pré-esforço	-	0,363	-	-
Total	-	-	-	-
Variáveis:				
Acção da neve	-	-	-	0,500
Acção do vento	-	-	2,792	-
Acção da variação de temperatura	-	-	-	-
Sobrecarga	-	-	-	6,247

De seguida apresentam-se os valores das acções características (S_k) reduzidas ao eixo médio e os respectivos valores de cálculo, S_d , (constantes no Quadro 3.8) afectados pelo coeficiente de segurança (γ) disposto para cada acção em estado limite último, segundo a equação 3.16:

$$S_d = \gamma S_k \quad (3.16)$$

Quadro 3.9 – Valores característicos das acções relativamente ao eixo médio.

Acções	Valores relativos ao eixo médio do módulo					
	Valores característicos			Valores de cálculo		
	S_{Gkz} (kN/m)	S_{Qky} (kN/m)	S_{Qkz} (kN/m)	S_{Gdz} (kN/m)	S_{Qdy} (kN/m)	S_{Qdz} (kN/m)
Permanentes:						
Módulo	1,140	-	-	1,539	-	-
Encaixes metálicos da guarda	0,114	-	-	0,154	-	-
Guarda convexa	0,090	-	-	0,121	-	-
Guarda côncava	0,087	-	-	0,118	-	-
Varões de pré-esforço	0,083	-	-	0,113	-	-
Total	1,514	-	-	2,045	-	-
Variáveis:						
Acção da neve	-	-	0,750	-	-	1,125
Acção do vento	-	0,621	-	-	0,931	-
Acção da variação de temperatura	-	-	-	-	-	-
Sobrecarga	-	-	6,026	-	-	9,039

3.4.3. COMBINAÇÕES

3.4.3.1. Estado Limite Último

Nas combinações fundamentais consideradas excluiu-se a acção sísmica, devido à necessidade de se proceder a uma avaliação global. Logo as acções combinadas foram: as cargas permanentes, a acção do vento, a acção da neve e acção da sobrecarga. Surgem, então, à partida três combinações fundamentais, que são as seguintes:

Quadro 3.10 – Combinações

Acção de base – sobrecarga (direcção do eixo dos zz)	$S_{dz} = 1,35 S_{GK} + 1,5 (S_{Qk} + \psi_0 S_{Sk})$ $S_{dz} = 2,045 + 9,036 + 0,6 \times 1,125 = 11,533 \frac{kN}{m}$	(3.17)
Acção de base – neve (direcção do eixo dos zz)	$S_{dz} = 1,35 S_{GK} + 1,5 (S_{Sk} + \psi_0 S_{Qk})$ $S_{dz} = 2,045 + 1,125 + 0,4 \times 9,036 = 6,785 \frac{kN}{m}$	(3.18)
Acção de base – vento (direcção do eixo dos yy)	$S_{dy} = 1,5 S_{Wk}$ $S_{dy} = 0,931 \frac{kN}{m}$	(3.19)

Como se pode observar, a combinação em z que é mais penalizante é a primeira, à qual corresponde o valor de 11,533 kN/m. Sendo, assim, este será o valor de cálculo a ser considerado na verificação em Estado Limite Último.

3.4.3.2. Estados Limite de Serviço

Na verificação para o Estado Limite de Serviço é necessário apenas calcular os valores de cálculo para as combinações quase-permanente (3.20) e característica (3.21) para a sobrecarga como acção de base.

Quadro 3.11 – Combinações.

$S_{cqp} = S_{Gk} + \psi_2 S_{Qk} + \psi_2 S_{Sk}$ $S_{cqp} = 1,514 + 0,2 \times 6,026 + 0 \times 0,750 = 2,720 \frac{kN}{m}$	(3.20)
$S_{cc} = S_{Gk} + S_{Qk} + \psi_1 S_{Sk}$ $S_{cc} = 1,514 + 6,026 + 0,3 \times 0,750 = 7,765 \frac{kN}{m}$	(3.21)

3.5. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

As verificações de segurança realizaram-se com base no disposto no EC5 no que diz respeito ao Estado Limite Último e aos Estados Limite de Serviço.

Para iniciar os cálculos relembram-se alguns valores e apresentam-se outros, constantes nos Quadros 3.12, 3.13 e 3.14:

Quadro 3.12 – Características do material e das acções.

Características do Material e das Acções	
Material	Madeira Maciça
Classe de serviço	3,000
Classe de Resistência	C18
$f_{m,k}$ (MPa)	18,000
$f_{v,k}$ (MPa)	2,000
$E_{c,05}$ (GPa)	6,000
$E_{c,mean}$ (GPa)	9,000
Duração de acções	Curta

Quadro 3.13 – Características da secção.

Características da Secção	
b (m)	1,500
h (m)	0,200
I (m)	4,348
I_y (m ⁴)	0,001
I_z (m ⁴)	0,056

Quadro 3.14 – Constantes de cálculo.

Constantes de Cálculo	
K_{mod}	0,700
γ_m	1,300
k_{sys}	1,200
k_h	1,000
k_m	0,700
k_{def}	2,000

No que diz respeito às variáveis novas: k_{sys} é um factor de força do sistema, que pode ser aplicado quando uma determinada quantidade de elementos estão espaçados com o mesmo intervalo e estão ligados por um sistema de continuidade de distribuição de forças. Para sistemas de madeira laminados pré-esforçados, o factor k_{sys} deve ser retirado da Fig.3.11:

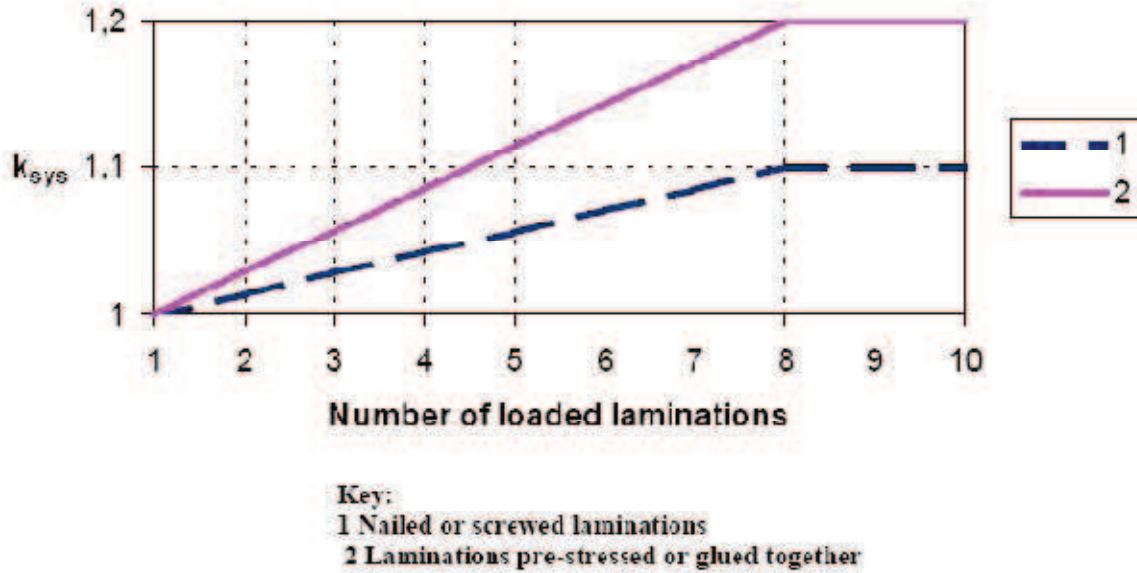


Fig.3.11 – Factor de força do sistema aplicar a tabuleiros laminados (adoptado de EC5 (1992))

Para este caso, o número de lâminas que constitui o módulo é 60, logo o k_{sys} apropriado é 1,2.

O factor k_h é um factor que afecta a resistência da madeira, tendo em conta a altura da secção transversal. Segundo a alínea 3.2 (3), a dimensão h como é maior que 150 mm, o k_h toma o valor de 1.

O factor k_m para este caso é 0,7, porque se trata de uma secção rectangular. Este factor permite a redistribuição de esforços e tem em conta a não homogeneidade de material existente na secção, como explicado em 6.1.5. (2) do EC5.

3.5.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Quanto ao Estado Limite Último aplicaram-se as equações 3.22 e 3.23 dado que estamos perante flexão desviada, devido à acção das cargas verticais e à acção do vento no plano do módulo:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.22)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (3.23)$$

Onde $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ são as tensões actuantes segundo as direcções principais e $f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ são as tensões de segurança.

Com os esforços constantes no Quadro 3.15 obtiveram-se as tensões actuates (Quadro 3.16) e aplicando a equação 3.5 calcularam-se as tensões resistentes (Quadro 3.17).

Quadro 3.15 – Valores dos Esforços.

Esforços	
$M_{sd,y}$ (kN.m)	27,260
$V_{sd,z}$ (kN)	25,076
$M_{sd,z}$ (kN.m)	2,342
$V_{sd,y}$ (kN)	2,088

Quadro 3.16 – Valores das tensões actuates.

Tensões actuates	
$\sigma_{m,y,d}$ (MPa)	2,726
$\sigma_{m,z,d}$ (MPa)	0,004
$\zeta_{v,z,d}$ (MPa)	0,125
$\zeta_{v,y,d}$ (MPa)	0,010

Quadro 3.17 – Valores das tensões resistentes.

Tensões resistentes	
$f_{m,d}$ (MPa)	9,692
$f_{v,d}$ (MPa)	1,077

Na posse destes dados pode-se agora aplicar as equações 3.22 e 3.23 para as verificações, concluindo-se que são respeitados os limites:

$$\frac{2,726}{9,692} + 0,7 \times \frac{0,004}{9,692} = 0,282 < 1, \quad (OK) \quad (3.24)$$

$$0,7 \times \frac{2,726}{9,692} + \frac{0,004}{9,692} = 0,197 < 1, \quad (OK) \quad (3.25)$$

Para além da flexão é necessário verificar o corte e a torção. Quanto ao corte verifica-se que é cumprido, porque ambos os valores actuates ($\tau_{v,y,d}$ e $\tau_{v,z,d}$) são menores do que o valor resistente.

A torção é necessária verificar devido ao facto do módulo ser curvo, o que implica que a parte exterior da curva esteja mais carregada do que a de dentro. Sendo assim, existe uma situação mais gravosa do ponto de vista torsional, que acontece quando apenas a metade exterior do módulo está carregada.

O valor da torção a considerar, se apenas metade do tabuleiro estiver carregado é 26,70 kN.m. A verificação da torção implica o cálculo do módulo de torção, W_t , calculado através da equação 3.26:

$$W_t = \frac{h b^2}{3,26} \quad (3.26)$$

Onde h é a maior dimensão da secção. O valor obtido para W_t foi 0,0184 m³, o que implica uma tensão torsional máxima de 1,451 MPa. Na alínea 6.1.7 do EC5, a torção fica verificada se:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} f_{v,d} \quad (3.27)$$

Onde:

$\tau_{tor,d}$ é a tensão torsional actuante;

k_{shape} é um factor dependente da forma da secção.

O factor de forma, k_{shape} vale 2 e $f_{v,d}$ é 1,077, logo a resistência final é 2,154 MPa, valor superior à tensão actuante, logo a segurança à torção está verificada. Isto implica que para o caso do tabuleiro completamente carregado, também esteja controlado o efeito torsional.

Falta ainda verificar, a instabilidade lateral, o bambeamento. Recorrendo à alínea 6.3.3 do EC5, esta condição é satisfeita se for cumprida a equação 3.28:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} k_{sys} k_h f_{m,d} \quad (3.28)$$

Onde k_{crit} é o factor redutor da tensão resistente que considera o bambeamento.

Para o cálculo de k_{crit} é necessário calcular o $\lambda_{rel,m}$ que é um coeficiente de esbelteza, que deve ser calculado por:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (3.29)$$

O $\sigma_{m,crit}$ é a tensão crítica de flexão, que se calcula através de 3.30, específica para secções rectangulares de madeira resinosa:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 b^2}{h l_{ef}} E_{0,05} \quad (3.30)$$

Onde b é a largura da secção, h é a altura, l_{ef} é comprimento efectivo entre apoios e $E_{0,05}$ é módulo de elasticidade correspondente ao quinto percentil.

O l_{eff} para esta situação é calculado através de 3.31:

$$l_{eff} = m l + 2h \quad (3.31)$$

Onde m é um valor à razão entre o comprimento efectivo do vão e a sua grandeza real constante no quadro 6.1 do EC5 e l é o comprimento total do vão. Substituindo na equação 3.31, o m por 0,9, o l por 4,348 e o h por 0,2 obtém-se o valor de 4,314 m. Na posse deste, pode-se calcular o valor da tensão crítica, aplicando na equação 3.30, os valores anteriores e um $E_{0,05}$ de 6 GPa, da qual resulta 12206 MPa. Substituindo este na equação 3.29 obtém-se o valor de 0,0384 para o coeficiente de esbelteza.

Este como é inferior a 0,75, implica um k_{crit} de 1. Aplicando, agora por fim, a equação 3.28 obteve-se a seguinte inequação:

$$2,726 < 1 \times 11,728, \quad (OK) \quad (3.32)$$

3.5.2. ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO

A verificação aos Estados Limite de Serviço exige que sejam verificadas as deformações e as vibrações. Esta última será avaliada no Capítulo 8 deste projecto.

A deformação em vigas, mencionada na alínea 7.2 do EC5 é o resultado de várias componentes, como representado na Fig.3.12:

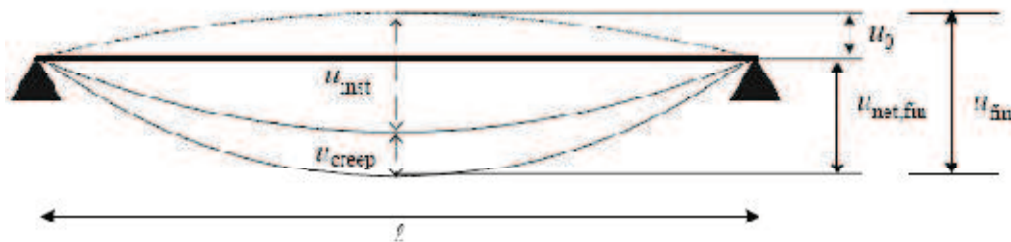


Fig.3.12 – Esquema representativo das flechas (adaptado de EC5 (1995))

Na qual:

u_0 é a contra-flecha;

u_{inst} é a flecha instantânea;

u_{creep} é a flecha devido à fluência;

u_{fin} é a flecha final;

$u_{net,fin}$ é a flecha final do conjunto

A deformação da viga tendo em conta todas as suas partes é calculada segundo a equação 3.33:

$$u_{net,fin} = u_{inst} + u_{creep} - u_0 = u_{fin} - u_0 \quad (3.33)$$

O Quadro 3.18 apresenta os limites, aos quais devem obedecer as flechas:

Quadro 3.18 – Flechas limite (adaptado de EC5 (1995))

u_{inst}	$u_{net,fin}$	u_{fin}
$\ell / 300$ to $\ell / 500$	$\ell / 250$ to $\ell / 350$	$\ell / 150$ to $\ell / 300$

Com base no Quadro 3.18, os intervalos de flechas limites são os seguintes:

Quadro 3.19 – Intervalos das flechas limite

u_{inst} (mm)	[8,70; 14,49]
$u_{net,fin}$ (mm)	[12,42; 17,39]
u_{fin} (mm)	[14,49; 28,99]

O deslocamento instantâneo foi calculado para a combinação característica, aplicando a equação 3.34 referente a flechas causadas por cargas uniformemente distribuídas:

$$f = \frac{5 q l^4}{384 EI} \quad (3.34)$$

Substituindo o l por 4,348 m, o E_{def} por 3 GPa, o p por 7,765 kN/m e o I por 0,001 m⁴, obtém-se o valor de 12,050 mm. Comparando este valor com os limites, ele verifica.

Aplicando a mesma equação mas apenas alterar o p para 2,270 kN/m, obtemos uma flecha devido à fluência de 4,220 mm.

Logo, substituindo os valores obtidos anteriormente na equação 3.33 e considerando a contra-flecha 0 mm, obtemos uma flecha final de 16,271 mm ($u_{net,fin} = u_{fin}$), que cumpre ambos os intervalos.

Na presença de todos estes elementos já é possível, construir um modelo tridimensional em Autocad do tabuleiro, como se apresenta nas Fig.3.13, 3.14 e 3.15:

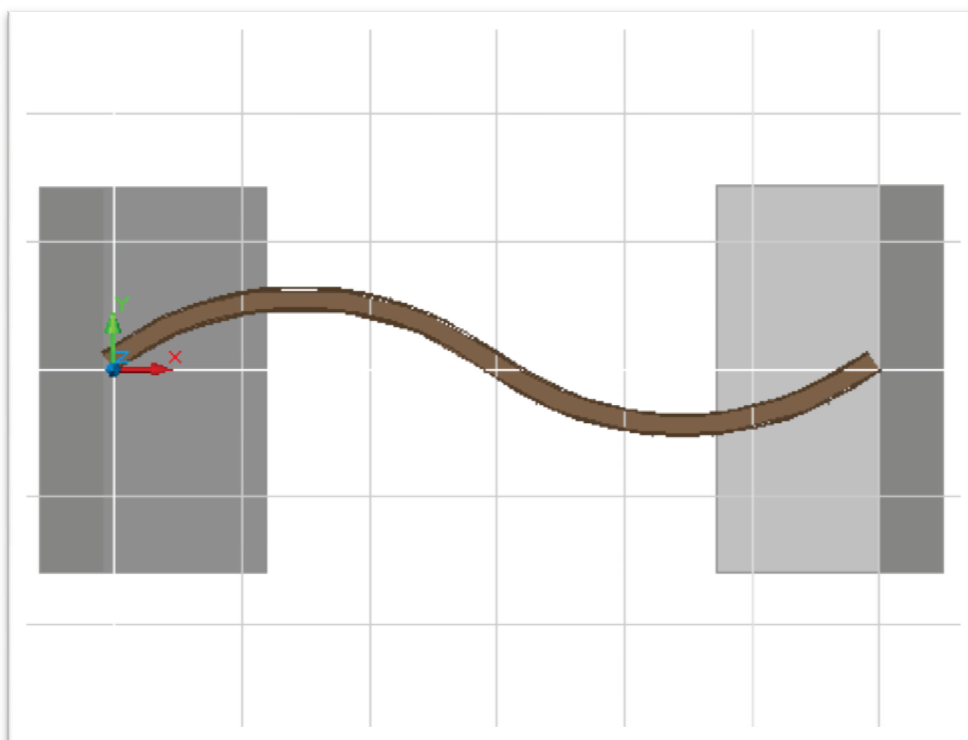


Fig.3.13 – Tabuleiro em planta

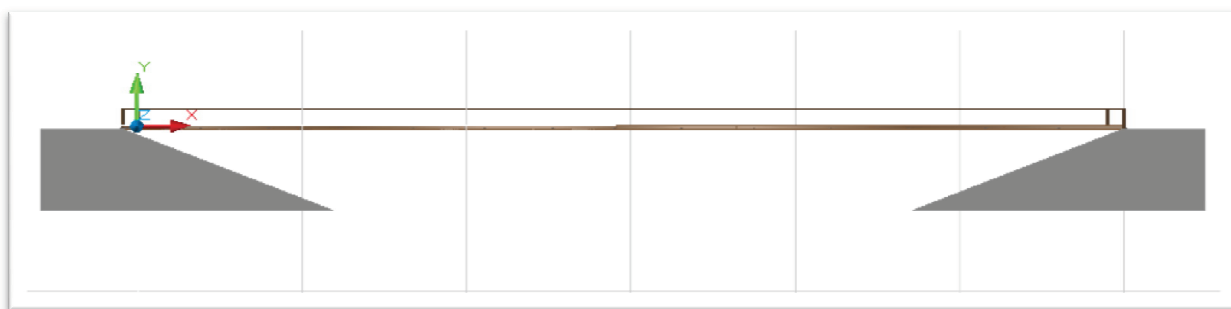


Fig.3.14 – Tabuleiro em alçado

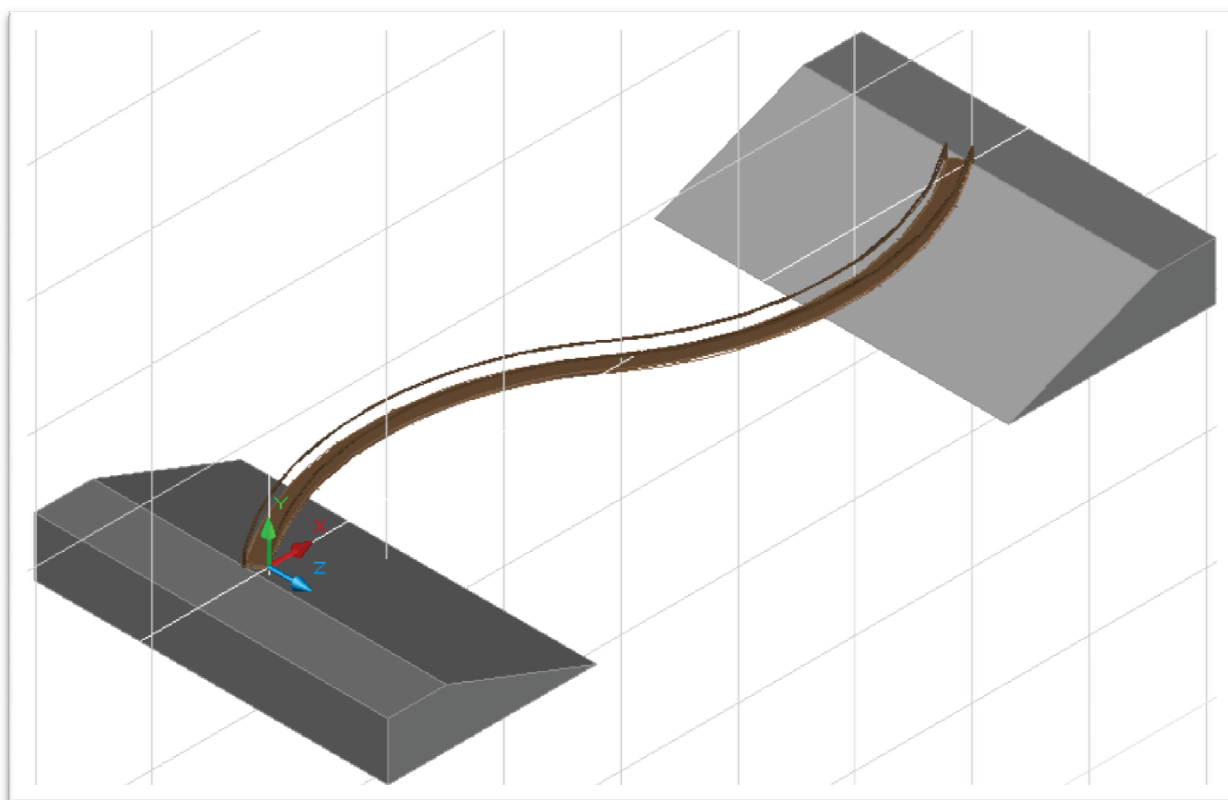


Fig.3.15 – Vista em 3D

3.6. LIGAÇÃO DOS MÓDULOS

A ligação dos módulos vai ser efectuada através de elementos metálicos tais como o perfil UAP 250, as chapas soldadas de modo a formarem uma cantoneira 230x230x20 e um varão de 60 mm de diâmetro.

O perfil UAP foi restringido à partida pelas dimensões do módulo, como por exemplo a altura e a largura. Dentro desses parâmetros procurou-se um perfil comercial que obedecesse aos critérios de segurança impostos no EC3. Considerando as cargas transmitidas pelo módulo, o peso próprio do perfil e outras cargas devido a disposições construtivas necessárias para o correcto funcionamento do conjunto, determinaram-se os esforços em Estado Limite Último.

As disposições construtivas necessárias dizem respeito a uma chapa soldada lateralmente a cada perfil UAP, de forma a impedir que as lâminas deixem de se apoiar neste e também a uma chapa a soldar à parte superior do mesmo perfil de modo a preencher o vazio que vai ser gerado pela colocação do varão.

Como todo este processo é iterativo, neste capítulo apenas são apresentados os resultados finais. O perfil escolhido foi o UAP 250 que apresenta as seguintes dimensões:

Quadro 3.20 – Dimensões UAP

t_f (m)	0,0135	b (m)	0,0850	$b_{1\ med}$ (m)	0,0805
t_w (m)	0,0090	h (m)	0,2500	$b_{2\ med}$ (m)	0,2365
t_f (m)	0,0135	b (m)	0,0850	$b_{3\ med}$ (m)	0,0805

Consideraram-se as seguintes acções:

Quadro 3.21 – Acções no perfil

$p_{p\ perfil}$ (kN/m)	0,344
$p_{sd\ tab}$ (kN/m)	16,717
$P_{sd\ ch\ l}$ (kN)	0,030
$p_{sd\ chapa\ superior}$ (kN/m)	1,599

Das quais resultaram os esforços:

Quadro 3.22 – Esforços

$M_{x\ max}$ (kN.m)	5,248
V_z (kN)	14,026

Iniciou-se o cálculo das tensões provocadas pelo esforço transversal, passando de seguida para as tensões geradas pelo momento torsor. Para o cálculo da tensão do momento torsor, foi necessário o cálculo do centro de corte, através da determinação das forças de corte. No Quadro 3.23 apresentam-se as forças de corte e as características da secção de corte:

Quadro 3.23 – Forças de corte e as características da secção de corte

R_1 (kN)	1,754
R_2 (kN)	13,667
R_3 (kN)	1,754

d_{cc} (m)	0,030
T (kN.m)	0,695
J_t (m ⁴)	1,895E-07

Onde d_{cc} é a distância ao eixo médio da alma do perfil, T é o momento torsor e J_t é o momento de inércia polar.

Quando somadas, obtém-se a tensão total de corte, neste caso para o contorno interior. Como é visível no Quadro 3.26 a secção cumpre a tensão tangencial.

Quadro 3.24 – Cálculo das tensões tangenciais devido ao esforço transversal

Tensões tangenciais devidas ao esforço transversal		
0,000	Intervalo 1 $\leq s_{x1} \leq$	0,0805
s_{x1} (m)	S_{1x} (m ³)	τ (MPa)
0,000	0,000E+00	0,000
0,040	6,425E-05	1,614
0,081	1,285E-04	3,227
0,000	Intervalo 2 $\leq s_{z2} \leq$	0,2365
s_{z2} (m)	S_{2z} (m ³)	τ (MPa)
0,000	1,285E-04	4,841
0,118	1,914E-04	7,211
0,237	1,285E-04	4,841
0,000	Intervalo 3 $\leq s_{x3} \leq$	0,0805
s_{z2} (m)	S_{2z} (m ³)	τ (MPa)
0,000	1,285E-04	3,227
0,040	6,425E-05	1,614
0,081	0,000E+00	0,000

Quadro 3.25 – Verificação da tensão tangencial

Pontos	τ_c (MPa)	τ_t (MPa)	τ_{total} (MPa)	Verificação
A	0,000	49,527	49,527	ok
B	3,227	49,527	52,754	ok
B'	4,841	33,018	37,859	ok
C	4,841	33,018	37,859	ok
C'	3,227	49,527	52,754	ok
D	0,000	49,527	49,527	ok

Quanto à tensão normal, não existe qualquer tipo de problemas, tendo sido obtidos os seguintes valores:

Quadro 3.26 – Cálculo da tensão normal

M_{total} (kN.m)	5,248
I_x (m ⁴)	4,137E-05
$\sigma_{a\ max}$ (MPa)	15,001
Verificação	ok

Efectuou-se, ainda, uma outra verificação ao banzo inferior, porque as cargas estão directamente apoiadas sobre ele. O esquema adoptado foi o de consola, considerando o encastramento no encontro entre o banzo e a alma. Esta condicionante também foi cumprida como demonstrado de seguida:

Quadro 3.27 – Verificação da consola

Secção de encastramento		
b (m)	1,500	
h (m)	0,0135	
Acções na consola		
L (m)	0,061	
q_1 (kN/m ²)	276,316	
q_1 (kN/m)	414,475	
pp (kN/m)	2,105	
p_{sd} (kN/m)	416,580	
Esforços		
M (kN.m)	0,762	
V (kN)	25,203	
Momentos de inércia e estático		
I (m ⁴)	3,075E-07	
S_x (m ³)	3,417E-05	
Tensões		
$\sigma_{a\ max}$ (MPa)	16,733	
ζ_c (MPa)	1,867	
Verificação de tensões		
f_{yd} (MPa)	235,000	ok
ζ_{vd} (MPa)	135,000	ok

Com o perfil verificado, passou-se ao cálculo das “cantoneira” e do varão, que materializa a ligação articulada entre os vários módulos. As cantoneiras furadas apenas numa aba têm que obedecer às seguintes disposições construtivas, definidas no EC3, alíneas 6.5.1.2 (1), 6.5.1.3 (1), 6.5.1.4 (1):

- A distância mínima ao topo, e_1 não deve ser inferior a $1,2d_0$, em d_0 é o diâmetro do furo;
- A distância mínima ao bordo lateral, e_2 , não deve ser inferior a $1,5d_0$, medida a partir do centro do furo;
- A distância máxima ao topo ou ao bordo lateral deve ser $40 \text{ mm} + 4t$, onde t é a espessura da peça exterior ligada de menor espessura.

Considera-se o esforço axial resistente da cantoneira como sendo o definido na alínea 6.5.2.3 para uma cantoneira apenas com um furo numa das abas, presente na equação 3.35:

$$N_{u,Rd} = \frac{2,0 (e_2 - 0,5d_0)t f_u}{\gamma_{M2}} \quad (3.35)$$

Quanto ao varão, convém esclarecer que estes vão sofrer acções da parte dos estais dado que estes são inclinados. O esforço axial nas barras não é transmitido ao módulo devido à presença de um batente

em cada extremidade, enquanto as forças transversais são transferidas ao tabuleiro actuado no plano horizontal. Este último esforço em cada secção vai-se reflectir numa componente axial e transversal, proporcionando, assim, esforço axial no módulo e beneficiando a curvatura através das forças transversais. As acções na barra estão quantificadas nos Quadros 3.28 e 3.29, para um dos varões em estudo:

Quadro 3.28 – Acções verticais

p_{est}	28,161	(kN)
	704,035	(kN/m)
p_p	0,300	(kN/m)
V_{pares}	0,058	(kN)
$V_{impares}$	0,049	(kN)

Quadro 3.29 – Acções tangenciais e radiais resultantes dos estais

Acções	T_4 (kN)	86,486
tangenciais	T_3 (kN)	62,866
Acções	R_{a4} (kN)	7,374
radiais	R_{a3} (kN)	34,889

Através do programa SAP, procedeu-se à verificação das secções metálicas circulares cheias respeitando o EC3. O modelo do varão em SAP está ilustrado na Fig.3.16 e a secção escolhida está representada na Fig.3.17:

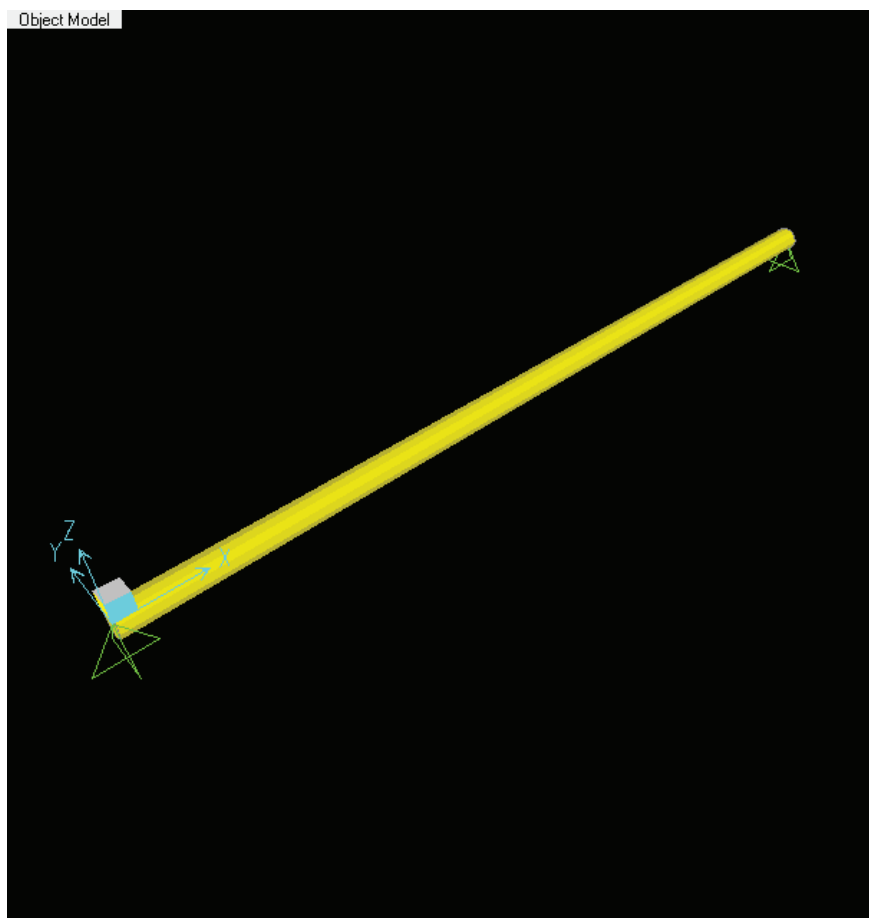


Fig.3.16 – Varão de ligação entre módulos

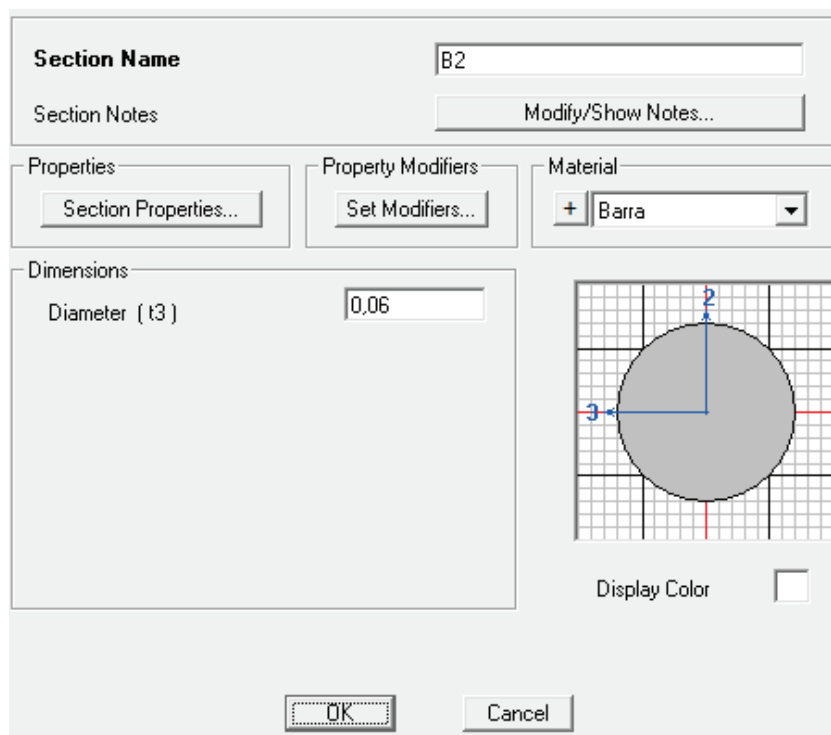


Fig.3.17 – Secção escolhida

Apresentam-se de seguida os esforços no varão e os respectivos diagramas:

Quadro 3.30 – Esforços no varão

x	V_{sdz}	M_{sdy}
(m)	(kN)	(kN.m)
0,000	28,446	0,00000
0,100	28,416	2,84311
0,200	28,386	5,68322
0,200	28,386	5,68322
0,240	0,213	6,25520
0,240	0,213	6,25520
0,260	0,183	6,27497
0,360	0,153	6,29175
0,460	0,123	6,30554
0,560	0,093	6,31632
0,660	0,063	6,32411
0,760	0,033	6,32891
0,860	0,003	6,33070
0,950	0,000	6,33072
0,960	-0,027	6,32951
1,060	-0,057	6,32531
1,160	-0,087	6,31812
1,260	-0,117	6,30793
1,360	-0,147	6,29475
1,460	-0,177	6,27857
1,560	-0,207	6,25939
1,660	-0,213	6,25520
1,660	-0,213	6,25520
1,700	-28,386	5,68322
1,700	-28,386	5,68322
1,800	-28,416	2,84311
1,900	-28,446	0,00000

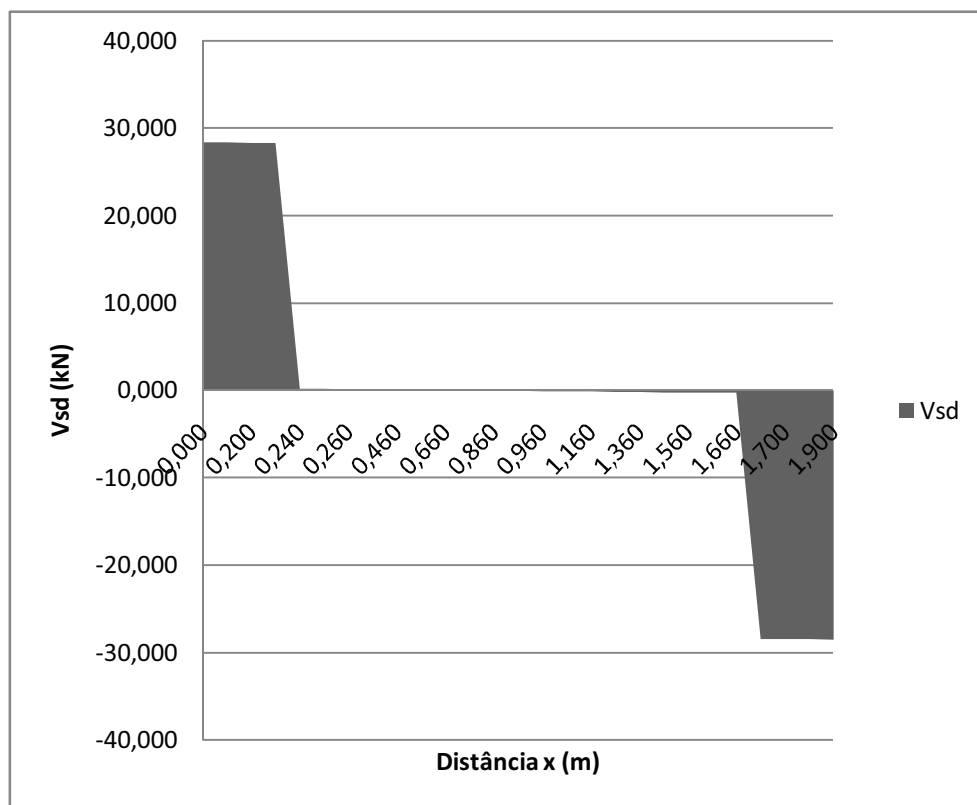


Fig.3.18 – Diagrama de esforço transverso

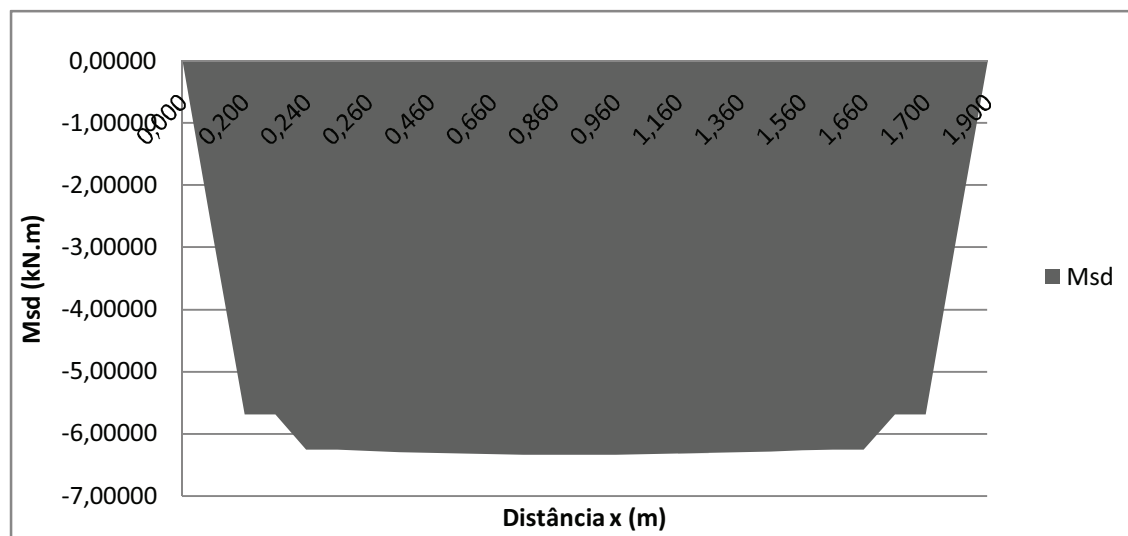


Fig.3.19 – Diagrama de momentos.

O varão apresenta, então, um diâmetro de 60 mm o que corresponde a uma diâmetro do furo de 63 mm. Respeitando, as condições relativas às cantoneiras adoptaram-se as seguintes dimensões para estas:

Quadro 3.31 – Dimensões das cantoneiras

Cantoneira exterior	
$h=b$ (mm)	230,000
d (mm)	160,000
t (mm)	20,0000

Cantoneira interior	
$h=b$ (mm)	210,000
d (mm)	160,000
t (mm)	20,0000

Na Fig.3.20 está ilustrada a ligação metálica entre módulos (ver no Anexo A2 desenhos à escala):

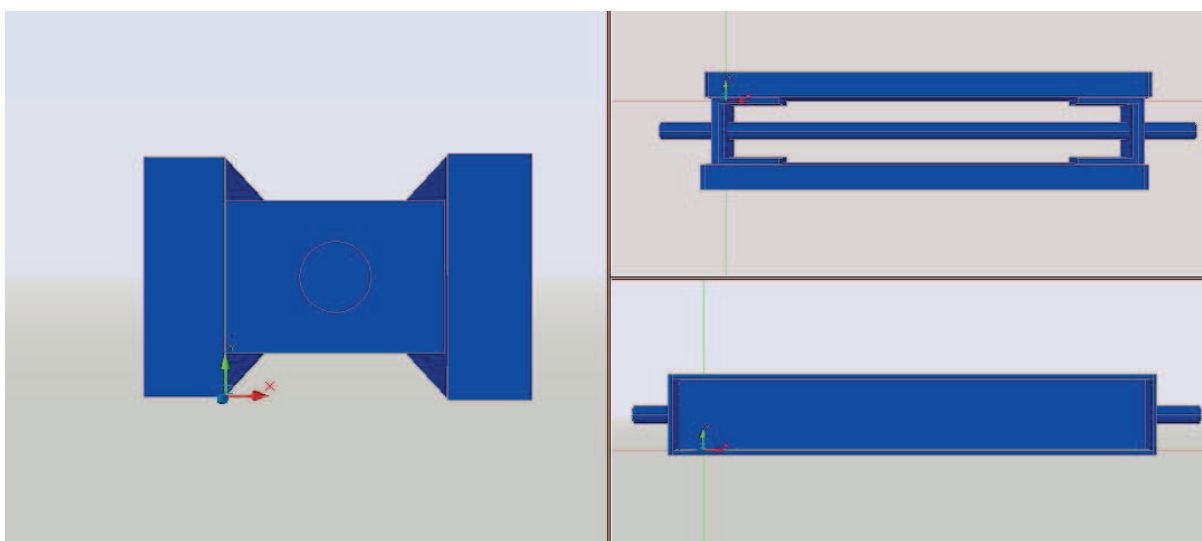


Fig.3.20 – Ligação metálica

4

ESTUDO DO MÓDULO

4.1. INTRODUÇÃO

Os módulos que integram o tabuleiro são as suas unidades fundamentais. Neste capítulo abordam-se questões como: a transformação de uma forma linear para uma curva, o cálculo do pré-esforço e por fim a sua execução.

O pré-esforço consiste na principal inovação no que concerne à forma de ligação das lâminas, escolha que habitualmente recai sobre o lamelado colado, comumente designado por glulam. Existe ainda outra solução que combina estas duas formas de ligar, mas que não era aconselhada para este caso dado que a formação do módulo curvo requer que as lâminas tenham deslocamentos relativos até atingirem a posição final.

O módulo curvo tem por base um módulo linear, ao qual é aplicada a flecha pretendida conferindo-lhe as características esperadas para o primeiro. Após este passo, é necessário manter essa deformada, objectivo alcançado através da introdução das barras de pré-esforço. Todo este processo exige a conjugação da quantificação das forças e tensões necessárias para atingir cada um destes objectivos e de uma execução que torne possível a concepção teórica efectuada previamente.

4.2. DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE DEFORMAÇÃO

Na escolha da espessura já foi calculada a força necessária para imprimir uma determinada flecha na primeira lâmina, como foi efectuada no Capítulo 3. Essa deformação terá que ser igual para todas as lâminas que lhe estão adjacentes. Estamos, assim, perante um sistema que funciona em paralelo, logo o deslocamento final é igual ao de cada elemento e a força a aplicar ao sistema é a soma das forças necessárias para deformar cada uma das lâminas. Estas considerações reflectem-se nas expressões 4.1 e 4.2, respectivamente:

$$\delta_{total} = \delta_1 = \delta_2 = \dots = \delta_n \quad , n = 1, \dots, 60 \quad (4.1)$$

$$F_{total} = \sum_{i=1}^{60} F_i \quad (4.2)$$

Dado que estamos perante um módulo curvo, que se inicia como linear, teve-se em atenção o facto de que, na sua forma final é necessário que as extremidades de cada lâmina se encontrem alinhadas, para melhor poderem encaixar nos perfis de ligação. O alinhamento pretendido tem a direcção radial, o que implica que todas as lâminas tenham comprimentos diferentes e consequentemente que lhes seja aplicada uma força diferente para alcançar a flecha necessária.

Convém referir que esta abordagem foi efectuada no primeiro módulo-tipo sugerido, sendo as considerações válidas para módulos de outras dimensões.

Para determinar o comprimento de cada lâmina, caracterizou-se a recta que contém todas as extremidades dos eixos médios longitudinais de cada lâmina e que tem como origem a primeira lâmina do lado convexo. Obteve-se a equação 4.3:

$$y(x) = 0,092 \times x \quad (4.3)$$

Aplicando a equação 4.3 a cada ponto, obtiveram-se as suas coordenadas e os comprimentos das lâminas, constantes no Quadro 4.1:

Quadro 4.1 – Coordenadas e comprimentos de cada lâmina

nº	x (m)	y (m)	Li (m)
1	0,000	0,000	4,650
2	0,025	0,002	4,645
3	0,050	0,005	4,641
4	0,075	0,007	4,636
5	0,100	0,009	4,632
6	0,125	0,011	4,627
7	0,150	0,014	4,623
8	0,175	0,016	4,618
9	0,200	0,018	4,613
10	0,225	0,021	4,609
11	0,250	0,023	4,604
12	0,275	0,025	4,600
13	0,300	0,027	4,595
14	0,325	0,030	4,591
15	0,350	0,032	4,586
16	0,375	0,034	4,581
17	0,400	0,037	4,577
18	0,425	0,039	4,572
19	0,450	0,041	4,568
20	0,475	0,043	4,563
21	0,500	0,046	4,558
22	0,525	0,048	4,554
23	0,550	0,050	4,549
24	0,575	0,053	4,545
25	0,600	0,055	4,540
26	0,625	0,057	4,536
27	0,650	0,059	4,531
28	0,675	0,062	4,526
29	0,700	0,064	4,522

nº	x (m)	y (m)	L_i (m)
30	0,725	0,066	4,517
31	0,750	0,069	4,513
32	0,775	0,071	4,508
33	0,800	0,073	4,504
34	0,825	0,076	4,499
35	0,850	0,078	4,494
36	0,875	0,080	4,490
37	0,900	0,082	4,485
38	0,925	0,085	4,481
39	0,950	0,087	4,476
40	0,975	0,089	4,472
41	1,000	0,092	4,467
42	1,025	0,094	4,462
43	1,050	0,096	4,458
44	1,075	0,098	4,453
45	1,100	0,101	4,449
46	1,125	0,103	4,444
47	1,150	0,105	4,439
48	1,175	0,108	4,435
49	1,200	0,110	4,430
50	1,225	0,112	4,426
51	1,250	0,114	4,421
52	1,275	0,117	4,417
53	1,300	0,119	4,412
54	1,325	0,121	4,407
55	1,350	0,124	4,403
56	1,375	0,126	4,398
57	1,400	0,128	4,394
58	1,425	0,130	4,389
59	1,450	0,133	4,385
60	1,475	0,135	4,380

Onde x e y são as coordenadas em metros dos pontos e L_i é o comprimento de cada lâmina.

Agora já na posse de todos os comprimentos e aplicando a equação 3.1 para uma flecha de 0,105 m obtivemos as forças de deformação, apresentadas no Quadro 3.2. Consequentemente, aplicando a equação 3.4 é possível calcular as tensões normais de cada lâmina para posterior comparação com a tensão limite de flexão. Se observarmos a tensão obtida para o comprimento menor (caso mais gravoso) e a compararmos com a tensão limite, concluiu-se que esta é cumprida. Logo, todas as lâminas respeitam a tensão de cedência.

Quadro 4.2 – Forças necessárias para deformar cada lâmina

nº	L_i (m)	b (m)	e (m)	I_z (m ⁴)	F_i (kN)	Tensão (MPa)
1	4,650	0,200	0,025	2,604E-07	0,117	6,556
2	4,645	0,200	0,025	2,604E-07	0,118	6,569
3	4,641	0,200	0,025	2,604E-07	0,118	6,582
4	4,636	0,200	0,025	2,604E-07	0,119	6,595
5	4,632	0,200	0,025	2,604E-07	0,119	6,608
6	4,627	0,200	0,025	2,604E-07	0,119	6,621
7	4,623	0,200	0,025	2,604E-07	0,120	6,634
8	4,618	0,200	0,025	2,604E-07	0,120	6,647
9	4,613	0,200	0,025	2,604E-07	0,120	6,660
10	4,609	0,200	0,025	2,604E-07	0,121	6,673
11	4,604	0,200	0,025	2,604E-07	0,121	6,687
12	4,600	0,200	0,025	2,604E-07	0,121	6,700
13	4,595	0,200	0,025	2,604E-07	0,122	6,713
14	4,591	0,200	0,025	2,604E-07	0,122	6,727
15	4,586	0,200	0,025	2,604E-07	0,122	6,740
16	4,581	0,200	0,025	2,604E-07	0,123	6,754
17	4,577	0,200	0,025	2,604E-07	0,123	6,767
18	4,572	0,200	0,025	2,604E-07	0,124	6,781
19	4,568	0,200	0,025	2,604E-07	0,124	6,794
20	4,563	0,200	0,025	2,604E-07	0,124	6,808
21	4,558	0,200	0,025	2,604E-07	0,125	6,822
22	4,554	0,200	0,025	2,604E-07	0,125	6,835
23	4,549	0,200	0,025	2,604E-07	0,125	6,849
24	4,545	0,200	0,025	2,604E-07	0,126	6,863
25	4,540	0,200	0,025	2,604E-07	0,126	6,877
26	4,536	0,200	0,025	2,604E-07	0,127	6,891
27	4,531	0,200	0,025	2,604E-07	0,127	6,904
28	4,526	0,200	0,025	2,604E-07	0,127	6,918
29	4,522	0,200	0,025	2,604E-07	0,128	6,932
30	4,517	0,200	0,025	2,604E-07	0,128	6,947
31	4,513	0,200	0,025	2,604E-07	0,129	6,961
32	4,508	0,200	0,025	2,604E-07	0,129	6,975
33	4,504	0,200	0,025	2,604E-07	0,129	6,989
34	4,499	0,200	0,025	2,604E-07	0,130	7,003
35	4,494	0,200	0,025	2,604E-07	0,130	7,017
36	4,490	0,200	0,025	2,604E-07	0,131	7,032
37	4,485	0,200	0,025	2,604E-07	0,131	7,046
38	4,481	0,200	0,025	2,604E-07	0,131	7,061
39	4,476	0,200	0,025	2,604E-07	0,132	7,075
40	4,472	0,200	0,025	2,604E-07	0,132	7,089
41	4,467	0,200	0,025	2,604E-07	0,133	7,104
42	4,462	0,200	0,025	2,604E-07	0,133	7,119
43	4,458	0,200	0,025	2,604E-07	0,133	7,133
44	4,453	0,200	0,025	2,604E-07	0,134	7,148
45	4,449	0,200	0,025	2,604E-07	0,134	7,163
46	4,444	0,200	0,025	2,604E-07	0,135	7,177
47	4,439	0,200	0,025	2,604E-07	0,135	7,192

nº	L_i (m)	b (m)	e (m)	I_z (m ⁴)	F_i (kN)	Tensão (MPa)
48	4,435	0,200	0,025	2,604E-07	0,135	7,207
49	4,430	0,200	0,025	2,604E-07	0,136	7,222
50	4,426	0,200	0,025	2,604E-07	0,136	7,237
51	4,421	0,200	0,025	2,604E-07	0,137	7,252
52	4,417	0,200	0,025	2,604E-07	0,137	7,267
53	4,412	0,200	0,025	2,604E-07	0,138	7,282
54	4,407	0,200	0,025	2,604E-07	0,138	7,297
55	4,403	0,200	0,025	2,604E-07	0,138	7,312
56	4,398	0,200	0,025	2,604E-07	0,139	7,327
57	4,394	0,200	0,025	2,604E-07	0,139	7,343
58	4,389	0,200	0,025	2,604E-07	0,140	7,358
59	4,385	0,200	0,025	2,604E-07	0,140	7,373
60	4,380	0,200	0,025	2,604E-07	0,141	7,389

Segundo a equação 4.2, a força total necessária é 7,715 kN. Esta força é aplicada à lâmina número sessenta, na qual é necessário verificar a segurança à compressão perpendicular às fibras no ponto de aplicação. A força de 7,715 kN aplicada numa chapa com um área de 0,0225 m² (0,15x0,15 m²) provoca uma tensão de 0,343 MPa muito inferior ao limite de 4,8 MPa, considerados para a tensão característica ($f_{c,90,k}$).

4.3. PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço é a parte mais importante de todo o módulo, porque é ele que permite o seu funcionamento como sistema. Este provoca fricção entre as lâminas, o que faz com que haja transmissão de esforços. Em corte, a secção que o módulo apresenta é a ilustrada na Fig.4.1:

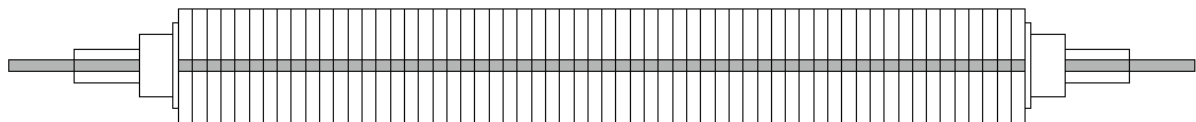


Fig.4.1 – Secção do módulo que contém um varão de pré-esforço

As barras para serem tensionadas correctamente e para permitirem a montagem do tabuleiro têm que ter um comprimento superior à largura do tabuleiro. O aconselhado é aproximadamente o valor da largura do tabuleiro mais 600 mm, o que neste caso é igual a 2100 mm.

Para o cálculo do pré-esforço nas barras foi considerado o EC5 e o Guide Specifications for the Design of Stress-Laminated Wood Decks (AASHTO 1991), que apontam formas de cálculo da força inicial e da força a longo prazo (residual). O EC5 preconiza que a força a longo prazo de pré-esforço p seja no mínimo de 0,35 MPa e que seja satisfeita a condição 4.4:

$$F_{v,ED} \leq \mu_d \sigma_{p,min} h \quad (4.4)$$

Onde:

$F_{v,ed}$ é a força de cálculo de corte por unidade de comprimento, devido às acções verticais e horizontais;

μ_d é o coeficiente de cálculo da fricção;

$\sigma_{p,min}$ é a tensão mínima residual a longo prazo causada pelo pré-esforço;

h é a altura do módulo.

Substituindo na equação 4.4, o $F_{v,ed}$ por 18,717 kN/m (Estado Limite Último), o h por 0,20 e o μ_d por 0,45, que consta no Quadro 4.3, para a humidade relativa de no mínimo de 16% (dado que o aconselhado é 16 %) para contacto madeira serrada/madeira serrada, obteve-se um $\sigma_{p,min}$ de 0,208 MPa.

Quadro 4.3 – Valores de cálculo para os coeficientes de fricção μ_d (adaptado de EC5 (1995))

Lamination surface roughness	Perpendicular to grain		Parallel to grain	
	Moisture content $\leq 12 \%$	Moisture content $\geq 16 \%$	Moisture content $\leq 12 \%$	Moisture content $\geq 16 \%$
Sawn timber to sawn timber	0,30	0,45	0,23	0,35
Planed timber to planed timber	0,20	0,40	0,17	0,30
Sawn timber to planed timber	0,30	0,45	0,23	0,35
Timber to concrete	0,40	0,40	0,40	0,40

Como este valor é inferior ao mínimo aconselhado, a tensão utilizada para cálculo das forças é 0,35 MPa. Como nota, pode-se referir o facto do EC5, calcular a força de pré-esforço a longo prazo para o Estado Limite Último e não para a combinação frequente em Estado Limite de Serviço como é referido para outros materiais como o betão e o aço.

Para estimar a força, é necessário estabelecer o posicionamento das barras. O espaçamento entre barras deve rondar os 60 cm e para além disso as barras mais extremas não devem estar muito afastadas dos apoios. Sendo a distribuição simétrica em relação ao eixo dos yy consideram-se as barras mais próximas dos apoios como as primeiras e assim, numeradas sucessivamente até chegarem ao eixo.

Neste caso foram escolhidas 7 barras, sendo as primeiras colocadas a 25 cm dos apoios, medidos ao longo do comprimento arco interior. As seguintes distam das primeiras 58,8 cm, as terceiras distam das anteriores 67,6 cm e a última está colocada sobre o eixo de simetria. Assim, em termos de áreas de influência, as barras extremas têm uma área de 1000 cm², enquanto as outras abrangem 1351,6 cm².

Podem-se, agora calcular as forças mínimas a aplicar a cada barra. Aplicando a equação (4.4), obtém-se o valor de 35 kN para as barras extremas enquanto para as outras o valor a aplicar é 47,39 kN.

Com base, na verificação da compressão perpendicular às fibras é possível calcular os valores máximos admissíveis e verificar se estes são superiores aos obtidos anteriormente. Aplica-se, então, a equação (3.9) no cálculo das forças máximas, onde $k_{c,90}$ é 1,3 e $f_{c,90,d}$ é 2,585 (Classe 2) MPa:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (4.5)$$

Onde:

$\sigma_{c,90,d}$ é a tensão actuante na área de contacto perpendicular às fibras;

$k_{c,90}$ é o factor que tem em conta a configuração da carga, a possibilidade de divisão e o grau de deformação;

$f_{c,90,d}$ é a tensão de cálculo perpendicular às fibras.

O valor obtido para $\sigma_{c,90,d}$ é 3,360 MPa e consequentemente as forças nas barras extremas e nas restantes são, 336 kN e 454,944 kN, respectivamente.

Como é possível constatar, estes valores são superiores às forças mínimas e pode-se, assim, retirar daqui um intervalo de valores possíveis de aplicar ao módulo. Os intervalos são os seguintes:

$$p \in [35,336] \quad \text{barras extremas}$$

$$p \in [47,31; 454,94] \quad \text{barras interiores}$$

Após a determinação do pré-esforço a longo prazo, é necessário estimar a tensão inicial a aplicar às barras devido ao fenómeno das perdas. As perdas são consequência de vários factores entre os quais a relaxação do aço, as variações de temperatura e humidade e fluência.

O EC5 recomenda uma contabilização das perdas de 65%. Sendo mais conservativo do que a AASHTO que apenas contabiliza 60%. Com base nos valores calculados para as forças a longo prazo de pré-esforço, determinaram-se os valores iniciais segundo cada norma, como consta no Quadro 4.4:

Quadro 4.4: Valores iniciais e finais de pré-esforço

	EC5				AASHTO	
	$P_{\text{final,min}}$ (kN)	$P_{\text{final,máx}}$ (kN)	$P_{\text{inicial,min}}$ (kN)	$P_{\text{inicial,max}}$ (kN)	$P_{\text{inicial,min}}$ (kN)	$P_{\text{inicial,Max}}$ (kN)
Varões extremos	35,000	336,000	100,000	960,000	87,500	840,000
Varões internos	47,390	454,944	135,400	1299,840	118,475	1137,360

Após esta avaliação dos intervalos, para este caso serão adoptados os valores mínimos sugeridos pelo EC5, dado que em termos de tensão mínima residual a longo prazo necessária, já foi adoptado um valor superior ao valor real calculado.

Com o objectivo de determinar um diâmetro aproximado do varão necessário, substituiu-se na expressão 3.10 o p_o por 135,4 kN (valor de p_o para os varões internos) e o γ_s por 1,15, obteve-se o valor de 155,71 para o pré-esforço inicial a aplicar no varão majorado pelo coeficiente de segurança.

$$p_k = p_{o,s} \times \gamma_s \quad (4.6)$$

Onde:

$p_{o,k}$ é a força de pré-esforço característica do aço;

$p_{o,s}$ é a força de pré-esforço inicial actuante no varão;

γ_s é o coeficiente de segurança estipulado para as armaduras.

A título exemplificativo, consultaram-se os catálogos da DYWIDAG para varões de aço de pré-esforço e concluiu-se que o diâmetro de 20 mm cumpria os requisitos anteriores.

Falta ainda realizar uma verificação relativamente à compressão perpendicular às fibras na zona de ancoragem. A ancoragem necessária para este caso será do tipo sugerido na informação técnica constante no catálogo da DYWIDAG e representada na Fig.4.2:

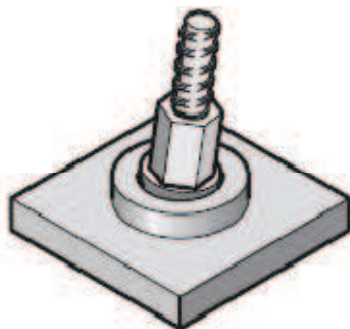


Fig.4.2 – Chapa articulada (adaptado de DYWIDAG)

Este tipo de placa é aconselhado dado que os varões não formam ângulos rectos com a superfície onde está aplicada a chapa, logo esta tem que permitir inclinações. As dimensões existentes são 150x150x10 mm o que implica uma área de contacto de 0,0225 m². Aplicando a equação 3.9, onde $f_{c,90,d}$ corresponde a 4,320 MPa e $k_{c,90}$ vale 1,3, obtemos um $\sigma_{c,90,d}$ de 6,018 MPa. A tensão resistente de compressão foi calculada para a classe de serviço 1, porque estamos em condições de estaleiro e para acções de curta duração, como especifica o EC5. Como é possível constatar a tensão actuante é superior à resistente, o que nos conduz a duas opções: ou se aumenta a capacidade resistente da madeira, optando por outra espécie, ou se aumenta a área de contacto entre a chapa e lâmina. No sentido de facilitar os cálculos neste caso é preferível aumentar a área de contacto para 0,0375, o que corresponde a uma chapa rectangular com as dimensões de 150x250x10 mm. Em outras circunstâncias tais como a necessidade de aplicar uma força de pré-esforço maior seria, então, mais apropriado substituir as duas lâminas limítrofes do módulo por outras de uma espécie mais resistente, o que implicaria uma homogeneização dos materiais no cálculo da estrutura.

4.4. EXECUÇÃO DO MÓDULO CURVO

No que diz respeito à fabricação e materiais são apontadas as seguintes sugestões:

- A madeira deve ser certificada e as lâminas devem ser rectas e livres de distorção, para facilitar a inserção dos varões de pré-esforço;
- As lâminas devem ser cortadas e furadas de forma precisa. O diâmetro do furo para os varões de pré-esforço deve ser aproximadamente o dobro do diâmetro do varão mas não superior a 20% da altura do módulo.
- A madeira deve ser sujeita a tratamentos de preservação de acordo com o especificado no EC5 ou outras normas específicas para pontes;
- O nível de humidade a quando da construção deve ser aproximadamente o mesmo do local onde irá ser colocado o módulo permanentemente e deve rondar no máximo os 19%. Convém

secar a madeira, porque isto conduz a uma melhor performance do módulo, diminuindo a retracção e a perda de pré-esforço nos varões;

- Os varões de pré-esforço devem ter comprimento suficiente para permitir uma correcta montagem da ponte e aplicar correctamente o pré-esforço. Por isso é aconselhado m comprimento de barra igual à largura do módulo somada de 600 mm.
- As barras de pré-esforço devem ser protegidas contra a corrosão, por exemplo através da galvanização sendo recomendado para alguns casos a utilização de tubos de plástico como protecção;

Tendo em atenção, estas considerações procedeu-se à execução do módulo. No que concerne aos furos, como estamos perante um módulo curvo, convém que estes sejam ovais para permitir ajustes perante pequenas variações da curvatura.

O primeiro passo consiste em preparar as lâminas. Estas são cortadas com os comprimentos determinados anteriormente e colocadas paralelamente numa superfície plana. De seguida são feitos os furos nas lâminas onde serão colocados os varões de pré-esforço, sendo vital que estes estejam alinhados para se proceder a uma correcta inserção dos varões e também verificar se a superfície circundante foi danificada. É importante que as lâminas estejam encostadas para se efectuar a distribuição de forças esperada.

Antes de aplicar a força concentrada a meio vão, é necessário fixar os apoios, nas direcções x e y, que em planta são respectivamente a direcção paralela às lâminas e a direcção perpendicular. Aplica-se, então, progressivamente a força F , de 0 a 7,715 kN, mantendo-se este último valor a actuar, de modo a, manter a deformada. Convém verificar se a deformada pretendida foi atingida e caso não aconteça descarrega-se o módulo e controlando a deformada, determina-se a força real a aplicar ao módulo. Com este dado experimental, poderá ser feita uma calibração do modelo programado e assim, reavaliar os parâmetros que poderão condicionar o sistema real. Parâmetros como a humidade relativa, condições de apoio, a existência de fendas ou nós nas lâminas condicionam a resistência de cada elemento e consequentemente, introduzem erros no modelo teórico.

Após a obtenção do módulo curvo, chega a vez da aplicação do pré-esforço para que seja mantida a deformada. Como as lâminas já foram previamente furadas, procede-se à inserção das barras preferencialmente com a ajuda de um tubo de plástico, apetrechado com um anel de neoprene que vai permitir uma ligação deformável, permitindo que o comprimento do tubo se ajuste à medida que a largura do módulo é comprimida devido ao processo de tensionamento das barras.

Para minimizar as perdas de tensão devido à relaxação do aço, o módulo deve ser tensionado três vezes durante a construção: a primeira uma semana antes da colocação na ponte, a segunda aquando da montagem da ponte e a terceira seis a oito semanas depois da segunda. Este processo se realizado com apenas um macaco hidráulico torna-se um pouco trabalhoso, porque requer que a tensão seja aplicada de forma sequencial a cada varão, para evitar distorções do módulo. Convém seguir a seguinte sequência de aplicação do pré-esforço:

- i. Começar numa extremidade do módulo e sequencialmente tensionar até atingir aproximadamente 25% da tensão inicial de cálculo; Convém que as extremidades do módulo estejam presas para evitar deslocamentos;
- ii. Tensionar da forma referida no passo i até atingir o valor de 50% da tensão de cálculo;
- iii. Repetindo novamente a sequência de aplicação mencionada no passo i, tensionar cada varão até à tensão inicial desejada, atingindo os 100%;
- iv. Voltar à primeira barra e repetir o passo iii;

- v. Verificar se todas as barras estão traccionadas com a força desejada. Se alguma barra apresentar um nível de tensão de 90% ou menor comparativamente à de cálculo, deve ser repetido o passo iii.

Este processo deve ser repetido nas três ocasiões sugeridas na fase de construção mas também aquando de futuros retensionamentos. Para o correcto desempenho da ponte, a tensão nas barras deve ser mantida no seu nível de cálculo, para tal é necessário controlo e manutenção. É recomendado que 2 anos após a construção este nível seja verificado e a partir daí com um intervalo de 1 a 3 anos.

A Fig.4.3 apresenta o esquema de elaboração do módulo curvo:

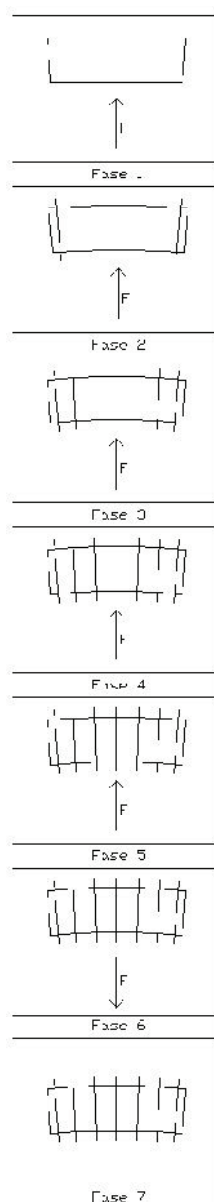


Fig.4.3: Faseamento na execução do módulo

Da fase 1 até à fase 6 o módulo encontra-se apoiado nas extremidades, devido à presença da força F . Na fase 7 estes já não são necessários porque o pré-esforço como força auto-equilibrada não cria

nenhum tipo de instabilidade. Este facto permite que os módulos sejam construídos num estaleiro e posteriormente transportados até o local da obra, o que facilita o método construtivo.

4.5. MODELAÇÃO NO SAP

Na construção do modelo optou-se por modelar em grelha, isto é, através de um conjunto de barras longitudinais e transversais procurou-se recriar o modelo real. As barras longitudinais foram inseridas com os comprimentos e secção determinados anteriormente, enquanto às transversais foi-lhes conferida uma secção inicial que foi sendo modificada para que o módulo apresentasse a rigidez necessária, sendo a secção final 0,2x0,2 m. Estas barras transversais estão concentradas no centro do módulo porque sendo inicialmente colocadas junto aos apoios verificou-se que lhes conferiam uma rigidez excessiva aproximando-se praticamente a um encastramento. Para além disso não possuem rigidez flexional, nem peso funcionando apenas como elementos de ligação entre as barras longitudinais. Na realidade as barras longitudinais não estão ligadas, mas após a aplicação da força de deformação surge fricção entre elas fazendo com que se deformem em conjunto, daí a inserção de barras transversais que procuram modelar este comportamento. As Fig.4.4 e 4.5 ilustram a força aplicada de forma a provocar a deformada pretendida e a respectiva deformada:

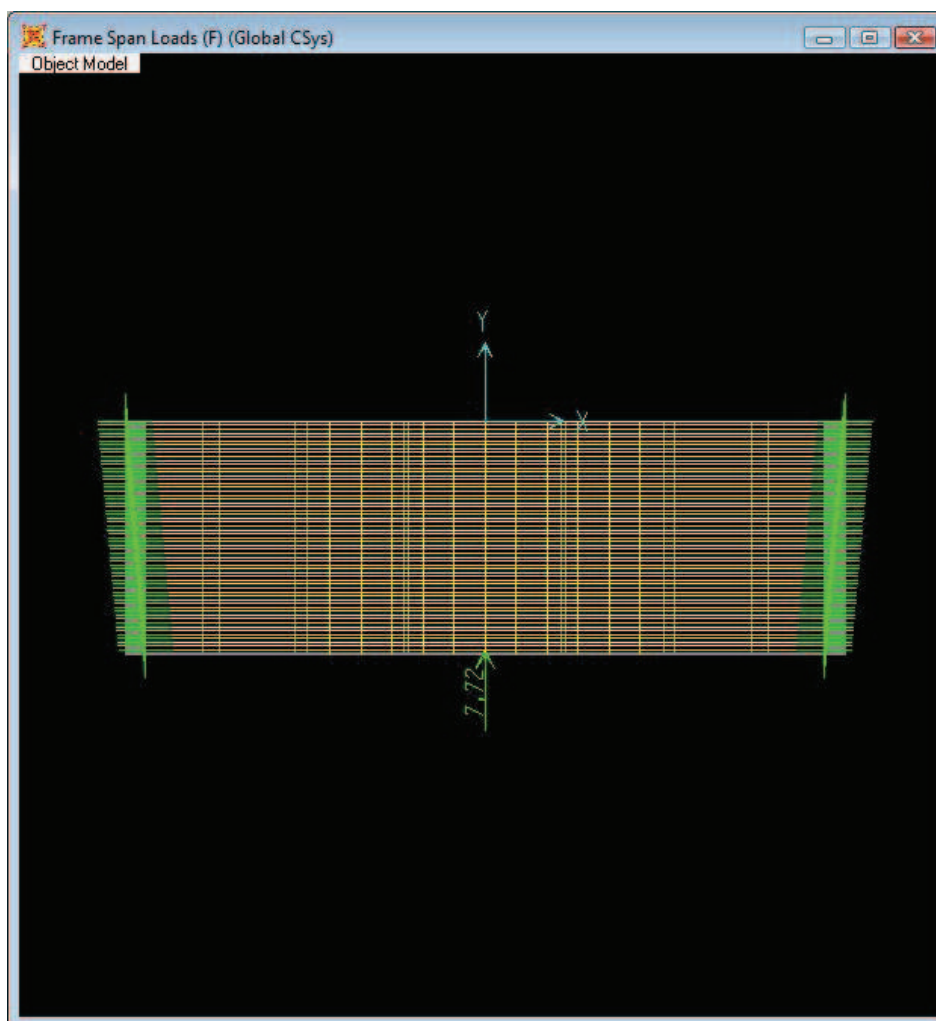


Fig.4.4 – Força de deformação

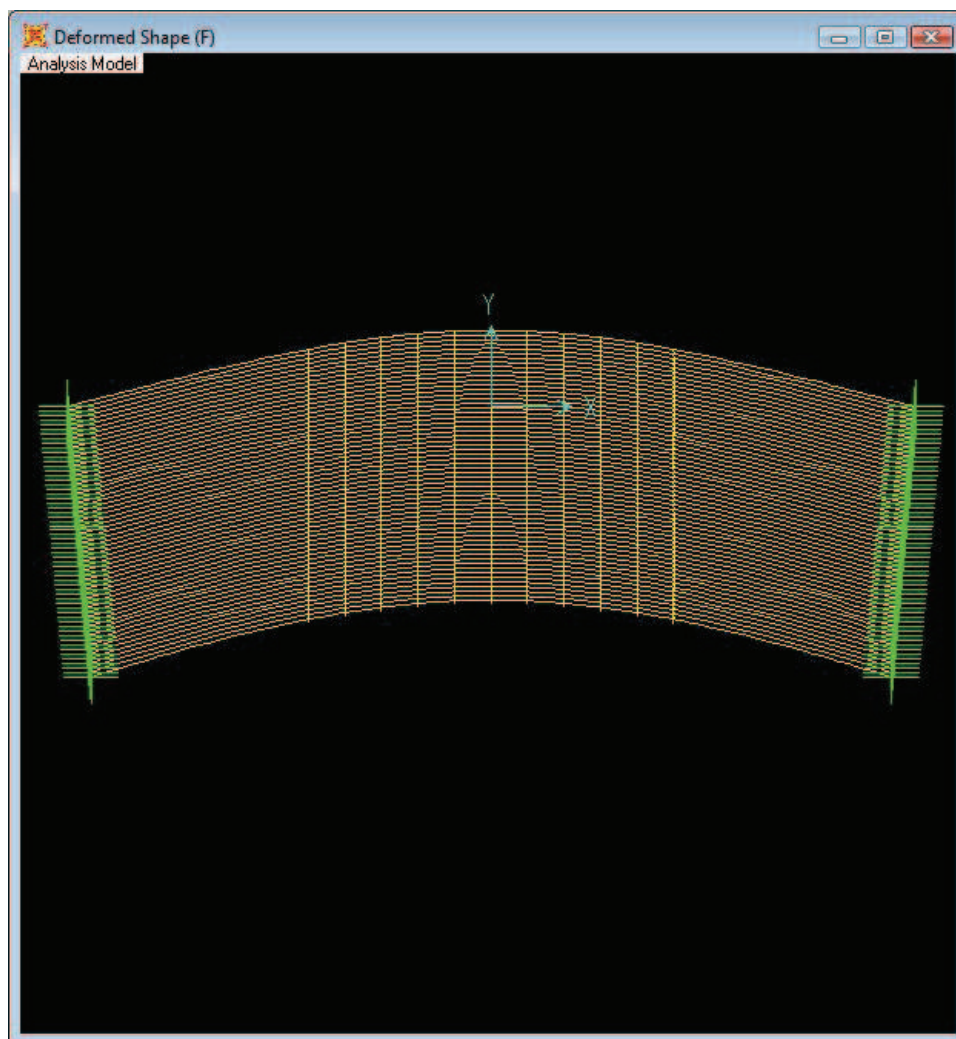


Fig.4.5 – Deformada provocada por F

Após este processo são colocados os cabos de pré-esforço que como era esperado não afectam a deformada acima ilustrada. Para execução deste propósito construiu-se um modelo curvo com a deformada anterior e colocaram-se os cabos de pré-esforço e constatou-se que a forma do módulo não se alterou. A Fig.4.6 ilustra o posicionamento dos cabos:

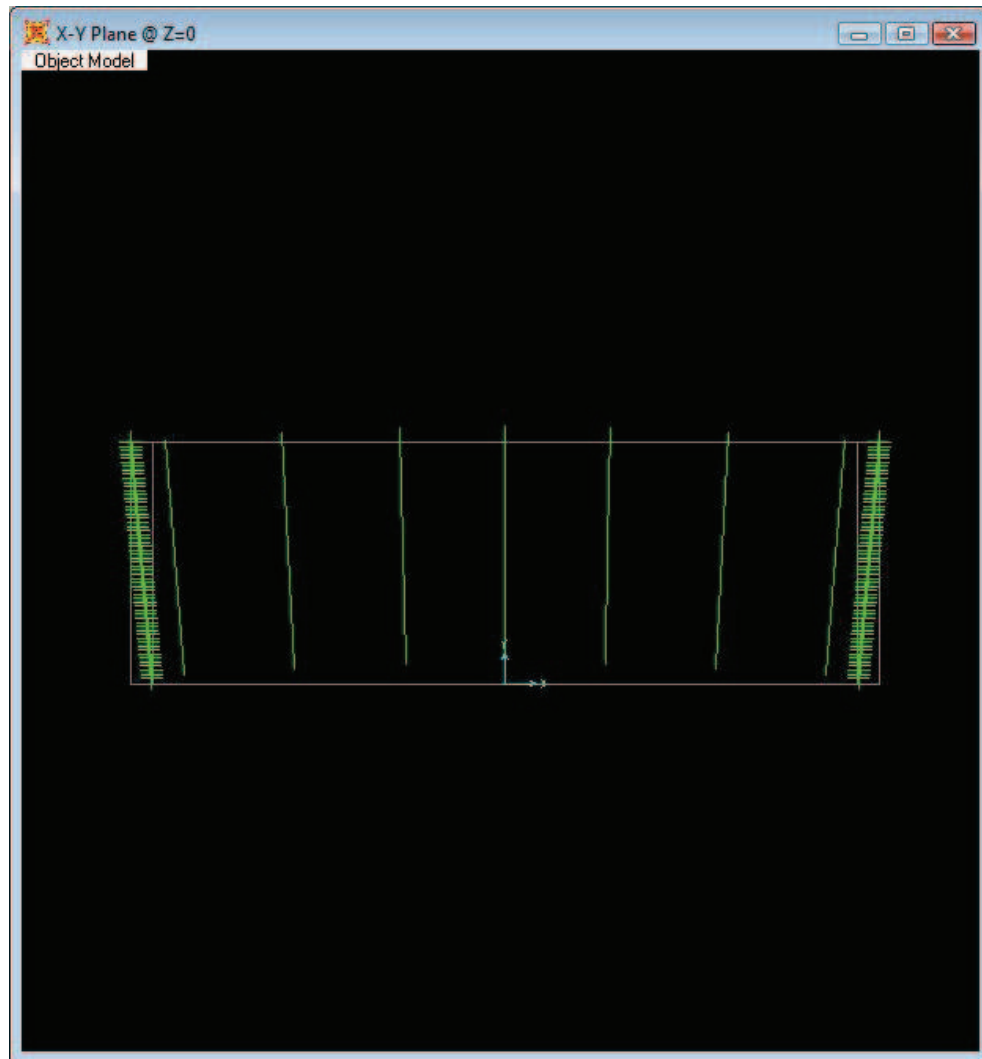


Fig.4.6 – Posicionamento dos cabos de pré-esforço

A figura seguinte demonstra a invariabilidade da deformada após a inserção dos cabos:

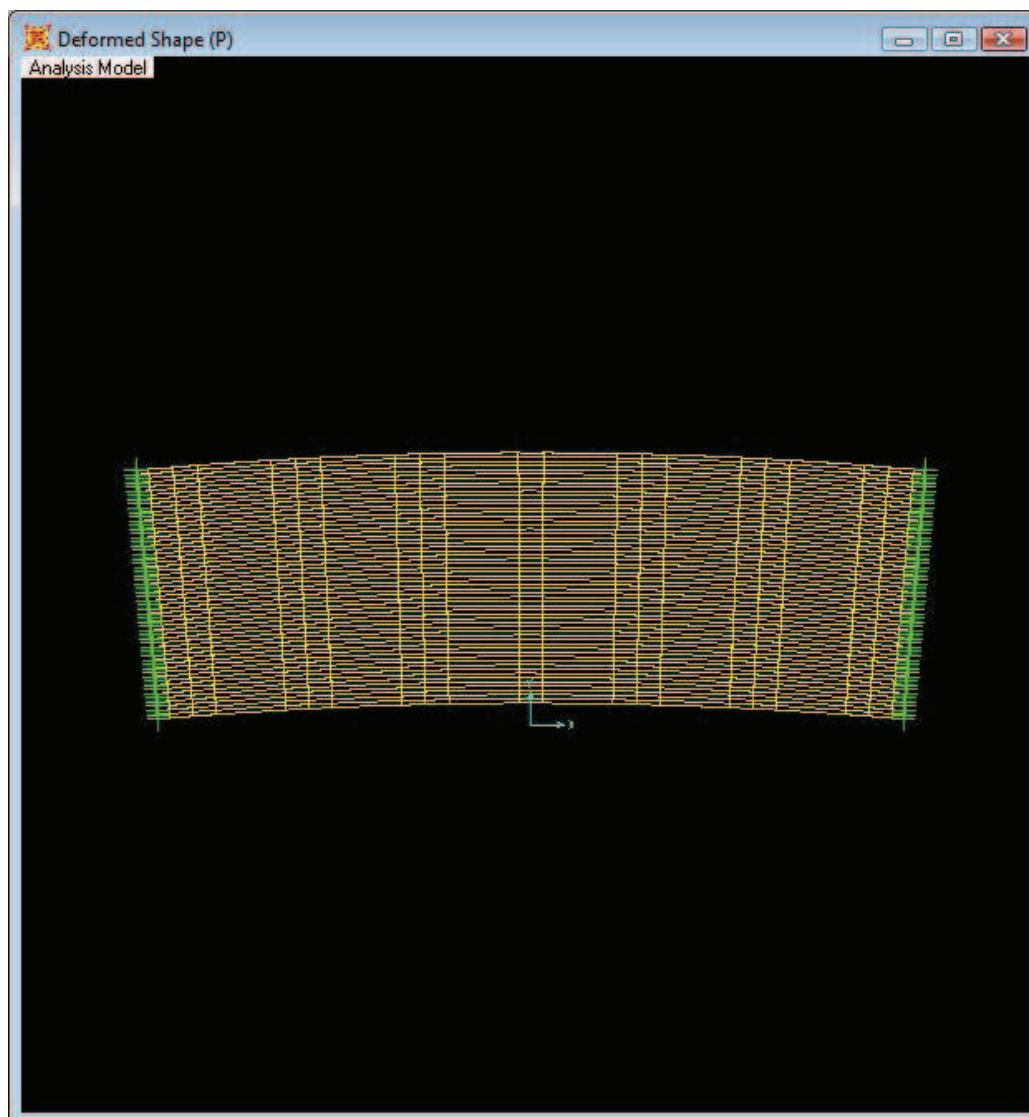


Fig.4.7 – Deformada provocada pelo pré-esforço

De modo a conferir uma rigidez próxima da real colocaram-se as barras transversais ilustradas na Fig.4.7 e como se pode observar a curvatura do módulo não se altera. O Quadro 4.5 apresenta os deslocamentos provocados pelo pré-esforço em alguns pontos extremos superiores do módulo sendo os inferiores equivalentes:

Quadro 4.5 – Deslocamentos provocados pelo pré-esforço

Pontos	U_1 m	U_2 m	U_3 m	R_1 rad	R_2 rad	R_3 rad
1	0	0	0	0	0	-0,00018
2	0	0	0	0	0	0,000182
23	1,97E-06	-9,8E-06	0	0	0	-3,3E-05
35	6E-06	-7,4E-05	0	0	0	-1,7E-06
45	-2,3E-07	-1,4E-05	0	0	0	0,000026
79	2,71E-06	-1,5E-05	0	0	0	-3,8E-05
90	5,85E-06	-9,7E-05	0	0	0	-1,6E-06

Pontos	U_1 m	U_2 m	U_3 m	R_1 rad	R_2 rad	R_3 rad
100	1,17E-07	-1,4E-05	0	0	0	0,000035
134	3,22E-06	-8,5E-06	0	0	0	-3,9E-05
144	3,87E-06	-0,00009	0	0	0	-4,6E-06
156	4,8E-07	-7,6E-06	0	0	0	0,000025
188	7,33E-06	-5,7E-05	0	0	0	-0,00021
199	-1,9E-06	-9,9E-06	0	0	0	0,000033
211	-5,8E-06	-7,4E-05	0	0	0	1,7E-06
221	6,55E-07	-1,5E-05	0	0	0	-2,6E-05
255	-2E-06	-2,2E-05	0	0	0	0,000037
266	-4,9E-06	-0,0001	0	0	0	3,34E-07
276	1,03E-06	-2,3E-05	0	0	0	-3,6E-05
310	-1,5E-06	-2,7E-05	0	0	0	0,000035
320	-1,7E-06	-0,00011	0	0	0	-2,8E-07
332	2,24E-06	-2,8E-05	0	0	0	-3,3E-05
364	-2,2E-06	-7,4E-05	0	0	0	0,000174

4.6. FLECHA MÁXIMA

Agora que foi calculada a espessura das lâminas, pode-se determinar a flecha máxima possível que estas podem atingir e qual a força necessária e a partir daí verificar qual a curvatura máxima que o arco poderia fazer em planta.

Aplicando na equação 3.4 a tensão máxima de 18 MPa e mantendo os parâmetros definidos anteriormente é possível retirar o valor de P_l , 0,343 kN. De seguida, substituindo este valor na equação 3.1 obtém-se a flecha máxima esperada de 0,256 m. Isto significa, que seria possível aumentar a flecha da lâmina em aproximadamente 40%.

5

ESTAIS

5.1. INTRODUÇÃO

Os estais/tirantes constituem uma das partes mais determinantes no estudo do comportamento da ponte. Este elemento envolve grande complexidade, apesar de ser um elemento unidimensional com um comportamento do material elástico e linear. Aqui a abordagem, será puramente estática, sendo a dinâmica avaliada “à posteriori” no Capítulo 8.

O comportamento de um tirante depende da sua tensão, do seu comprimento, da sua inclinação e do seu peso, aproximando-se conforme estes factores de uma catenária ou de uma mola elástica rectilínea. Na análise estática abordam-se três aspectos principais:

- Forma e Equilíbrio Estático;
- Rigidez longitudinal;
- Comportamento à flexão.

Nesta ponte, de modo a, manter a sua vertente de baixo impacto ambiental, propõe-se que os estais sejam constituídos por fibras sintéticas em vez do habitual aço.

5.2. MATERIAL

Os estais vão ser elaborados em cordas da marca Delphin Line, devido às várias vantagens que apresenta mas principalmente devido ao seu comportamento praticamente linear, no que diz respeito a tensão/deformação. De seguida enumeramos as principais características:

- Peso específico – aproximadamente 0,90;
- Resistência Química – boa resistência a ácidos;
- Deformação última – 16%;
- Flutua;
- Excelente resistência a agentes abrasivos;
- Mantém a mesma flexibilidade seca ou húmida;
- Resistência mecânica não dependente da humidade;
- Não absorve água;
- Não demonstra problemas de retracção;

- Facilidade de manejo;
- Boa durabilidade;
- Certificado segundo a norma EN 919.

As propriedades apresentadas aproximam-se muito das definidas para o polipropileno, como apresentado de seguida:

- Peso específico – 0,90;
- Tensão de rotura – 400 a 700 MPa;
- Deformação de rotura – 10 a 20%;
- Temperatura máxima até à qual o polipropileno continua a funcionar – 100°.

Segundo o mesmo autor, a lei de Hooke também se aplica a esta fibra sintética, logo pode-se calcular um valor do módulo de elasticidade, considerando a deformação de 16%.

$$\sigma = \varepsilon E \quad (5.1)$$

O intervalo obtido é de 2,5 a 4,375 GPa. Como a corda escolhida não é constituída exclusivamente por polipropileno, o módulo de elasticidade terá que ser novamente avaliado para a tensão resistente das cordas.

5.3. CONSIDERAÇÕES PARA A ANÁLISE ESTATICA

O modelo de cálculo escolhido neste caso corresponde à aproximação dos estais a tirantes rectilíneos. Isto implica que a rigidez à flexão possa ser considerada inexistente e que o módulo de elasticidade se mantenha o calculado de forma linear elástica.

Este último conceito leva a uma breve introdução do módulo de elasticidade aparente, porque a forma curva dos estais leva a que a sua rigidez aumente à medida que aumenta a tensão, aproximando-se do seu valor máximo quando se aproxima da corda. A fórmula de Ernst (equação 5.2) permite calcular o módulo de elasticidade tangente, E_t :

$$E_t = \frac{E}{1 + \frac{q^2 d^2 EA}{12 T^3}} \quad (5.2)$$

Se a projecção horizontal do cabo é muito grande, em vez da tangente, sugere-se que se calcule o módulo de elasticidade secante, definido em 5.3:

$$E_s = \frac{E}{1 + \frac{q^2 d^2 (T_1 + T_2) EA}{24 T_1^2 T_2^2}}$$

5.4. DISTRIBUIÇÃO

A distribuição dos estais foi condicionada por vários factores tais como:

- A geometria do tabuleiro;
- A necessidade de não intersectarem o corrimão e uma altura de dois metros, estabelecida para formar um corredor de segurança;
- Não colocar os estais de modo a fazerem um ângulo pequeno com a horizontal, para que a componente horizontal do esforço não seja muito grande;
- Não posicionar a torre muito afastada das encostas.

Segundo a planta da Fig.5.1, foi atribuída a seguinte numeração a cada extremidade da barra de ligação entre módulos, donde partirão os estais:

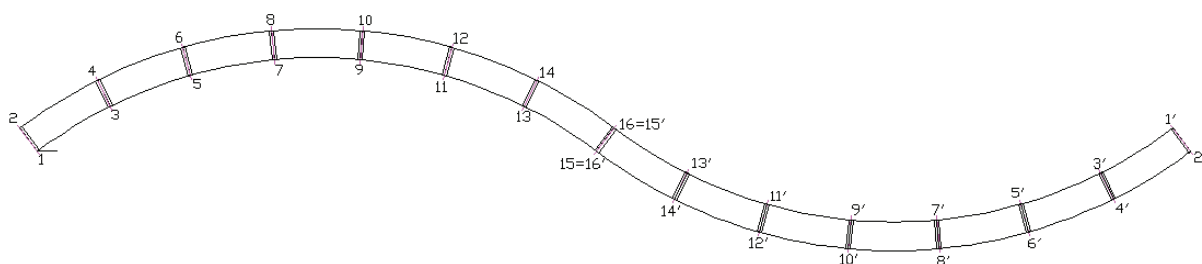


Fig.5.1 – Numeração em planta das extremidades das barras

A numeração para cada arco foi colocada de forma anti-simétrica, sendo as conclusões de um, válidas para os dois. O lado côncavo foi numerado com os números ímpares e o lado convexo com os números pares.

A primeira tentativa de distribuição parte do princípio que para cada arco existirá apenas uma torre posicionada lateralmente ao lado convexo.

Dado que dos pontos 1/1' e 2/2' não saem estais, nasce uma nova simetria no arco válida para os estais. O eixo de simetria corresponde à linha que passa pelos pontos 9/9' e 10/10' e isto funcionará como ponto de partida para a distribuição. Como primeira abordagem, pretende-se que o topo da torre esteja na perpendicular em z, que passa por um ponto pertencente ao eixo de simetria do lado convexo do arco. Esta disposição pretende aproveitar, assim, as componentes no plano xy que vão resultar do facto dos estais estarem inclinados, para beneficiar a curvatura.

De seguida, definiu-se no modelo 3D um corredor de segurança com uma altura de 2 m a contar da face superior do tabuleiro, ilustrado na Fig.5.2:

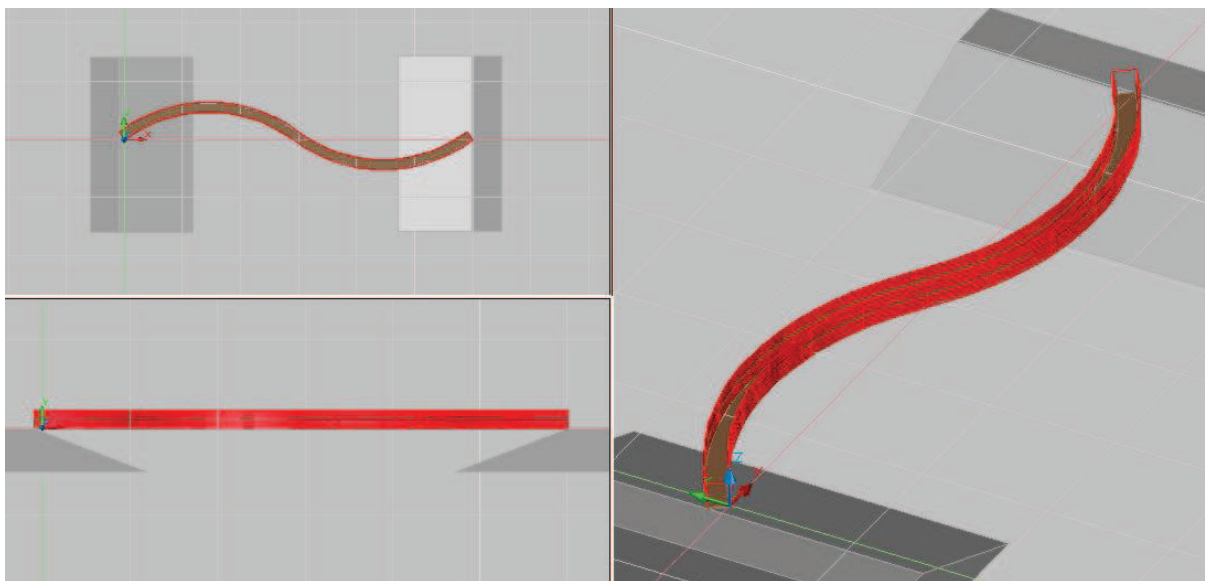


Fig.5.2 – Vistas do corredor de segurança

Esta condicionante impôs-se como principal na distribuição dos estais, inviabilizando a opção anterior para localização da torre. Após as mais variadas tentativas, obtiveram-se duas opções para a distribuição dos estais:

- Opção 1 – uma torre em V invertido da qual saem dois braços do mesmo comprimento. Os estais vão amarrar nas extremidades de cada braço, como está ilustrado na Fig.5.3:

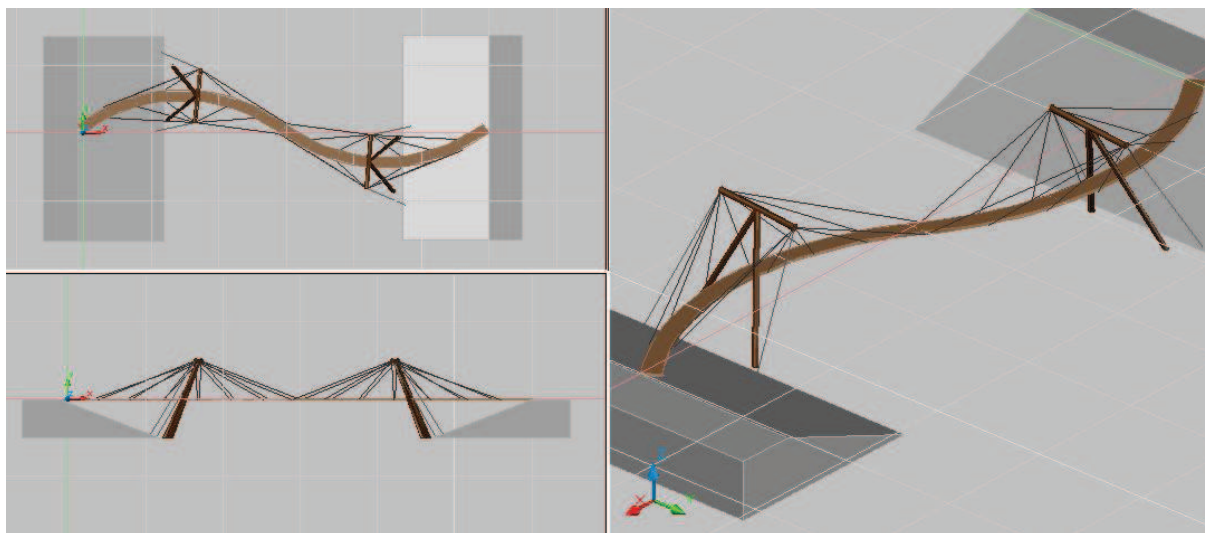


Fig.5.3 – Vistas da distribuição dos estais referentes à opção 1

- Opção 2 – uma torre inclinada colocada do lado convexo do arco, com aproximadamente 20 m de altura. Os estais provenientes dos pontos de numeração par amarram aproximadamente a meia altura da torre enquanto os ímpares amarram no topo, como é visível na Fig.5.4:

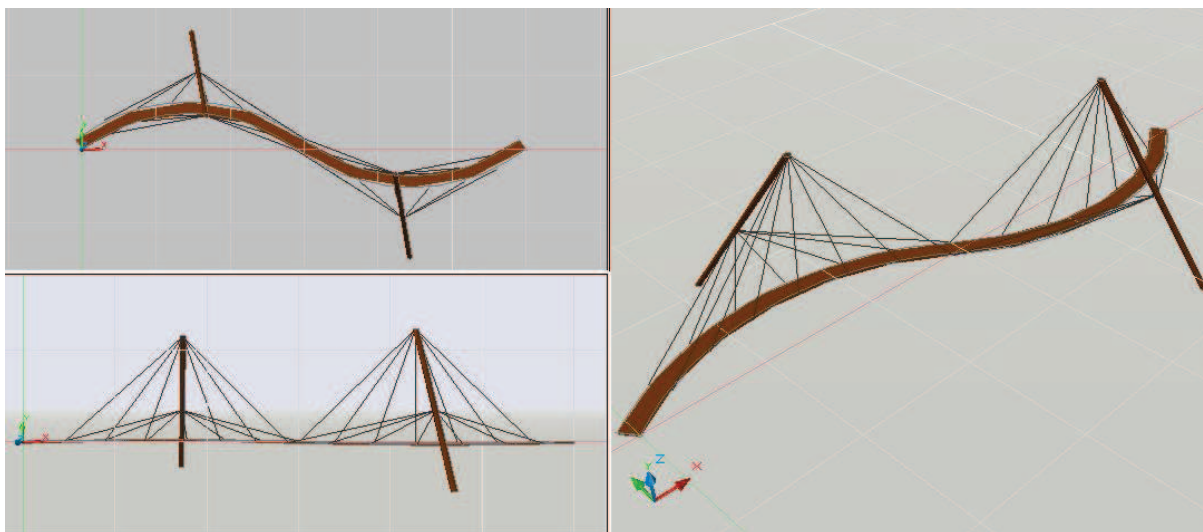


Fig.5.4 - Vistas da distribuição dos estais referentes à opção 2

A partir de agora, far-se-á o estudo dos esforços para as duas opções.

5.5. CÁLCULO DOS ESFORÇOS

5.5.1. OPÇÃO 1

Como passo inicial, é necessário definir os versores dos estais nas três direcções: x, y e z. Para tal há que retirar as coordenadas de amarração dos estais à torre, que constam no Quadro 5.1:

Quadro 5.1 – Coordenadas dos pontos de amarração dos estais à torre

Coord. do topo da torre (pares)		Coord. da torre (ímpares)	
x_p (m)	17,208	x_p (m)	16,483
y_p (m)	9,428	y_p (m)	1,561
z_p (m)	4,900	z_p (m)	4,900

Agora, repetir o processo mas para as extremidades das barras de ligação, donde vão sair os estais:

Quadro 5.2 – Coordenadas das extremidades dos perfis

Coordenadas das extremidades dos perfis			
nº	x (m)	y (m)	z (m)
1	-	-	-
2	-	-	-
3	3,8806	2,1538	-0,1000
4	3,0377	3,8566	-0,1000
5	8,0009	3,7411	-0,1000
6	7,4835	5,5693	-0,1000
7	12,3419	4,5484	-0,1000
8	12,1675	6,4404	-0,1000
9	16,7581	4,5484	-0,1000
10	16,9325	6,4404	-0,1000
11	21,0991	3,7411	-0,1000
12	21,6165	5,5693	-0,1000
13	25,2194	2,1538	-0,1000
14	26,0623	3,8566	-0,1000
15	28,9800	-0,1600	-0,1000
16	30,1200	1,3600	-0,1000

Com as coordenadas finais e iniciais dos estais é possível calcular os versores, para que seja mais fácil determinar o esforço axial nas três direcções. No Quadro 5.3 definem-se os versores e os comprimentos de cada estal e no Quadro 5.4 apresentam-se os ângulos que estes fazem com a vertical e horizontal:

Quadro 5.3 – Coordenadas dos versores e comprimentos dos estais

nº	Coordenadas dos vectores			Módulos (m)	Coordenadas dos versores		
	x (m)	y (m)	z (m)		x (m)	y (m)	z (m)
1	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
3	12,602	-0,593	5,000	13,571	0,929	-0,044	0,368
4	14,170	5,571	5,000	16,026	0,884	0,348	0,312
5	8,482	-2,180	5,000	10,084	0,841	-0,216	0,496
6	9,725	3,858	5,000	11,595	0,839	0,333	0,431
7	4,141	-2,987	5,000	7,146	0,579	-0,418	0,700
8	5,041	2,987	5,000	7,703	0,654	0,388	0,649
9	-0,275	-2,987	5,000	5,831	-0,047	-0,512	0,857
10	0,275	2,987	5,000	5,831	0,047	0,512	0,857
11	-4,616	-2,180	5,000	7,146	-0,646	-0,305	0,700
12	-4,409	3,858	5,000	7,702	-0,572	0,501	0,649
13	-8,737	-0,593	5,000	10,084	-0,866	-0,059	0,496
14	-8,854	5,571	5,000	11,595	-0,764	0,480	0,431
15	-12,497	1,721	5,000	13,570	-0,921	0,127	0,368
16	-12,912	8,068	5,000	16,025	-0,806	0,503	0,312

Quadro 5.4 – Ângulos que os estais fazem com a vertical e a horizontal

nº	$\tan \alpha$	$\sin \alpha$	α (rad)	α (graus)	β (graus)
1	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
3	0,396	0,368	0,377	21,619	68,381
4	0,328	0,312	0,317	18,179	71,821
5	0,571	0,496	0,519	29,724	60,276
6	0,478	0,431	0,446	25,544	64,456
7	0,979	0,700	0,775	44,400	45,600
8	0,853	0,649	0,706	40,476	49,524
9	1,667	0,857	1,030	59,037	30,963
10	1,667	0,857	1,030	59,036	30,964
11	0,979	0,700	0,775	44,403	45,597
12	0,853	0,649	0,706	40,479	49,521
13	0,571	0,496	0,519	29,726	60,274
14	0,478	0,431	0,446	25,546	64,454
15	0,396	0,368	0,377	21,621	68,379
16	0,328	0,312	0,317	18,180	71,820

Onde α é o ângulo que os estais fazem com a horizontal e β corresponde ao que fazem com a vertical. Na busca de cumprir a altura estabelecida pelo corredor de segurança, os estais 3, 4, 5 e 16 não cumprem a inclinação mínima aconselhada de 25°, logo é de esperar que apresentem esforços superiores aos dos restantes.

Seguindo um processo de transmissão de esforços, os estais terão que suportar as reacções verticais calculadas para as extremidades das barras de ligação, sendo esse valor 28,446 kN. Como o modelo rectilíneo não possibilita a distribuição de cargas ao longo do seu comprimento, estas terão que ser adicionadas nas suas extremidades, colocando metade em cada uma.

Inicialmente, estimou-se o esforço axial resultante nos estais, considerando apenas as cargas transmitidas pelo tabuleiro e ligações metálicas através da equação 5.4:

$$N = \frac{P_z}{\sin \alpha}$$

Os valores resultantes da aplicação de 5.4 são os apresentados no Quadro 5.5:

Quadro 5.5 – Valores do esforço axial nos estais.

nº	N (kN)
1	-
2	-
3	77,207
4	91,176
5	57,372
6	65,969
7	40,657
8	43,822
9	33,173
10	33,173
11	40,654
12	43,819
13	57,368
14	65,964
15	38,601
16	45,585

Como estamos no domínio das fibras sintéticas e não foi possível apurar um valor para o factor de segurança, estabeleceu-se que este deveria ser superior ou igual a 3. Este sugere que a resistência das cordas em polipropileno deve rondar os 274 kN, isto é, deve ser 3 vezes superior ao valor da carga de rotura. Escolheu-se, portanto uma corda da marca DELFHIN com as seguintes propriedades:

- Diâmetro – 40 mm;
- Peso linear – 0,0072 kN/m;
- Carga de rotura – 276 kN.

O cálculo dos esforços nos estais está presente nos Quadros 5.6 e 5.7:

Quadro 5.6 – Acções nos estais

nº	Cargas do tabuleiro			P_p (kN)	$P_{total\ z_{40}}$ (kN)
	$P_{tab\ x}$ (kN)	$P_{tab\ y}$ (kN)	$P_{tab\ z}$ (kN)		
1	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
3	-	-	28,446	0,0489	28,495
4	-	-	28,446	0,0577	28,504
5	-	-	28,446	0,0363	28,482
6	-	-	28,446	0,0417	28,488
7	-	-	28,446	0,0257	28,472
8	-	-	28,446	0,0277	28,474
9	-	-	28,446	0,0210	28,467
10	-	-	28,446	0,0210	28,467
11	-	-	28,446	0,0257	28,472
12	-	-	28,446	0,0277	28,474
13	-	-	28,446	0,0363	28,482
14	-	-	28,446	0,0417	28,488
15	-	-	14,223	0,0489	14,272
16	-	-	14,223	0,0577	14,281

Quadro 5.7 – Esforços nos estais segundo as suas componentes

nº	Esforço axial no cabo de 40 mm				FS
	N (kN)	N_x (m)	N_y (m)	N_z (m)	
1	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
3	77,339	71,819	-3,378	28,495	3,577
4	91,361	80,781	31,759	28,504	3,028
5	57,445	48,316	-12,418	28,482	4,816
6	66,065	55,406	21,983	28,488	4,187
7	40,694	23,579	-17,011	28,472	6,798
8	43,865	28,704	17,012	28,474	6,307
9	33,198	-1,568	-17,008	28,467	8,333
10	33,198	1,569	17,008	28,467	8,333
11	40,691	-26,287	-12,414	28,472	6,799
12	43,862	-25,105	21,973	28,474	6,307
13	57,442	-49,768	-3,376	28,482	4,816
14	66,061	-50,448	31,742	28,488	4,188
15	38,734	-35,672	4,913	14,272	7,142
16	45,770	-36,879	23,043	14,281	6,044

Para facilitar o processo construtivo, optou-se por atribuir o diâmetro de 40 mm a todos os estais.

Como os estais são inclinados, vão provocar acções no plano do tabuleiro que vão ser transmitidas à barra de ligação entre módulos. Essas acções convêm ser quantificadas na direcção de cada barra, nas direcções longitudinal (radial ao arco) e transversal (tangente ao arco). Para tal, aplicou-se o seguinte sistema de eixos a cada barra (indicação do sentido positivo):

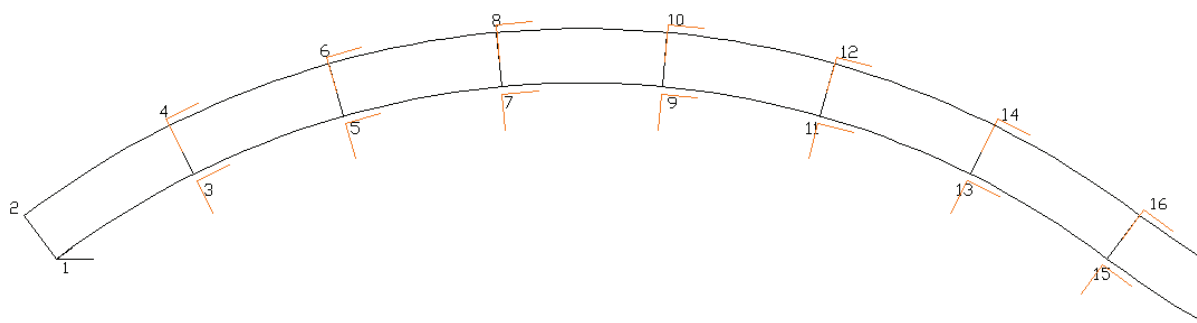


Fig.5.5 – Sistema de eixos radial e tangencial

Tendo em conta o sistema de eixos xy para cada ponto, através de relações trigonométricas calcularam-se os versores e os esforços no novo sistema. De seguida, apresentam-se os quadros onde constam os valores referentes ao novo sistema:

Quadro 5.8 – Coordenadas dos vectores radiais

nº	Coordenadas dos vectores radiais			
	r_x (m)	r_y (m)	r_z (m)	r (m)
1	-	-	-	-
2	-	-	-	-
3	10,669	-21,554	0,100	24,050
4	11,512	-23,257	0,100	25,950
5	6,549	-23,141	0,100	24,050
6	7,067	-24,969	0,100	25,950
7	2,208	-23,948	0,100	24,050
8	2,383	-25,840	0,100	25,950
9	-2,208	-23,948	0,100	24,050
10	-2,383	-25,840	0,100	25,950
11	-6,549	-23,141	0,100	24,050
12	-7,067	-24,969	0,100	25,950
13	-10,669	-21,554	0,100	24,050
14	-11,512	-23,257	0,100	25,950
15	-14,430	-19,240	0,100	24,050
16	-15,570	-20,760	0,100	25,950

Quadro 5.9 – Coordenadas dos versores radiais

nº	Coordenadas dos versores radiais			θ (rad)	θ (graus)
	r_x (m)	r_y (m)	r_z (m)		
1	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
3	0,444	-0,896	0,004158	5,172	296,336
4	0,444	-0,896	0,003854	5,172	296,336
5	0,272	-0,962	0,004158	4,988	285,802
6	0,272	-0,962	0,003854	4,988	285,802
7	0,092	-0,996	0,004158	4,804	275,268
8	0,092	-0,996	0,003854	4,804	275,268
9	-0,092	-0,996	0,004158	4,620	264,732
10	-0,092	-0,996	0,003854	4,620	264,732
11	-0,272	-0,962	0,004158	4,437	254,198
12	-0,272	-0,962	0,003854	4,437	254,198
13	-0,444	-0,896	0,004158	4,253	243,664
14	-0,444	-0,896	0,003854	4,253	243,664
15	-0,600	-0,800	0,004158	4,069	233,130
16	-0,600	-0,800	0,003854	4,069	233,130

O ângulo θ é o ângulo medido a partir do eixo positivo dos xx com o segmento positivo do eixo radial

Quadro 5.10 – Coordenadas dos versores tangenciais

nº	Coord. dos versores tangenciais		
	t_x (m)	t_y (m)	t_z (m)
1	-	-	-
2	-	-	-
3	0,444	-0,896	0
4	0,444	-0,896	0
5	0,272	-0,962	0
6	0,272	-0,962	0
7	0,092	-0,996	0
8	0,092	-0,996	0
9	-0,092	-0,996	0
10	-0,092	-0,996	0
11	-0,272	-0,962	0
12	-0,272	-0,962	0
13	-0,444	-0,896	0
14	-0,444	-0,896	0
15	-0,600	-0,800	0
16	-0,600	-0,800	0

Por fim, apresentam-se os esforços axiais na direcção radial e tangencial, juntamente com ψ que é o ângulo que N_x faz com N_y e δ que é o ângulo que N_{xy} faz com o eixo radial, presentes no Quadro 5.11:

Quadro 5.11 – Esforços nos estais em ambos os sistemas

nº	Esforço axial no cabo de 40 mm			
	N (kN)	N_x (kN)	N_y (kN)	N_{xy} (kN)
1	-	-	-	-
2	-	-	-	-
3	77,339	71,819	-3,378	71,899
4	91,361	80,781	31,759	86,800
5	57,445	48,316	-12,418	49,887
6	66,065	55,406	21,983	59,608
7	40,694	23,579	-17,011	29,075
8	43,865	28,704	17,012	33,367
9	33,198	-1,568	-17,008	17,080
10	33,198	1,569	17,008	17,080
11	40,691	-26,287	-12,414	29,071
12	43,862	-25,105	21,973	33,363
13	57,442	-49,768	-3,376	49,883
14	66,061	-50,448	31,742	59,603
15	38,734	-35,672	4,913	36,009
16	45,770	-36,879	23,043	43,485

nº	ψ (rad)	δ (rad)	N_t (kN)	N_r (kN)
1	-	-	-	-
2	-	-	-	-
3	6,236	1,064	62,866	34,889
4	0,375	-4,797	86,486	7,374
5	6,032	1,043	43,109	25,106
6	0,378	-4,610	59,298	-6,065
7	5,658	0,854	21,918	19,104
8	0,535	-4,269	30,145	-14,305
9	4,620	0,000	0,000	17,080
10	1,479	-3,142	0,000	-17,080
11	3,583	-0,854	-21,914	19,103
12	2,423	-2,014	-30,140	-14,306
13	3,209	-1,043	-43,105	25,105
14	2,580	-1,673	-59,294	-6,067
15	3,005	-1,064	-31,485	17,473
16	2,583	-1,486	-43,328	3,693

5.5.2. OPÇÃO 2

Para esta opção efectuou-se o mesmo raciocínio realizado para a opção 1. De seguida expõem-se as tabelas referentes a esta opção:

Quadro 5.12 – Coordenadas dos pontos de amarração dos estais à torre

Coord. do topo da torre (pares)		Coord. da torre (ímpares)	
x_p (m)	15,681	x_p (m)	16,729
y_p (m)	10,577	y_p (m)	4,545
z_p (m)	3,383	z_p (m)	11,900

Agora, repete-se o processo mas para as extremidades das barras de ligação, donde vão sair os estais:

Quadro 5.13 – Coordenadas das extremidades dos perfis

Coordenadas das extremidades dos perfis			
nº	Coordenadas		
	x (m)	y (m)	z (m)
1	0,1200	-0,1600	0,0000
2	-1,0200	1,3600	0,0000
3	3,8806	2,1538	0,0000
4	3,0377	3,8566	0,0000
5	8,0009	3,7411	0,0000
6	7,4835	5,5693	0,0000
7	12,3419	4,5484	0,0000
8	12,1675	6,4404	0,0000
9	16,7581	4,5484	0,0000
10	16,9325	6,4404	0,0000
11	21,0991	3,7411	0,0000
12	21,6165	5,5693	0,0000

nº	Coordenadas		
13	25,2194	2,1538	0,0000
14	26,0623	3,8566	0,0000
15	28,9800	-0,1600	0,0000
16	30,1200	1,3600	0,0000

Procedimento igual à opção 1:

Quadro 5.14 – Coordenadas dos versores e comprimentos dos estais

nº	Coordenadas dos vectores			Módulos (m)	Coordenadas dos versores		
	x (m)	y (m)	z (m)		x (m)	y (m)	z (m)
1	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
3	12,849	2,391	11,900	17,675	0,727	0,135	0,673
4	12,643	6,721	3,383	14,712	0,859	0,457	0,230
5	8,729	0,804	11,900	14,780	0,591	0,054	0,805
6	8,197	5,008	3,383	10,184	0,805	0,492	0,332
7	4,388	-0,003	11,900	12,683	0,346	0,000	0,938
8	3,513	4,137	3,383	6,395	0,549	0,647	0,529
9	-0,029	-0,003	11,900	11,900	-0,002	0,000	1,000
10	-1,252	4,137	3,383	5,489	-0,228	0,754	0,616
11	-4,370	0,804	11,900	12,702	-0,344	0,063	0,937
12	-5,936	5,008	3,383	8,471	-0,701	0,591	0,399
13	-8,490	2,391	11,900	14,812	-0,573	0,161	0,803
14	-10,382	6,721	3,383	12,821	-0,810	0,524	0,264
15	-12,251	4,705	11,900	17,715	-0,692	0,266	0,672
16	-14,439	9,217	3,383	17,461	-0,827	0,528	0,194

Quadro 5.15 – Ângulos que os estais fazem com a vertical e a horizontal

nº	$\tan \alpha$	$\sin \alpha$	α (rad)	α (graus)	β (graus)
1	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
3	0,911	0,673	0,739	42,319	47,681
4	0,236	0,230	0,232	13,294	76,706
5	1,358	0,805	0,936	53,625	36,375
6	0,352	0,332	0,339	19,402	70,598
7	2,712	0,938	1,218	69,761	20,239
8	0,623	0,529	0,557	31,938	58,062
9	411,585	1,000	1,568	89,861	0,139
10	0,783	0,616	0,664	38,054	51,946
11	2,678	0,937	1,213	69,526	20,474
12	0,436	0,399	0,411	23,540	66,460
13	1,349	0,803	0,933	53,454	36,546
14	0,274	0,264	0,267	15,300	74,700
15	0,907	0,672	0,737	42,202	47,798
16	0,197	0,194	0,195	11,172	78,828

Onde α é o ângulo que os estais fazem com a horizontal e β corresponde ao que fazem com a vertical. Na busca de cumprir a altura estabelecida pelo corredor de segurança, os estais 4, 6, 12, 14 e 16 não cumprem a inclinação mínima aconselhada de 25°, logo é de esperar que apresentem esforços superiores aos dos restantes.

Procedimento seguinte obedece ao já estruturado na opção 1:

Quadro 5.16 – Valores do esforço axial nos estais

nº	N (kN)
1	-
2	-
3	42,252
4	123,703
5	35,330
6	85,629
7	30,318
8	53,773
9	28,446
10	46,149
11	30,364
12	71,224
13	35,408
14	107,803
15	21,173
16	73,407

Aplicou-se o critério anterior, isto é, o coeficiente de segurança é 3, mas como há grande discrepância de esforços entre os estais pares e os ímpares, optaram-se por duas cordas de diâmetros diferentes.

Escolheram-se, portanto as cordas da marca DELFHIN com as seguintes propriedades:

- Corda Pares
 - Diâmetro – 48 mm;
 - Peso linear – 0,0104 kN/m;
 - Carga de rotura – 384 kN.
- Corda Ímpares
 - Diâmetro – 36 mm;
 - Peso linear – 0,00585 kN/m;
 - Carga de rotura – 228 kN.

O cálculo dos esforços nos estais está presente nos Quadros 5.18 e 5.19:

Quadro 5.17 – Acções nos estais

nº	Cargas do tabuleiro			Peso próprio das cordas		$P_{total\ z_{36}}$ (kN)	$P_{total\ z_{48}}$ (kN)
	$P_{tab\ x}$ (kN)	$P_{tab\ y}$ (kN)	$P_{tab\ z}$ (kN)	$w_{z\ 36}$ (kN)	$w_{z\ 48}$ (kN)		
1	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	28,446	0,052	0,092	28,498	28,538
4	-	-	28,446	0,043	0,077	28,489	28,523
5	-	-	28,446	0,043	0,077	28,489	28,523
6	-	-	28,446	0,030	0,053	28,476	28,499
7	-	-	28,446	0,037	0,066	28,483	28,512
8	-	-	28,446	0,019	0,033	28,465	28,479
9	-	-	28,446	0,035	0,062	28,481	28,508
10	-	-	28,446	0,016	0,029	28,462	28,475
11	-	-	28,446	0,037	0,066	28,483	28,512
12	-	-	28,446	0,025	0,044	28,471	28,490
13	-	-	28,446	0,043	0,077	28,489	28,523
14	-	-	28,446	0,038	0,067	28,484	28,513
15	-	-	14,223	0,052	0,092	14,275	14,315
16	-	-	14,223	0,051	0,091	14,274	14,314

Quadro 5.18 – Esforços nos estais ímpares segundo as suas componentes

nº	Esforço axial no cabo de 36 mm			
	N (kN)	N_x (m)	N_y (m)	N_z (m)
1	-	-	-	-
2	-	-	-	-
3	42,328	30,770	5,726	28,498
4	123,890	106,464	56,592	28,489
5	35,384	20,897	1,924	28,489
6	85,719	68,995	42,150	28,476
7	30,357	10,502	-0,008	28,483
8	53,808	29,559	34,804	28,465
9	28,481	-0,069	-0,008	28,481
10	46,175	-10,531	34,801	28,462
11	30,404	-10,459	1,924	28,483
12	71,286	-49,952	42,142	28,471
13	35,462	-20,326	5,724	28,489
14	107,945	-87,404	56,581	28,484
15	21,250	-14,695	5,644	14,275
16	73,671	-60,921	38,888	14,274

Quadro 5.19 – Esforços nos estais pares segundo as suas componentes

nº	Esforço axial no cabo de 48 mm			
	N (kN)	N _x (kN)	N _y (kN)	N _z (kN)
1	-	-	-	-
2	-	-	-	-
3	42,388	30,813	5,734	28,538
4	124,036	106,589	56,658	28,523
5	35,425	20,921	1,927	28,523
6	85,789	69,051	42,184	28,499
7	30,388	10,512	-0,008	28,512
8	53,835	29,574	34,822	28,479
9	28,508	-0,069	-0,008	28,508
10	46,195	-10,536	34,816	28,475
11	30,435	-10,470	1,926	28,512
12	71,335	-49,986	42,171	28,490
13	35,504	-20,350	5,731	28,523
14	108,056	-87,493	56,639	28,513
15	21,310	-14,737	5,660	14,315
16	73,876	-61,091	38,996	14,314

Quadro 5.20 – Factores de Segurança

nº	Factores de Segurança	
	FS (36)	FS (48)
1	-	-
2	-	-
3	5,377	9,049
4	1,837	3,092
5	6,432	10,828
6	2,655	4,471
7	7,497	12,622
8	4,230	7,125
9	7,991	13,455
10	4,929	8,303
11	7,486	12,603
12	3,193	5,377
13	6,418	10,804
14	2,108	3,550
15	10,710	17,999
16	3,089	5,192

Repetindo o processo anterior:

Quadro 5.21 – Coordenadas dos vectores radiais

nº	Coordenadas dos vectores radiais			
	r_x (m)	r_y (m)	r_z (m)	r
1	-	-	-	-
2	-	-	-	-
3	10,669	-21,554	0,000	24,050
4	11,512	-23,257	0,000	25,950
5	6,549	-23,141	0,000	24,050
6	7,067	-24,969	0,000	25,950
7	2,208	-23,948	0,000	24,050
8	2,383	-25,840	0,000	25,950
9	-2,208	-23,948	0,000	24,050
10	-2,383	-25,840	0,000	25,950
11	-6,549	-23,141	0,000	24,050
12	-7,067	-24,969	0,000	25,950
13	-10,669	-21,554	0,000	24,050
14	-11,512	-23,257	0,000	25,950
15	-14,430	-19,240	0,000	24,050
16	-15,570	-20,760	0,000	25,950

Quadro 5.22 – Coordenadas dos versores radiais

nº	Coordenadas dos versores radiais			θ (rad)	θ (graus)
	r_x (m)	r_y (m)	r_z (m)		
1	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
3	0,444	-0,896	0	5,172	296,336
4	0,444	-0,896	0	5,172	296,336
5	0,272	-0,962	0	4,988	285,802
6	0,272	-0,962	0	4,988	285,802
7	0,092	-0,996	0	4,804	275,268
8	0,092	-0,996	0	4,804	275,268
9	-0,092	-0,996	0	4,620	264,732
10	-0,092	-0,996	0	4,620	264,732
11	-0,272	-0,962	0	4,437	254,198
12	-0,272	-0,962	0	4,437	254,198
13	-0,444	-0,896	0	4,253	243,664
14	-0,444	-0,896	0	4,253	243,664
15	-0,600	-0,800	0	4,069	233,130
16	-0,600	-0,800	0	4,069	233,130

O ângulo θ é o ângulo medido a partir do eixo positivo dos xx com o segmento positivo do eixo radial.

Quadro 5.23 – Coordenadas dos versores tangenciais

nº	Coord. dos versores tangenciais		
	t_x (m)	t_y (m)	t_z (m)
1	-	-	-
2	-	-	-
3	0,444	-0,896	0
4	0,444	-0,896	0
5	0,272	-0,962	0
6	0,272	-0,962	0
7	0,092	-0,996	0
8	0,092	-0,996	0
9	-0,092	-0,996	0
10	-0,092	-0,996	0
11	-0,272	-0,962	0
12	-0,272	-0,962	0
13	-0,444	-0,896	0
14	-0,444	-0,896	0
15	-0,600	-0,800	0
16	-0,600	-0,800	0

Por fim, apresentam-se os esforços axiais na direcção radial e tangencial, juntamente com ψ que é o ângulo que N_x faz com N_y e δ que é o ângulo que N_{xy} faz com o eixo radial:

Quadro 5.24 – Esforços nos estais em ambos os sistemas

nº	Esforço axial no cabo de 48/36 mm			
	N (kN)	N_x (kN)	N_y (kN)	N_{xy} (kN)
1	-	-	-	-
2	-	-	-	-
3	42,328	30,770	5,726	31,298
4	124,036	106,589	56,658	120,712
5	35,384	20,897	1,924	20,985
6	85,789	69,051	42,184	80,917
7	30,357	10,502	-0,008	10,502
8	53,835	29,574	34,822	45,686
9	28,481	-0,069	-0,008	0,069
10	46,195	-10,536	34,816	36,376
11	30,404	-10,459	1,924	10,635
12	71,335	-49,986	42,171	65,398
13	35,462	-20,326	5,724	21,116
14	108,056	-87,493	56,639	104,226
15	21,250	-14,695	5,644	15,742
16	73,876	-61,091	38,996	72,476

nº	α (rad)	β (rad)	N_t (kN)	N_r (kN)
1	-	-	-	-
2	-	-	-	-
3	0,184	-4,988	30,117	8,519
4	0,489	-4,683	120,661	-3,491
5	0,092	-4,896	20,631	3,839
6	0,548	-4,440	77,928	-21,787
7	6,282	1,478	10,457	0,973
8	0,867	-3,938	32,646	-31,960
9	3,263	-1,358	-0,068	0,015
10	1,865	-2,756	-13,688	-33,702
11	2,960	-1,477	-10,588	0,997
12	2,441	-1,996	-59,580	-26,966
13	2,867	-1,386	-20,756	3,887
14	2,567	-1,686	-103,539	-11,945
15	2,775	-1,294	-15,143	4,302
16	2,573	-1,495	-72,270	5,457

6

TORRES E ESPIAS

6.1. INTRODUÇÃO

O sistema de sustentação do tabuleiro e estais é composto pelas torres e pelas espias. A geometria das torres está intrinsecamente ligada à distribuição dos estais, por isso foi necessária a sua definição no capítulo anterior. A introdução das espias é necessária, para assegurar a estabilidade das torres e consequentemente de todo o conjunto de elementos da ponte.

Em consequência surgem, assim, estruturas hiperestáticas, nas quais seria necessário aplicar o método dos deslocamentos ou das forças para a determinação dos seus esforços. Para acelerar todo o processo, admitiu-se a utilização do programa estrutural SAP, permitindo a avaliação dos esforços de forma expedita.

6.2. GEOMETRIA

Da disposição dos estais surgem duas opções de torres bastante diferentes, como se descreve em seguida.

6.2.1. OPÇÃO 1

A necessidade das torres assegurarem a localização pretendida para os estais e o facto de não querer afastá-las muito das margens levou à forma ilustrada na Fig.6.1, onde se evidencia a sua posição relativamente ao tabuleiro. Ilustra-se, ainda, a posição das espias:

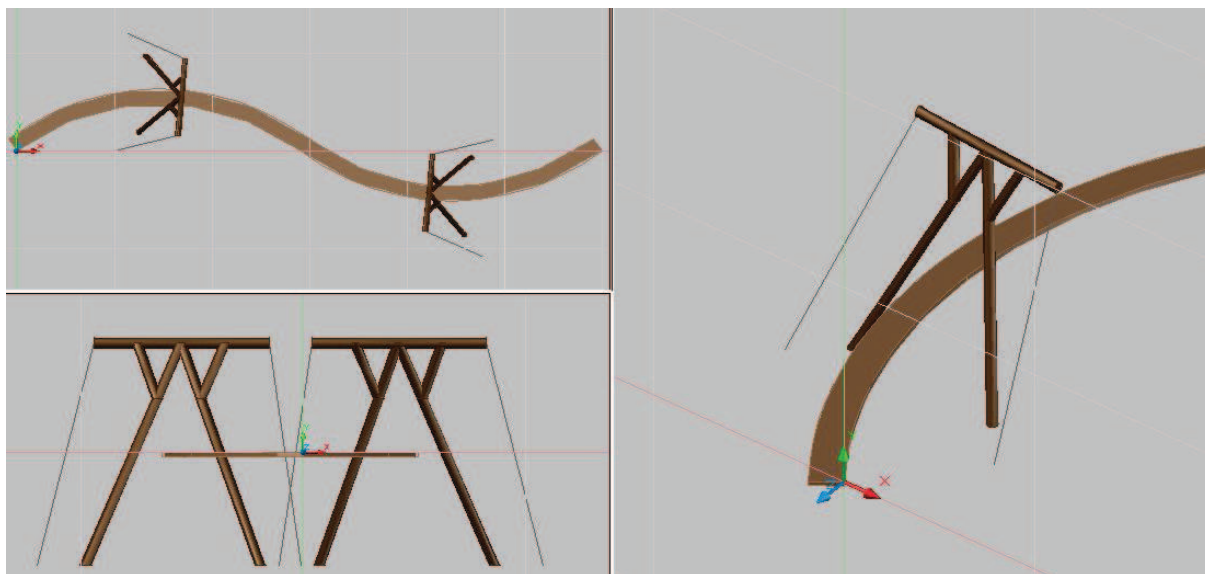
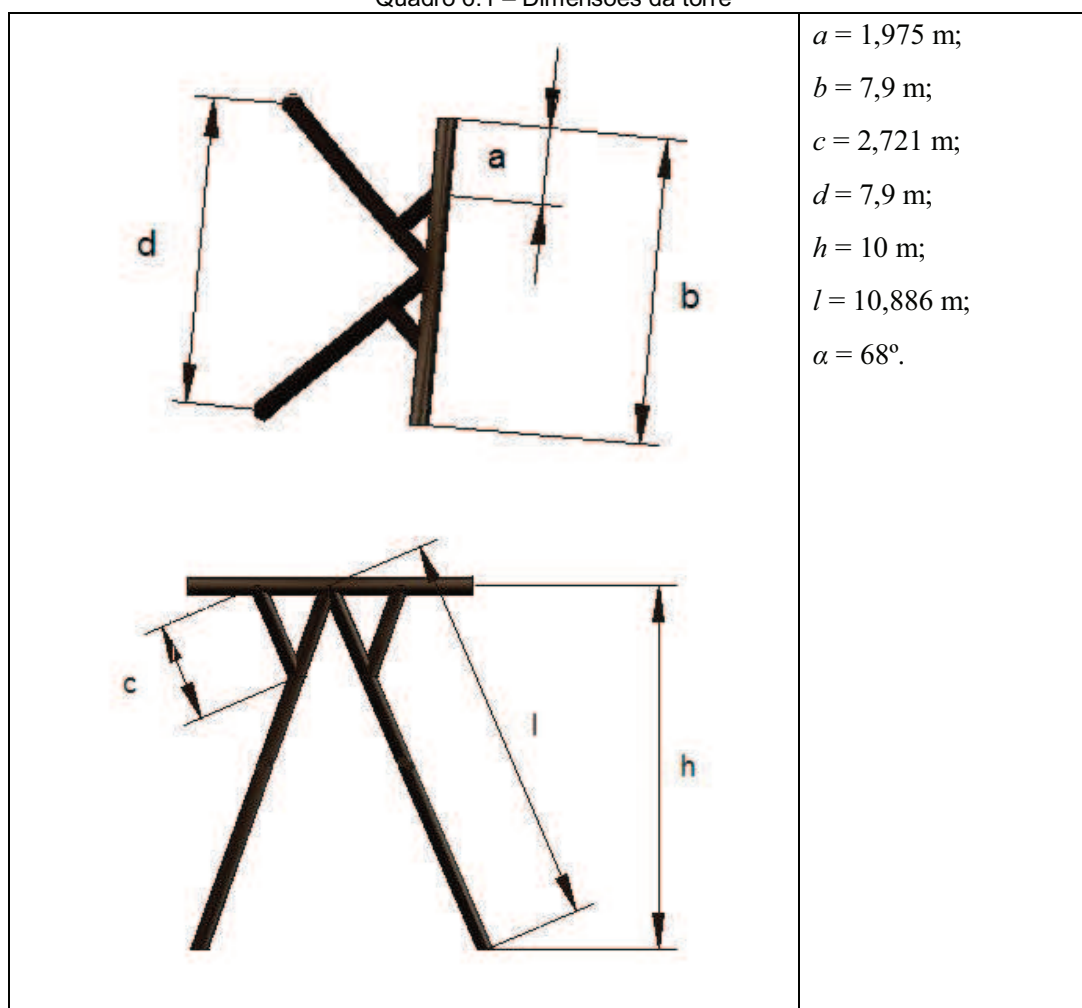


Fig.6.1 – Localização das torres e das espigas em relação ao tabuleiro

A geometria da torre apresenta as seguintes dimensões:

Quadro 6.1 – Dimensões da torre



Onde:

h é altura da torre medida na vertical;

l é o comprimento longitudinal de um dos dois elementos que formam o V invertido;

d é a distância entre as bases do V invertido;

b é o comprimento longitudinal do elemento horizontal da parte superior da torre;

a é a distância entre o local de amarração dos estais e a extremidade superior da escora;

c é o comprimento longitudinal da escora;

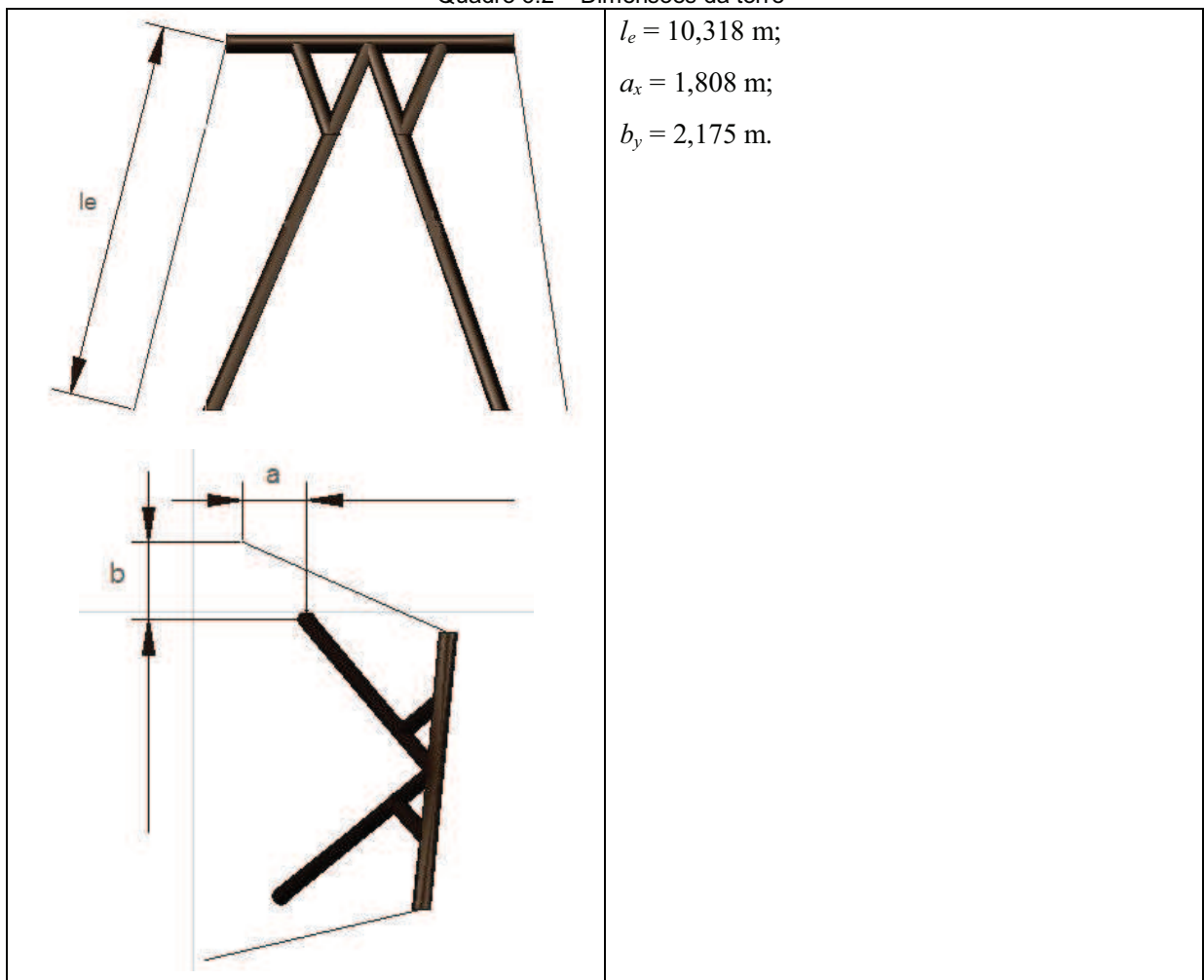
α é a inclinação da torre com a horizontal;

As escoras foram colocadas para melhorar a distribuição dos esforços, absorvendo em parte os que são transmitidos à parte horizontal da torre e tornando, assim, o conjunto mais esbelto.

A torre desenvolve-se ao longo de uma altura de 10 m, sendo 5 m acima do tabuleiro.

Quanto às espias, foram colocadas duas, cada uma a sair das extremidades do elemento horizontal e a amarrar a um bloco de betão localizado atrás do apoio da torre. Admite-se que as espias têm geometria rectilínea e apresentam a seguinte configuração:

Quadro 6.2 – Dimensões da torre



Onde:

l_e é o comprimento longitudinal da espia;

a é a projecção do comprimento longitudinal da torre no eixo dos xx;

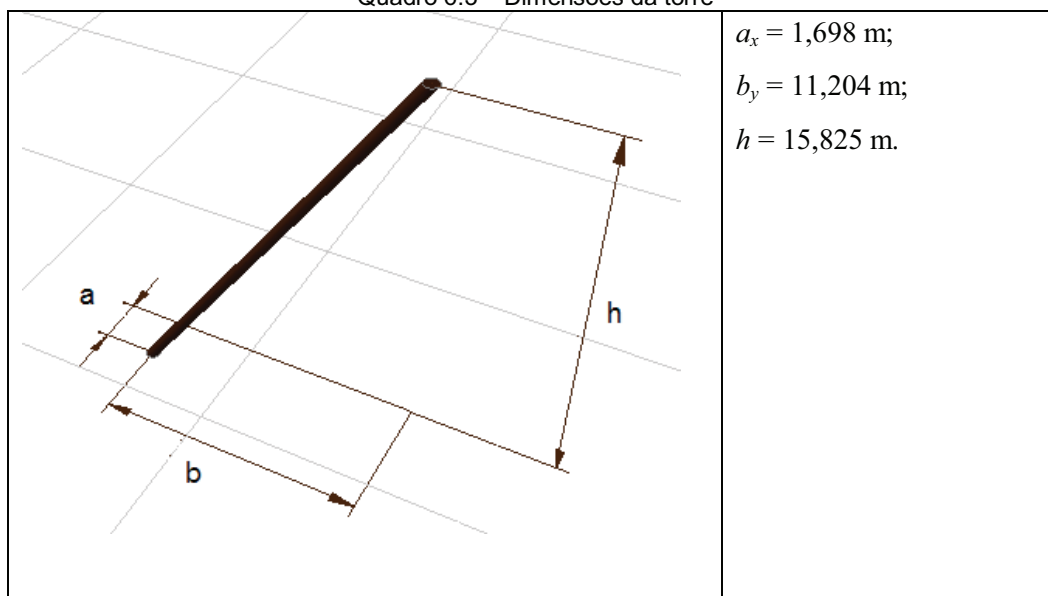
b é a projecção do comprimento longitudinal da torre no eixo dos yy.

6.2.2. OPÇÃO 2

Esta solução procurou beneficiar a curvatura da ponte, fazendo com que as componentes em y dos estais contribuíssem para manter os arcos do tabuleiro em vez de contrariá-los. Como tal, resulta que os pontos de amarração dos estais pares e ímpares estão a alturas diferentes. Surge, então, a ligação destes pontos através de uma torre constituída apenas por um elemento inclinado.

Esta torre obedece às seguintes dimensões:

Quadro 6.3 – Dimensões da torre



Onde:

a_x é a projecção do comprimento longitudinal da torre no eixo dos xx;

b_y é a projecção do comprimento longitudinal da torre no eixo dos yy;

h é a projecção do comprimento longitudinal da torre no eixo dos zz.

Esta torre mede a partir do tabuleiro 12,298 m.

6.3. MATERIAL

6.3.1. MADEIRA DE EUCALIPTO

Esta espécie obedece aos meus pressupostos assumidos para a madeira de Pinheiro Bravo, descrita no Capítulo 3, a única diferença deve-se ao facto de estarmos na presença de uma espécie folhosa, logo mais resistente. De seguida apresentam-se as propriedades desta espécie:

- Propriedades de resistência:
 - Tensão flexional, $f_{m,k} - 40$ MPa;
 - Tracção paralela às fibras, $f_{t,0,k} - 24$ MPa;
 - Tracção perpendicular às fibras, $f_{t,90,k} - 0,6$ MPa;
 - Compressão paralela às fibras, $f_{c,0,k} - 26$ MPa;
 - Compressão perpendicular às fibras, $f_{c,90,k} - 8,8$ MPa;
 - Tensão de corte, $f_{v,k} - 3,8$ MPa.
- Propriedades elásticas:
 - Módulo de elasticidade médio paralelo às fibras, $E_{0,médio} - 11$ GPa;
 - Módulo de elasticidade de 5% paralelo às fibras, $E_{0,05} - 9,4$ GPa;
 - Módulo de elasticidade médio perpendicular às fibras, $E_{90,médio} - 0,75$ GPa;
 - Módulo de distorção médio, $G_{médio} - 0,70$ GPa.
- Densidade:
 - Densidade característica, $\rho_k - 590$ kg/m³;
 - Densidade média, $\rho_m - 700$ kg/m³.

6.3.2. Aço

O aço como se vai verificar mais à frente, vai estar presente na torre e nas espias. O aço adoptado para as espias foi escolhido dos catálogos da MEKANO e apresenta as seguintes características:

- Tensão de cedência – 460 MPa;
- Tensão de rotura – 610 MPa;
- Deformação – 19%;
- Comprimento máximo de barra – 12 m;

Apresentando, ainda outras que variam com o diâmetro da espia, tais como: peso linear, área nominal e carga de rotura.

Já no aço utilizado nas torres as características são as contidas no EC3 alínea 3.2.5:

- $E = 210000$ GPa;
- $\nu = 0,3$;
- $\alpha = 12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$;
- $\rho = 7850$ kg/m³

O tipo de aço escolhido é o Fe 360 com f_y 235 MPa e f_u de 360 MPa.

6.4. MODELAÇÃO NO SAP

A torre juntamente com as espias torna-se um sistema hiperestático. Na opção 1 estamos perante um sistema quatro vezes hiperestático enquanto na segunda opção é apenas uma vez.

Para cada opção foi feita uma modelação, tendo em conta a sua geometria, secções, materiais, condições de apoio e continuidade entre elementos. Convém referir que as espias e a torre foram modeladas com elementos diferentes, devido às suas características específicas. Os cabos foram modelados com elemento “cable” enquanto a torre é constituída por vários elementos “frame”.

6.4.1. OPÇÃO 1

No que diz respeito ao modelo utilizado convém referir alguns pontos importantes da modelação:

- i. As escoras foram modeladas também como elemento frame mas as suas extremidades tiveram que ser “libertadas” dos momentos, dado que apenas queremos continuidade em termos de esforços axiais;
- ii. Os apoios da torre são espaciais, restringem as direcções x, y e z;
- iii. A opção de geometria dos cabos foi a rectilínea, tendo sido por isso modelados como cabos com a flecha máxima 0 m.
- iv. Criou-se um novo material correspondente à madeira classificada como D40, tendo sido escolhida a opção “anisotrópica” como caracterizadora do material;
- v. Por defeito associou-se ao corpo principal da torre uma secção de 0,5x0,5 m e aos restantes elementos atribuiu-se uma secção de 0,3x0,3 m. Aos cabos foi-lhes atribuída uma área de 1121 mm². É necessário este processo para que o programa possa calcular os esforços devido às cargas transferidas pelo sistema.

Após a realização de todos estes passos, obteve-se o seguinte modelo da torre e espias:

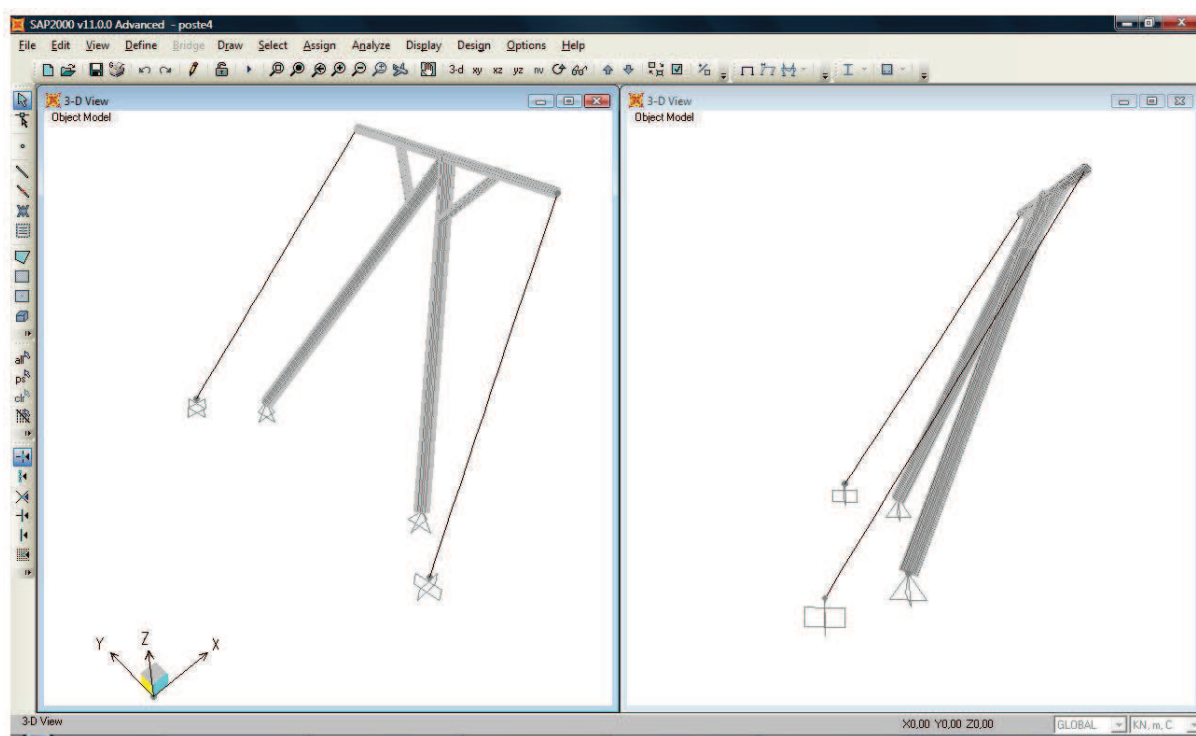


Fig.6.2 – Modelo 3D da torre e espias

Efectuou-se a numeração, para facilitar o processo de associação de esforços:

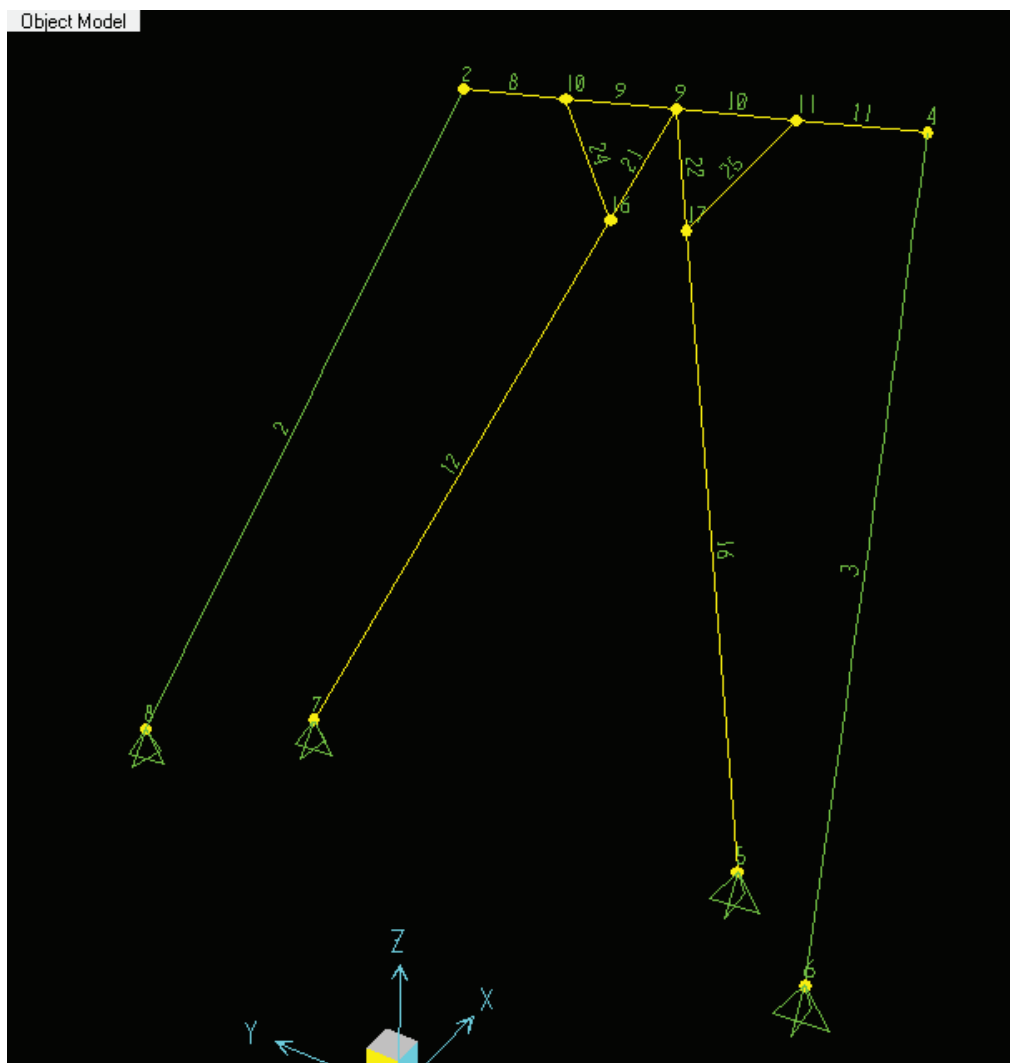


Fig.6.3 – Numeração de pontos (joints) e barras (frames)

No quadro 6.4 apresentam-se os valores das reacções nos apoios:

Quadro 6.4 - Reacções nos apoios

Pontos	Caso	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
5	COMB3	297,162	207,847	713,843	0,000	0,000	0,000
6	COMB3	-144,346	-33,894	-233,787	0,000	0,000	0,000
7	COMB3	53,412	-16,493	133,601	0,000	0,000	0,000
8	COMB3	-126,347	55,588	-217,739	0,000	0,000	0,000

A Fig.6.4 ilustra o esforço axial em cada elemento e as reacções nos apoios, estando a vermelho as compressões e a amarelo as tracções.

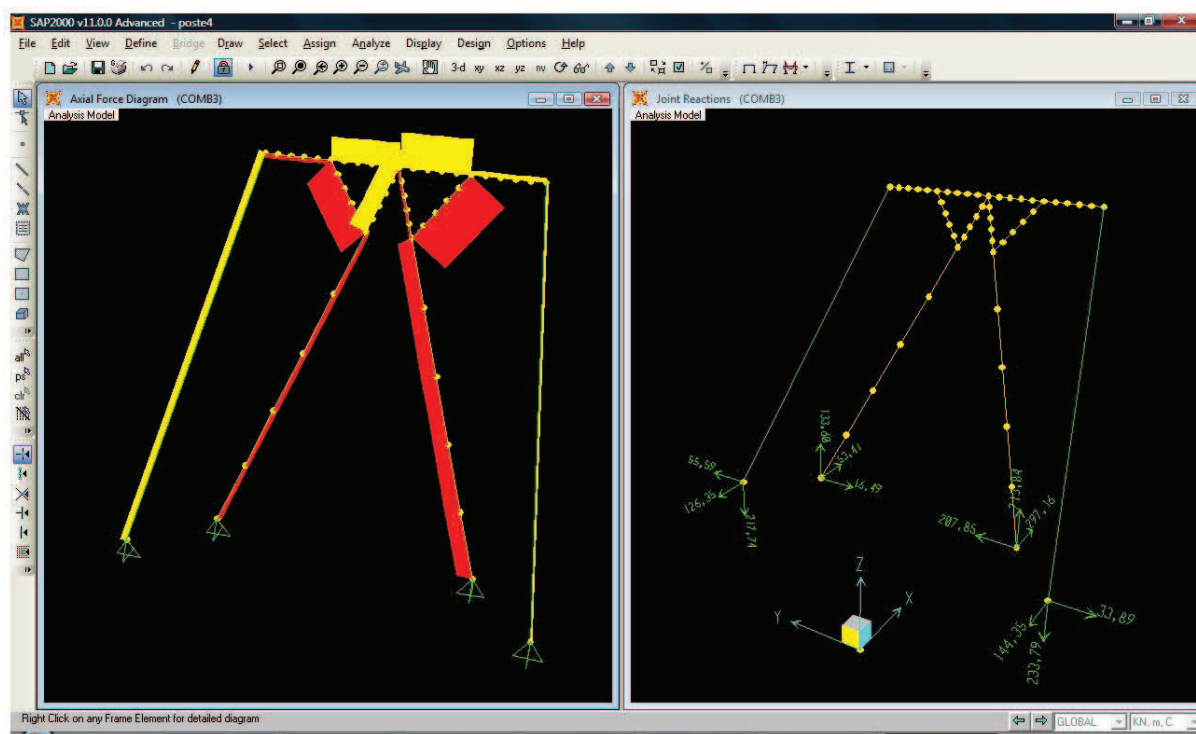


Fig.6.4 – Esforços axiais e reacções (da esquerda para a direita)

Apresentam-se de seguida os esforços axiais de tracção nas espigas:

Quadro 6.5 - Esforço axial nas espigas

Barra	Distância	Caso	$N \text{ (kN)}$
2	0,000	COMB3	257,805
2	5,916	COMB3	258,388
2	11,831	COMB3	258,970
3	0,000	COMB3	276,841
3	5,916	COMB3	277,423
3	11,833	COMB3	278,006

A verificação diz respeito ao estado limite último, com um coeficiente de segurança de 1,5 a reduzir à capacidade resistente. A secção em causa é a M42 (catálogo Mekano4), que tem uma área de 1121 mm^2 e um peso próprio de $9,4 \text{ kg/m}$.

Quadro 6.6 - Verificação das tensões

Barra	Distância (m)	σ_{axial} (MPa)	Tipo de Esforço	Verificação
2	0,000	229,978	tracção	ok
2	5,916	230,498	tracção	ok
2	11,831	231,017	tracção	ok
3	0,000	246,959	tracção	ok
3	5,916	247,478	tracção	ok
3	11,833	247,998	tracção	ok

De seguida procedeu-se à avaliação de esforços no elemento horizontal, considerando a secção acima mencionada de 0,3x0,3 m, constituída por madeira de eucalipto D40. As suas tensões características à flexão, compressão e tracção foram afectadas de um k_{mod} de 0,7 e um coeficiente de segurança de 1,3, o que conduziu respectivamente aos valores de 21,538 MPa, 14 MPa e 12,923 MPa. Aplicando as equações 6.1 e 6.2 a tracções e a 6.3 e 6.4 a compressões, verificam-se as secções:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.1)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.2)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.3)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.4)$$

Quadro 6.7 - Esforços no elemento horizontal da torre

Barra	Distância (m)	Caso	N (kN)	V_y (kN)	V_z (kN)	T (kN.m)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
8	0,000	COMB3	-115,780	394,290	-167,615	-1,121	-0,932	1,180
8	0,396	COMB3	-115,780	394,513	-167,615	-1,121	65,383	-154,862
8	0,396	COMB3	-115,780	394,513	-167,615	-1,121	65,383	-154,862
8	0,791	COMB3	-115,780	394,735	-167,615	-1,121	131,699	-310,991
8	0,791	COMB3	-115,780	394,735	-167,615	-1,121	131,699	-310,991
8	1,187	COMB3	-115,780	394,958	-167,615	-1,121	198,014	-467,209
8	1,187	COMB3	-115,780	394,958	-167,615	-1,121	198,014	-467,209
8	1,583	COMB3	-115,780	395,181	-167,615	-1,121	264,329	-623,515
8	1,583	COMB3	-115,780	395,181	-167,615	-1,121	264,329	-623,515
8	1,978	COMB3	-115,780	395,404	-167,615	-1,121	330,644	-779,909
9	0,000	COMB3	561,248	-460,163	175,472	-1,995	329,539	-780,351
9	0,396	COMB3	561,248	-459,940	175,472	-1,995	260,116	-598,336
9	0,396	COMB3	561,248	-459,940	175,472	-1,995	260,116	-598,336

Barra	Distância (m)	Caso	N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
9	0,791	COMB3	561,248	-459,717	175,472	-1,995	190,692	-416,409
9	0,791	COMB3	561,248	-459,717	175,472	-1,995	190,692	-416,409
9	1,187	COMB3	561,248	-459,494	175,472	-1,995	121,268	-234,570
9	1,187	COMB3	561,248	-459,494	175,472	-1,995	121,268	-234,570
9	1,583	COMB3	561,248	-459,272	175,472	-1,995	51,844	-52,819
9	1,583	COMB3	561,248	-459,272	175,472	-1,995	51,844	-52,819
9	1,978	COMB3	561,248	-459,049	175,472	-1,995	-17,580	128,843
10	0,000	COMB3	805,833	472,391	-190,168	0,466	-52,259	124,027
10	0,395	COMB3	805,833	472,613	-190,168	0,466	22,808	-62,488
10	0,395	COMB3	805,833	472,613	-190,168	0,466	22,808	-62,488
10	0,789	COMB3	805,833	472,835	-190,168	0,466	97,874	-249,090
10	0,789	COMB3	805,833	472,835	-190,168	0,466	97,874	-249,090
10	1,184	COMB3	805,833	473,058	-190,168	0,466	172,941	-435,780
10	1,184	COMB3	805,833	473,058	-190,168	0,466	172,941	-435,780
10	1,579	COMB3	805,833	473,280	-190,168	0,466	248,007	-622,558
10	1,579	COMB3	805,833	473,280	-190,168	0,466	248,007	-622,558
10	1,974	COMB3	805,833	473,502	-190,168	0,466	323,074	-809,423
11	0,000	COMB3	107,131	-411,417	163,799	1,030	322,359	-809,709
11	0,395	COMB3	107,131	-411,194	163,799	1,030	257,701	-647,351
11	0,395	COMB3	107,131	-411,194	163,799	1,030	257,701	-647,351
11	0,789	COMB3	107,131	-410,972	163,799	1,030	193,044	-485,081
11	0,789	COMB3	107,131	-410,972	163,799	1,030	193,044	-485,081
11	1,184	COMB3	107,131	-410,750	163,799	1,030	128,386	-322,899
11	1,184	COMB3	107,131	-410,750	163,799	1,030	128,386	-322,899
11	1,579	COMB3	107,131	-410,528	163,799	1,030	63,729	-160,804
11	1,579	COMB3	107,131	-410,528	163,799	1,030	63,729	-160,804
11	1,974	COMB3	107,131	-410,305	163,799	1,030	-0,929	1,203

Quadro 6.8 - Verificação de tensões no elemento horizontal

Barra	σ_{axial} (MPa)	σ_y (MPa)	σ_z (MPa)	Tipos de Esforços	$\sigma_{axial}/f_{o,d}$ (1)	$\sigma_y/f_{md} + k_m \cdot \sigma_z/f_{md}$ (2)	(1)+(2)	Verificação
8	-0,590	-0,076	0,096	comp+flexão	0,002	0,001	0,003	ok
8	-0,590	5,328	-12,619	comp+flexão	0,002	-0,339	0,337	ok
8	-0,590	5,328	-12,619	comp+flexão	0,002	-0,339	0,337	ok
8	-0,590	10,732	-25,342	comp+flexão	0,002	-0,678	0,677	ok
8	-0,590	10,732	-25,342	comp+flexão	0,002	-0,678	0,677	ok
8	-0,590	16,135	-38,071	comp+flexão	0,002	-1,018	1,017	ko
8	-0,590	16,135	-38,071	comp+flexão	0,002	-1,018	1,017	ko
8	-0,590	21,539	-50,808	comp+flexão	0,002	-1,359	1,357	ko
8	-0,590	21,539	-50,808	comp+flexão	0,002	-1,359	1,357	ko

Barra	σ_{axial} (MPa)	σ_y (MPa)	σ_z (MPa)	Tipos de Esforços	$\sigma_{axial}/f_{o,d}$ (1)	$\sigma_y/f_{md} + k_m \sigma_z/f_{md}$ (2)	(1)+(2)	Verificação
8	-0,590	26,943	-63,552	comp+flexão	0,002	-1,700	1,698	ko
9	2,858	26,853	-63,588	tracção+flexão	0,221	-1,706	1,484	ko
9	2,858	21,196	-48,756	tracção+flexão	0,221	-1,280	1,058	ko
9	2,858	21,196	-48,756	tracção+flexão	0,221	-1,280	1,058	ko
9	2,858	15,539	-33,932	tracção+flexão	0,221	-0,854	0,633	ok
9	2,858	15,539	-33,932	tracção+flexão	0,221	-0,854	0,633	ok
9	2,858	9,882	-19,114	tracção+flexão	0,221	-0,429	0,207	ok
9	2,858	9,882	-19,114	tracção+flexão	0,221	-0,429	0,207	ok
9	2,858	4,225	-4,304	tracção+flexão	0,221	-0,004	0,217	ok
9	2,858	4,225	-4,304	tracção+flexão	0,221	-0,004	0,217	ok
9	2,858	-1,433	10,499	tracção+flexão	0,221	0,421	0,642	ok
10	4,104	-4,258	10,106	tracção+flexão	0,318	0,272	0,589	ok
10	4,104	1,859	-5,092	tracção+flexão	0,318	-0,150	0,167	ok
10	4,104	1,859	-5,092	tracção+flexão	0,318	-0,150	0,167	ok
10	4,104	7,975	-20,297	tracção+flexão	0,318	-0,572	0,255	ok
10	4,104	7,975	-20,297	tracção+flexão	0,318	-0,572	0,255	ok
10	4,104	14,092	-35,510	tracção+flexão	0,318	-0,994	0,677	ok
10	4,104	14,092	-35,510	tracção+flexão	0,318	-0,994	0,677	ok
10	4,104	20,209	-50,730	tracção+flexão	0,318	-1,417	1,099	ko
10	4,104	20,209	-50,730	tracção+flexão	0,318	-1,417	1,099	ko
10	4,104	26,326	-65,957	tracção+flexão	0,318	-1,840	1,522	ko
11	0,546	26,268	-65,980	tracção+flexão	0,042	-1,844	1,802	ko
11	0,546	20,999	-52,750	tracção+flexão	0,042	-1,474	1,432	ko
11	0,546	20,999	-52,750	tracção+flexão	0,042	-1,474	1,432	ko
11	0,546	15,730	-39,527	tracção+flexão	0,042	-1,105	1,063	ko
11	0,546	15,730	-39,527	tracção+flexão	0,042	-1,105	1,063	ko
11	0,546	10,462	-26,312	tracção+flexão	0,042	-0,736	0,694	ok
11	0,546	10,462	-26,312	tracção+flexão	0,042	-0,736	0,694	ok
11	0,546	5,193	-13,103	tracção+flexão	0,042	-0,367	0,325	ok
11	0,546	5,193	-13,103	tracção+flexão	0,042	-0,367	0,325	ok
11	0,546	-0,076	0,098	tracção+flexão	0,042	0,001	0,043	ok

Como se pode observar alguns pontos não verificam a segurança, o que implica um aumento da secção ou mudança do material para um mais resistente.

Efectuou-se o mesmo procedimento para a torre principal:

Quadro 6.9 - Esforços na torre principal

Barra	Distância (m)	Caso	N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
12	0,000	COMB3	-139,478	-24,622	30,228	0,000	0,000	0,000
12	1,913	COMB3	-136,871	-23,153	30,228	0,000	-57,829	45,698
12	1,913	COMB3	-136,871	-23,153	30,228	0,000	-57,829	45,698
12	3,826	COMB3	-134,264	-21,684	30,228	0,000	-115,658	88,586
12	3,826	COMB3	-134,264	-21,684	30,228	0,000	-115,658	88,586
12	4,783	COMB3	-132,961	-20,950	30,228	0,000	-144,572	108,976
12	5,739	COMB3	-131,658	-20,215	30,228	0,000	-173,486	128,664
12	5,739	COMB3	-131,658	-20,215	30,228	0,000	-173,486	128,664
12	7,652	COMB3	-129,051	-18,747	30,228	0,000	-231,315	165,932
12	7,652	COMB3	-129,051	-18,747	30,228	0,000	-231,315	165,932
12	9,565	COMB3	-126,445	-17,278	30,228	0,000	-289,144	200,391
16	0,000	COMB3	-786,426	27,239	-27,355	0,000	-261,500	295,407
16	1,912	COMB3	-789,033	28,704	-27,355	0,000	-209,200	241,928
16	1,912	COMB3	-789,033	28,704	-27,355	0,000	-209,200	241,928
16	3,824	COMB3	-791,639	30,169	-27,355	0,000	-156,900	185,648
16	3,824	COMB3	-791,639	30,169	-27,355	0,000	-156,900	185,648
16	4,780	COMB3	-792,942	30,902	-27,355	0,000	-130,750	156,458
16	5,736	COMB3	-794,246	31,634	-27,355	0,000	-104,600	126,567
16	5,736	COMB3	-794,246	31,634	-27,355	0,000	-104,600	126,567
16	7,648	COMB3	-796,852	33,099	-27,355	0,000	-52,300	64,684
16	7,648	COMB3	-796,852	33,099	-27,355	0,000	-52,300	64,684
16	9,560	COMB3	-799,459	34,564	-27,355	0,000	0,000	0,000
21	0,000	COMB3	506,112	605,498	-692,432	-0,816	-288,340	201,323
21	0,383	COMB3	506,634	605,791	-692,432	-0,816	-23,408	-30,404
21	0,383	COMB3	506,634	605,791	-692,432	-0,816	-23,408	-30,404
21	0,765	COMB3	507,155	606,085	-692,432	-0,816	241,525	-262,243
21	0,765	COMB3	507,155	606,085	-692,432	-0,816	241,525	-262,243
21	0,957	COMB3	507,416	606,232	-692,432	-0,816	373,992	-378,205
21	1,148	COMB3	507,676	606,379	-692,432	-0,816	506,458	-494,195
21	1,148	COMB3	507,676	606,379	-692,432	-0,816	506,458	-494,195
21	1,530	COMB3	508,198	606,673	-692,432	-0,816	771,391	-726,259
21	1,530	COMB3	508,198	606,673	-692,432	-0,816	771,391	-726,259
21	1,913	COMB3	508,719	606,966	-692,432	-0,816	1036,324	-958,436
22	0,000	COMB3	-128,697	-617,261	718,365	-0,529	1111,438	-883,949
22	0,382	COMB3	-129,218	-616,968	718,365	-0,529	836,747	-647,974
22	0,382	COMB3	-129,218	-616,968	718,365	-0,529	836,747	-647,974
22	0,765	COMB3	-129,740	-616,675	718,365	-0,529	562,055	-412,111
22	0,765	COMB3	-129,740	-616,675	718,365	-0,529	562,055	-412,111
22	0,956	COMB3	-130,000	-616,528	718,365	-0,529	424,710	-294,222
22	1,147	COMB3	-130,261	-616,382	718,365	-0,529	287,364	-176,360

Barra	Distância (m)	Caso	N (kN)	V_y (kN)	V_z (kN)	T (kN.m)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
22	1,147	COMB3	-130,261	-616,382	718,365	-0,529	287,364	-176,360
22	1,530	COMB3	-130,782	-616,088	718,365	-0,529	12,672	59,278
22	1,530	COMB3	-130,782	-616,088	718,365	-0,529	12,672	59,278
22	1,912	COMB3	-131,303	-615,795	718,365	-0,529	-262,019	294,805

Quadro 6.10 - Verificação das tensões na torre principal

Barra	σ_{axial} (MPa)	σ_y (MPa)	σ_z (MPa)	Tipos de Esforços	$\sigma_{axial}/f_{o,d}$ (1)	$\sigma_y/f_{md} + k_m \sigma_z/f_{md}$ (2)	(1)+(2)	Verificação
12	-0,710	0,000	0,000	comp+flexão	0,003	0,000	0,003	ok
12	-0,697	-4,712	3,724	comp+flexão	0,002	-0,046	0,043	ok
12	-0,697	-4,712	3,724	comp+flexão	0,002	-0,046	0,043	ok
12	-0,684	-9,425	7,219	comp+flexão	0,002	-0,102	0,100	ok
12	-0,684	-9,425	7,219	comp+flexão	0,002	-0,102	0,100	ok
12	-0,677	-11,781	8,880	comp+flexão	0,002	-0,135	0,132	ok
12	-0,671	-14,137	10,484	comp+flexão	0,002	-0,170	0,167	ok
12	-0,671	-14,137	10,484	comp+flexão	0,002	-0,170	0,167	ok
12	-0,657	-18,849	13,521	comp+flexão	0,002	-0,247	0,245	ok
12	-0,657	-18,849	13,521	comp+flexão	0,002	-0,247	0,245	ok
12	-0,644	-23,561	16,329	comp+flexão	0,002	-0,336	0,334	ok
21	-4,005	-21,309	24,072	comp+flexão	0,082	0,128	0,210	ok
21	-4,019	-17,047	19,714	comp+flexão	0,082	0,124	0,206	ok
21	-4,019	-17,047	19,714	comp+flexão	0,082	0,124	0,206	ok
21	-4,032	-12,785	15,128	comp+flexão	0,083	0,109	0,192	ok
21	-4,032	-12,785	15,128	comp+flexão	0,083	0,109	0,192	ok
21	-4,038	-10,654	12,749	comp+flexão	0,083	0,097	0,180	ok
21	-4,045	-8,523	10,313	comp+flexão	0,083	0,083	0,167	ok
21	-4,045	-8,523	10,313	comp+flexão	0,083	0,083	0,167	ok
21	-4,058	-4,262	5,271	comp+flexão	0,084	0,047	0,131	ok
21	-4,058	-4,262	5,271	comp+flexão	0,084	0,047	0,131	ok
21	-4,072	0,000	0,000	comp+flexão	0,085	0,000	0,085	ok
16	2,578	-23,496	16,405	tracção+flexão	0,199	-0,329	0,130	ok
16	2,580	-1,907	-2,477	tracção+flexão	0,200	-0,204	0,004	ok
16	2,580	-1,907	-2,477	tracção+flexão	0,200	-0,204	0,004	ok
16	2,583	19,681	-21,369	tracção+flexão	0,200	-0,078	0,121	ok
16	2,583	19,681	-21,369	tracção+flexão	0,200	-0,078	0,121	ok
16	2,584	30,475	-30,819	tracção+flexão	0,200	-0,016	0,184	ok
16	2,586	41,269	-40,270	tracção+flexão	0,200	0,046	0,246	ok
16	2,586	41,269	-40,270	tracção+flexão	0,200	0,046	0,246	ok
16	2,588	62,858	-59,180	tracção+flexão	0,200	0,171	0,371	ok
16	2,588	62,858	-59,180	tracção+flexão	0,200	0,171	0,371	ok

Barra	σ_{axial} (MPa)	σ_y (MPa)	σ_z (MPa)	Tipos de Esforços	$\sigma_{axial}/f_{o,d}$ (1)	$\sigma_y/f_{md} + k_m \sigma_z/f_{md}$ (2)	(1)+(2)	Verificação
16	2,591	84,446	-78,099	tracção+flexão	0,200	0,295	0,495	ok
22	-0,655	90,567	-72,030	comp+flexão	0,002	0,861	0,863	ok
22	-0,658	68,183	-52,801	comp+flexão	0,002	0,714	0,716	ok
22	-0,658	68,183	-52,801	comp+flexão	0,002	0,714	0,716	ok
22	-0,661	45,800	-33,581	comp+flexão	0,002	0,567	0,570	ok
22	-0,661	45,800	-33,581	comp+flexão	0,002	0,567	0,570	ok
22	-0,662	34,608	-23,975	comp+flexão	0,002	0,494	0,496	ok
22	-0,663	23,416	-14,371	comp+flexão	0,002	0,420	0,422	ok
22	-0,663	23,416	-14,371	comp+flexão	0,002	0,420	0,422	ok
22	-0,666	1,033	4,830	comp+flexão	0,002	0,272	0,274	ok
22	-0,666	1,033	4,830	comp+flexão	0,002	0,272	0,274	ok
22	-0,669	-21,351	24,023	comp+flexão	0,002	0,124	0,126	ok

No caso da torre principal todos os elementos verificam a segurança. Passou-se, então, ao cálculo das escoras:

Quadro 6.11 - Esforços nas escoras

Barra	Distância (m)	Caso	N (kN)
24	0,000	COMB3	-1144,646
24	0,445	COMB3	-1144,459
24	0,445	COMB3	-1144,459
24	0,891	COMB3	-1144,271
24	0,891	COMB3	-1144,271
24	1,114	COMB3	-1144,177
24	1,336	COMB3	-1144,083
24	1,336	COMB3	-1144,083
24	1,782	COMB3	-1143,896
24	1,782	COMB3	-1143,896
24	2,227	COMB3	-1143,708
25	0,000	COMB3	-1182,699
25	0,445	COMB3	-1182,511
25	0,445	COMB3	-1182,511
25	0,890	COMB3	-1182,323
25	0,890	COMB3	-1182,323
25	1,113	COMB3	-1182,229
25	1,335	COMB3	-1182,136
25	1,335	COMB3	-1182,136
25	1,780	COMB3	-1181,948
25	1,780	COMB3	-1181,948
25	2,225	COMB3	-1181,760

A verificação das escoras obedeceu ao mesmo procedimento efectuado para a torre principal, tendo em conta que a secção neste caso é 0,3x0,3 m.

Quadro 6.12 -Verificações nas escoras

Barra	σ_{axial} (MPa)	σ_y (MPa)	σ_z (MPa)	Tipos de Esforços	$\sigma_{axial}/$ $f_{o,d}$ (1)	$\sigma_y/f_{md} +$ $k_m \cdot \sigma_z/f_{md}$ (2)	(1)+(2)	Verificação
24	-16,193	-	-	comp	1,338	-	-	ko
24	-16,191	-	-	comp	1,337	-	-	ko
24	-16,191	-	-	comp	1,337	-	-	ko
24	-16,188	-	-	comp	1,337	-	-	ko
24	-16,188	-	-	comp	1,337	-	-	ko
24	-16,187	-	-	comp	1,337	-	-	ko
24	-16,185	-	-	comp	1,337	-	-	ko
24	-16,185	-	-	comp	1,337	-	-	ko
24	-16,183	-	-	comp	1,336	-	-	ko
24	-16,183	-	-	comp	1,336	-	-	ko
24	-16,180	-	-	comp	1,336	-	-	ko
25	-16,732	-	-	comp	1,428	-	-	ko
25	-16,729	-	-	comp	1,428	-	-	ko
25	-16,729	-	-	comp	1,428	-	-	ko
25	-16,726	-	-	comp	1,427	-	-	ko
25	-16,726	-	-	comp	1,427	-	-	ko
25	-16,725	-	-	comp	1,427	-	-	ko
25	-16,724	-	-	comp	1,427	-	-	ko
25	-16,724	-	-	comp	1,427	-	-	ko
25	-16,721	-	-	comp	1,427	-	-	ko
25	-16,721	-	-	comp	1,427	-	-	ko
25	-16,718	-	-	comp	1,426	-	-	ko

Não se verifica a segurança, o que implica outro tipo de abordagem. Apresentam-se de seguida, os diagramas de esforços: axial, transversal e momento flector.

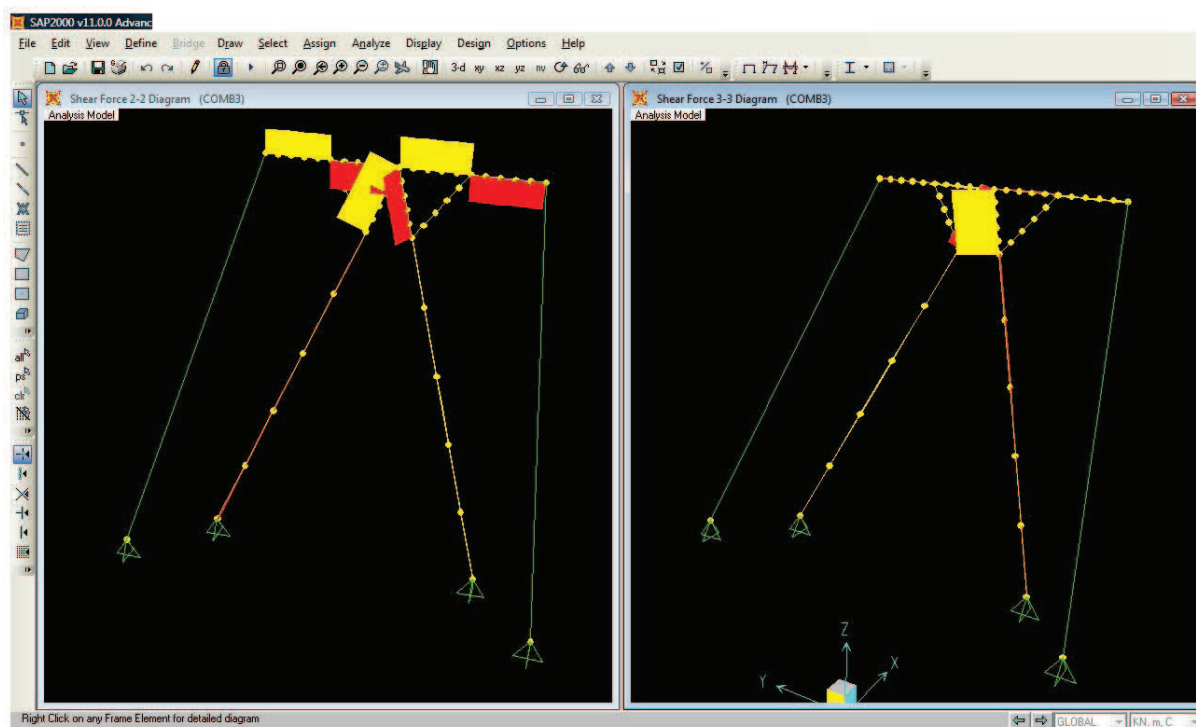


Fig.6.5 – Representação do esforço transverso nas duas direcções (y e z, da esquerda para a direita)

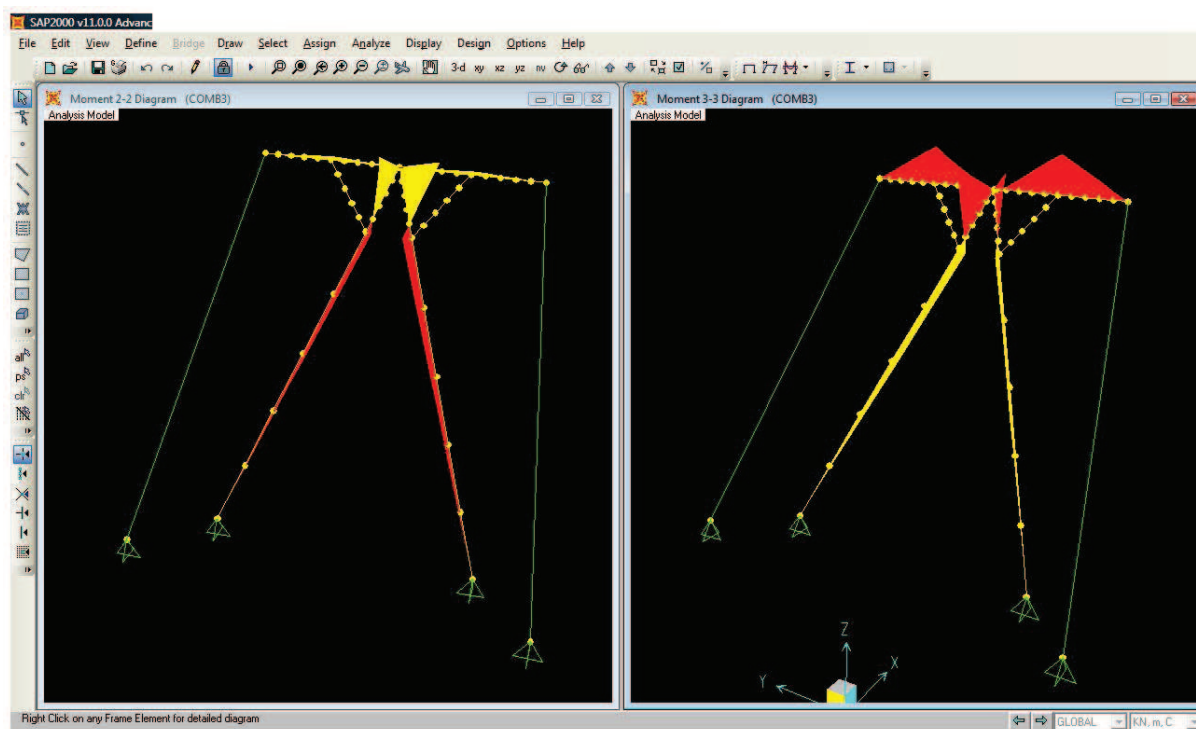


Fig.6.6 – Representação do momento flector nas duas direcções (y e z, da esquerda para a direita)

Como se verificou, as secções escolhidas não apresentam capacidade resistente suficiente, logo numa primeira abordagem optou-se por aumentar as dimensões das escoras e do elemento horizontal mas

esta alteração continuou a não ser suficiente. Em consequência, alterou-se o material, passando para o aço.

Para o dimensionamento deste caso, utilizou-se a funcionalidade do SAP que permite o cálculo de secções metálicas. Esta aplicação exige o seguinte procedimento:

- i. A elaboração de uma lista de secções, através das quais o programa escolhe a mais económica;
- ii. A escolha de uma norma pela qual vai ser elaborada a verificação de secções;
- iii. A escolha das combinações utilizadas para a verificação.

A numeração atribuída foi a seguinte:

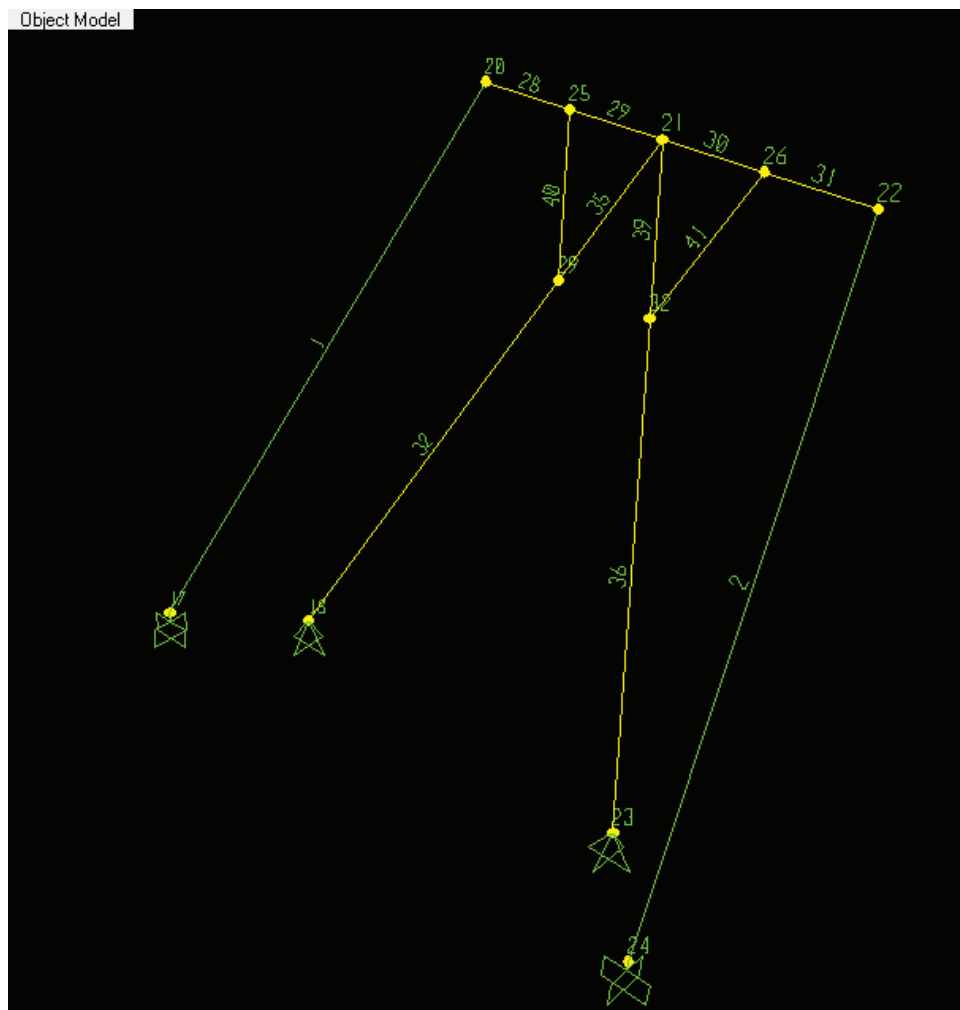


Fig.6.7 – Numeração da torre metálica e espia

A norma escolhida foi o EC3, que obedecia a princípios de Estado Limite de Serviço e Estado Limite Último, como apresentado na Fig.6.8:

	Item	Value
1	Design Code	EUROCODE 3-1993
2	Time History Design	Step-by-Step
3	Framing Type	Moment Frame
4	GammaM0	1,1
5	GammaM1	1,1
6	Consider Deflection?	Yes
7	DL Limit, L /	1500,
8	Super DL+LL Limit, L /	250,
9	Live Load Limit, L /	300,
10	Total Limit, L/	250,
11	Total-Camber Limit, L/	240,
12	Pattern Live Load Factor	0,75
13	Stress Ratio Limit	0,9
14	Max Number of Auto Iterations	1

Fig.6.8 – Limites a cumprir na verificação

As secções fornecidas e posteriormente escolhidas foram (as medidas encontram-se em m):

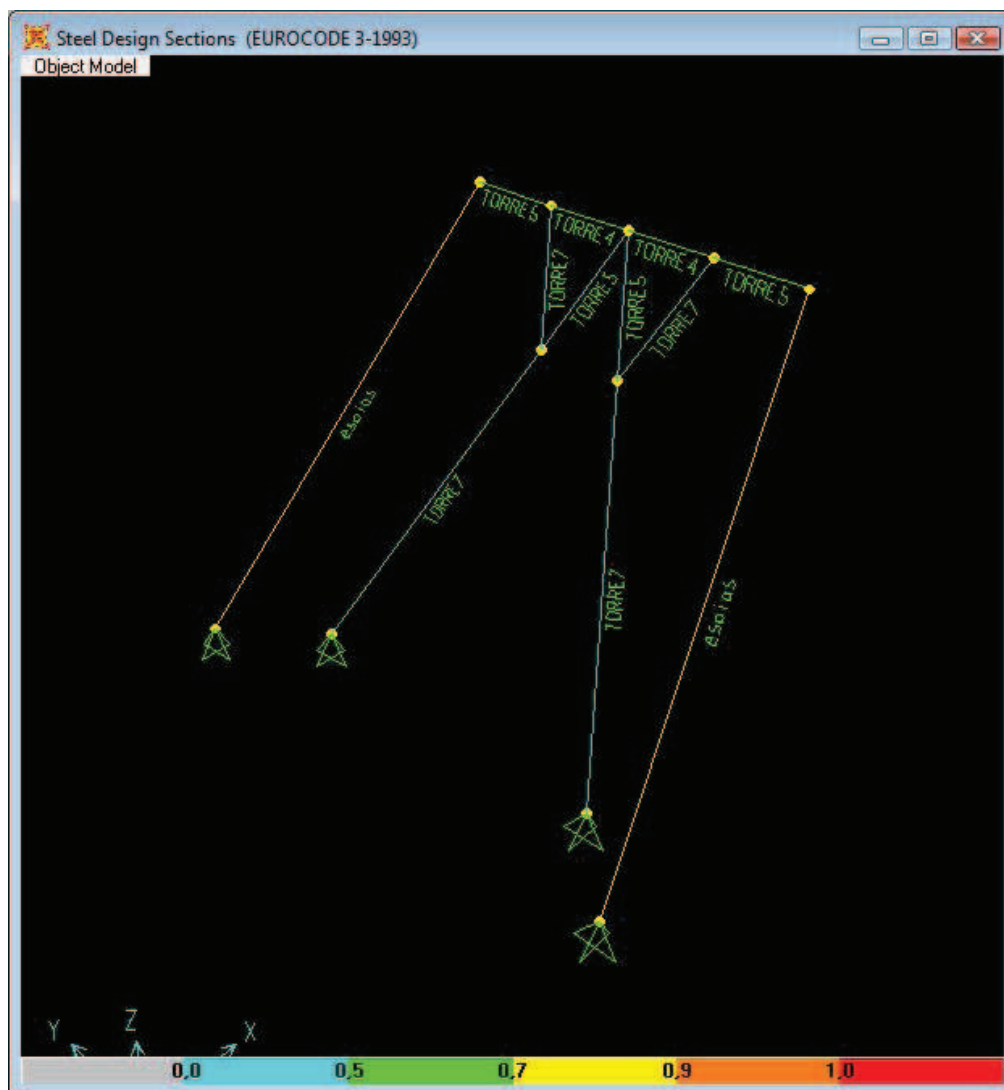


Fig.6.9 – Atribuição das secções

- Torre4

Section Name		TORRE4	
Section Notes		Modify/Show Notes...	
Properties	Property Modifiers	Material	
Section Properties...	Set Modifiers...	+ S500	
Dimensions			
Outside diameter (t3)	0,5		
Wall thickness (tw)	0,1		
		Display Color	

- Torre5

Section Name TORRE5

Section Notes [Modify/Show Notes...](#)

Properties [Section Properties...](#)

Property Modifiers [Set Modifiers...](#)

Material + S500

Dimensions

Outside diameter (t3) 0,5

Wall thickness (tw) 0,05

Display Color ☐

OK Cancel

- Torre7

Section Name TORRE7

Section Notes [Modify/Show Notes...](#)

Properties [Section Properties...](#)

Property Modifiers [Set Modifiers...](#)

Material + S500

Dimensions

Outside diameter (t3) 0,5

Wall thickness (tw) 0,01

Display Color ☒

OK Cancel

Apresentando todas o mesmo diâmetro exterior, o que esteticamente é mais agradável. Outra opção seria utilizar uma secção variável.

De seguida apresentam-se as reacções e os esforços, nesta nova torre. Convém referir que as espigas mantiveram a mesma secção.

Quadro 6.13 – Reacções nos apoios

Pontos	Caso	Tipo de caso	F_1 (kN)	F_2 (kN)	F_3 (kN)	M_1 (kN.m)	M_2 (kN.m)	M_3 (kN.m)
17	COMB3	Combination	-183,447	80,540	-314,408	0,000	0,000	0,000
18	COMB3	Combination	158,242	-174,120	442,797	0,000	0,000	0,000
23	COMB3	Combination	300,620	237,548	709,128	0,000	0,000	0,000
24	COMB3	Combination	-195,535	-45,744	-315,148	0,000	0,000	0,000

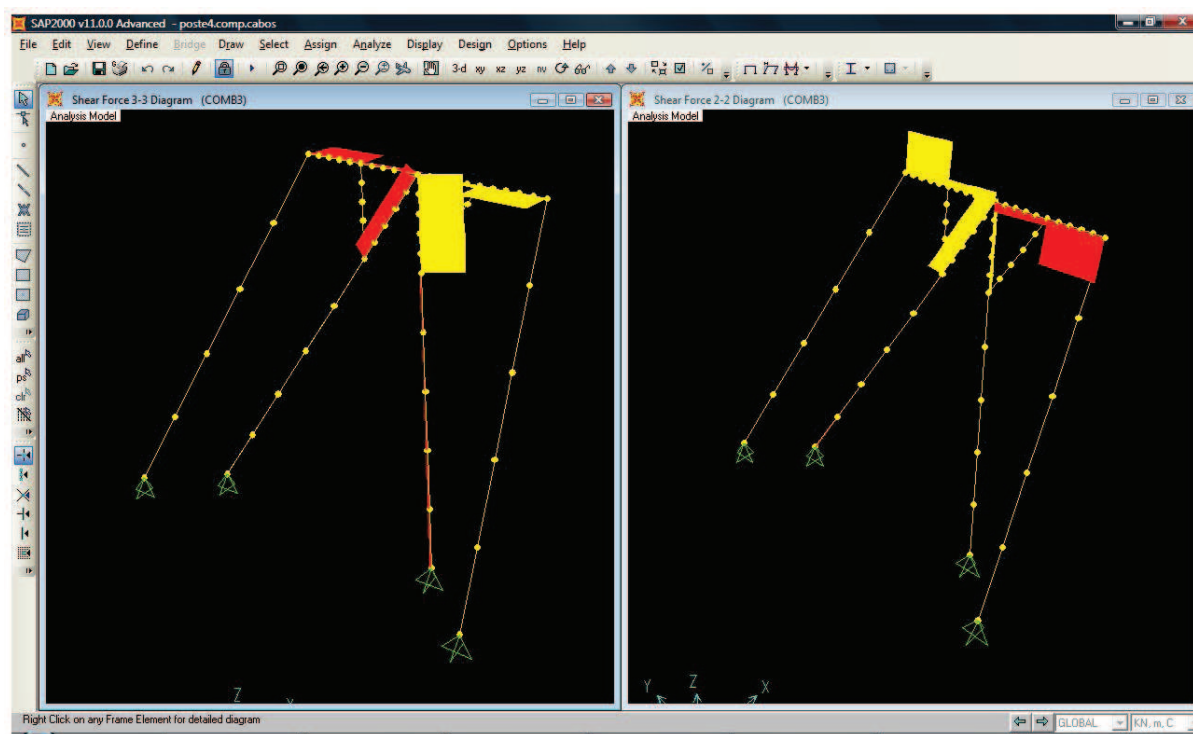


Fig.6.10 – Esforço transversal em z e y respectivamente

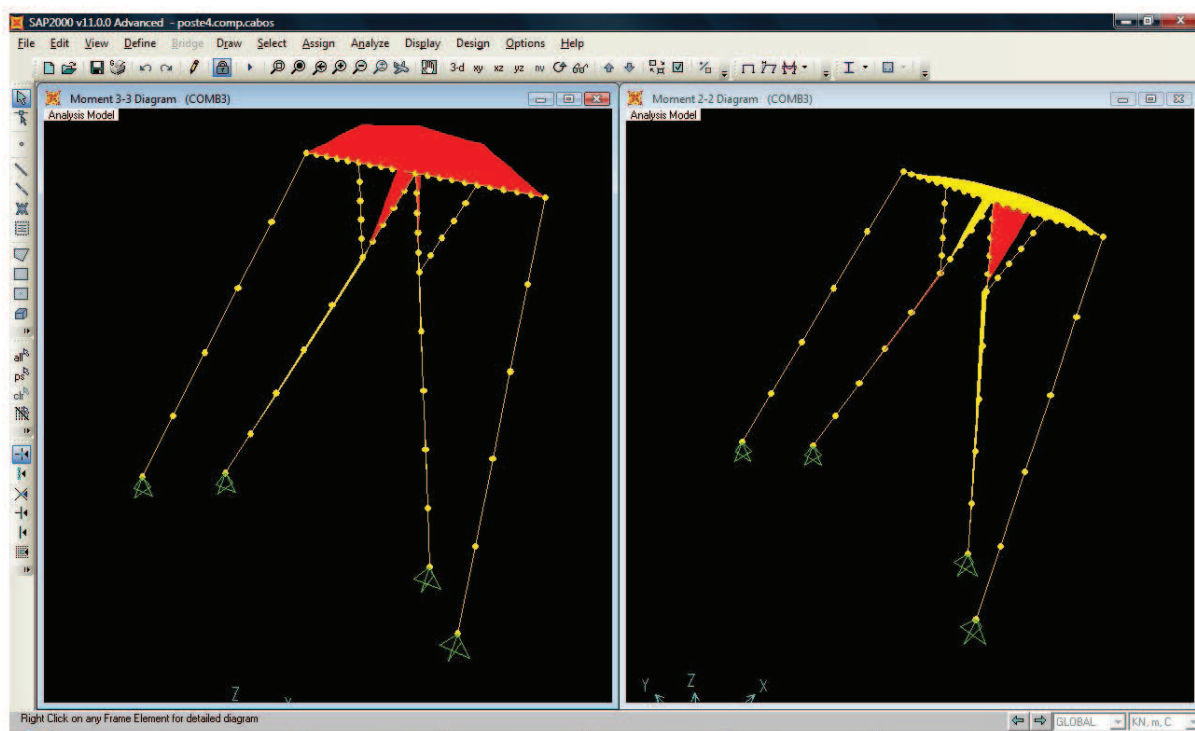


Fig.6.11 – Momento flector em z e y respectivamente

Quadro 6.14 – Esforços na torre e espigas

Barra	Distância (m)	N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
1	0,000	372,814	-1,265	0,000	0,000	0,000	0,000
1	2,366	373,614	-0,759	0,000	0,000	0,000	2,394
1	2,366	373,614	-0,759	0,000	0,000	0,000	2,394
1	4,733	374,413	-0,253	0,000	0,000	0,000	3,591
1	4,733	374,413	-0,253	0,000	0,000	0,000	3,591
1	5,916	374,813	0,000	0,000	0,000	0,000	3,741
1	7,099	375,213	0,253	0,000	0,000	0,000	3,591
1	7,099	375,213	0,253	0,000	0,000	0,000	3,591
1	9,466	376,013	0,759	0,000	0,000	0,000	2,394
1	9,466	376,013	0,759	0,000	0,000	0,000	2,394
1	11,832	376,813	1,265	0,000	0,000	0,000	0,000
2	0,000	373,688	-1,265	0,000	0,000	0,000	0,000
2	2,366	374,488	-0,759	0,000	0,000	0,000	2,394
2	2,366	374,488	-0,759	0,000	0,000	0,000	2,394
2	4,733	375,288	-0,253	0,000	0,000	0,000	3,591
2	4,733	375,288	-0,253	0,000	0,000	0,000	3,591
2	5,916	375,688	0,000	0,000	0,000	0,000	3,741
2	7,099	376,088	0,253	0,000	0,000	0,000	3,591
2	7,099	376,088	0,253	0,000	0,000	0,000	3,591
2	9,466	376,888	0,759	0,000	0,000	0,000	2,394
2	9,466	376,888	0,759	0,000	0,000	0,000	2,394

Barra	Distância (m)	N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
2	11,832	377,688	1,265	0,000	0,000	0,000	0,000
28	0,000	-96,316	494,313	-226,667	0,000	0,000	0,000
28	0,395	-96,316	497,272	-226,667	0,000	89,533	-195,837
28	0,395	-96,316	497,272	-226,667	0,000	89,533	-195,837
28	0,790	-96,316	500,230	-226,667	0,000	179,067	-392,843
28	0,790	-96,316	500,230	-226,667	0,000	179,067	-392,843
28	1,185	-96,316	503,189	-226,667	0,000	268,600	-591,018
28	1,185	-96,316	503,189	-226,667	0,000	268,600	-591,018
28	1,580	-96,316	506,148	-226,667	0,000	358,133	-790,362
28	1,580	-96,316	506,148	-226,667	0,000	358,133	-790,362
28	1,975	-96,316	509,107	-226,667	0,000	447,667	-990,874
29	0,000	73,122	82,485	-55,083	-1,506	443,854	-992,399
29	0,395	73,122	87,746	-55,083	-1,506	465,612	-1026,020
29	0,395	73,122	87,746	-55,083	-1,506	465,612	-1026,020
29	0,790	73,122	93,006	-55,083	-1,506	487,369	-1061,718
29	0,790	73,122	93,006	-55,083	-1,506	487,369	-1061,718
29	1,185	73,122	98,266	-55,083	-1,506	509,127	-1099,494
29	1,185	73,122	98,266	-55,083	-1,506	509,127	-1099,494
29	1,580	73,122	103,527	-55,083	-1,506	530,885	-1139,348
29	1,580	73,122	103,527	-55,083	-1,506	530,885	-1139,348
29	1,975	73,122	108,787	-55,083	-1,506	552,642	-1181,280
30	0,000	179,036	-107,336	52,005	0,579	544,492	-1178,870
30	0,395	179,036	-102,076	52,005	0,579	523,950	-1137,512
30	0,395	179,036	-102,076	52,005	0,579	523,950	-1137,512
30	0,790	179,036	-96,815	52,005	0,579	503,408	-1098,231
30	0,790	179,036	-96,815	52,005	0,579	503,408	-1098,231
30	1,185	179,036	-91,555	52,005	0,579	482,866	-1061,028
30	1,185	179,036	-91,555	52,005	0,579	482,866	-1061,028
30	1,580	179,036	-86,295	52,005	0,579	462,324	-1025,903
30	1,580	179,036	-86,295	52,005	0,579	462,324	-1025,903
30	1,975	179,036	-81,034	52,005	0,579	441,782	-992,856
31	0,000	8,972	-509,814	224,432	0,000	443,250	-992,268
31	0,395	8,972	-506,855	224,432	0,000	354,600	-791,477
31	0,395	8,972	-506,855	224,432	0,000	354,600	-791,477
31	0,790	8,972	-503,897	224,432	0,000	265,950	-591,855
31	0,790	8,972	-503,897	224,432	0,000	265,950	-591,855
31	1,185	8,972	-500,938	224,432	0,000	177,300	-393,401
31	1,185	8,972	-500,938	224,432	0,000	177,300	-393,401
31	1,580	8,972	-497,979	224,432	0,000	88,650	-196,116
31	1,580	8,972	-497,979	224,432	0,000	88,650	-196,116
31	1,975	8,972	-495,020	224,432	0,000	0,000	0,000

Barra	Distância (m)	N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	T (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
32	0,000	-501,201	-12,037	8,921	0,000	0,000	0,000
32	1,721	-498,754	-10,661	8,921	0,000	-15,351	19,530
32	1,721	-498,754	-10,661	8,921	0,000	-15,351	19,530
32	3,442	-496,307	-9,286	8,921	0,000	-30,703	36,692
32	3,442	-496,307	-9,286	8,921	0,000	-30,703	36,692
32	4,302	-495,084	-8,598	8,921	0,000	-38,379	44,385
32	5,162	-493,860	-7,910	8,921	0,000	-46,054	51,487
32	5,162	-493,860	-7,910	8,921	0,000	-46,054	51,487
32	6,883	-491,413	-6,535	8,921	0,000	-61,406	63,915
32	6,883	-491,413	-6,535	8,921	0,000	-61,406	63,915
32	8,604	-488,966	-5,159	8,921	0,000	-76,757	73,976
35	0,000	-111,514	203,549	-232,204	-3,337	-74,912	76,119
35	0,574	-107,768	205,655	-232,204	-3,337	58,278	-41,239
35	0,574	-107,768	205,655	-232,204	-3,337	58,278	-41,239
35	1,147	-104,023	207,760	-232,204	-3,337	191,468	-159,804
35	1,147	-104,023	207,760	-232,204	-3,337	191,468	-159,804
35	1,434	-102,150	208,813	-232,204	-3,337	258,063	-219,540
35	1,721	-100,278	209,866	-232,204	-3,337	324,659	-279,578
35	1,721	-100,278	209,866	-232,204	-3,337	324,659	-279,578
35	2,294	-96,532	211,972	-232,204	-3,337	457,849	-400,559
35	2,294	-96,532	211,972	-232,204	-3,337	457,849	-400,559
35	2,868	-92,787	214,077	-232,204	-3,337	591,039	-522,748
36	0,000	-805,867	-13,775	-7,346	0,000	0,000	0,000
36	1,721	-803,419	-12,399	-7,346	0,000	12,642	22,523
36	1,721	-803,419	-12,399	-7,346	0,000	12,642	22,523
36	3,442	-800,972	-11,022	-7,346	0,000	25,284	42,676
36	3,442	-800,972	-11,022	-7,346	0,000	25,284	42,676
36	4,303	-799,749	-10,334	-7,346	0,000	31,605	51,865
36	5,163	-798,525	-9,646	-7,346	0,000	37,926	60,461
36	5,163	-798,525	-9,646	-7,346	0,000	37,926	60,461
36	6,884	-796,078	-8,269	-7,346	0,000	50,567	75,877
36	6,884	-796,078	-8,269	-7,346	0,000	50,567	75,877
36	8,605	-793,631	-6,893	-7,346	0,000	63,209	88,924
39	0,000	-414,360	202,983	234,818	1,285	62,498	89,748
39	0,574	-410,614	205,090	234,818	1,285	-72,211	-27,302
39	0,574	-410,614	205,090	234,818	1,285	-72,211	-27,302
39	1,147	-406,869	207,197	234,818	1,285	-206,919	-145,561
39	1,147	-406,869	207,197	234,818	1,285	-206,919	-145,561
39	1,434	-404,996	208,250	234,818	1,285	-274,274	-205,143
39	1,721	-403,123	209,304	234,818	1,285	-341,628	-265,028
39	1,721	-403,123	209,304	234,818	1,285	-341,628	-265,028

Barra	Distância (m)	N (kN)	V_y (kN)	V_z (kN)	T (kN.m)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
39	2,295	-399,378	211,410	234,818	1,285	-476,337	-385,704
39	2,295	-399,378	211,410	234,818	1,285	-476,337	-385,704
39	2,868	-395,632	213,517	234,818	1,285	-611,046	-507,588
40	0,000	-494,135	-1,146	0,000	4,374	0,000	0,000
40	0,574	-493,319	-0,688	0,000	4,374	0,000	0,526
40	0,574	-493,319	-0,688	0,000	4,374	0,000	0,526
40	1,147	-492,504	-0,229	0,000	4,374	0,000	0,789
40	1,147	-492,504	-0,229	0,000	4,374	0,000	0,789
40	1,434	-492,096	0,000	0,000	4,374	0,000	0,822
40	1,721	-491,688	0,229	0,000	4,374	0,000	0,789
40	1,721	-491,688	0,229	0,000	4,374	0,000	0,789
40	2,294	-490,872	0,688	0,000	4,374	0,000	0,526
40	2,294	-490,872	0,688	0,000	4,374	0,000	0,526
40	2,868	-490,057	1,146	0,000	4,374	0,000	0,000
41	0,000	-496,525	-1,146	0,000	-1,684	0,000	0,000
41	0,573	-495,709	-0,687	0,000	-1,684	0,000	0,526
41	0,573	-495,709	-0,687	0,000	-1,684	0,000	0,526
41	1,147	-494,893	-0,229	0,000	-1,684	0,000	0,788
41	1,147	-494,893	-0,229	0,000	-1,684	0,000	0,788
41	1,434	-494,486	0,000	0,000	-1,684	0,000	0,821
41	1,720	-494,078	0,229	0,000	-1,684	0,000	0,788
41	1,720	-494,078	0,229	0,000	-1,684	0,000	0,788
41	2,294	-493,262	0,687	0,000	-1,684	0,000	0,526
41	2,294	-493,262	0,687	0,000	-1,684	0,000	0,526
41	2,867	-492,446	1,146	0,000	-1,684	0,000	0,000

Quadro 6.15 – Deslocamentos dos pontos da estrutura

Pontos	Caso	U_x (m)	U_y (m)	U_z (m)	R_x (rad)	R_y (rad)	R_z (rad)
3	COMB3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
17	COMB3	0,000	0,000	0,000	0,001	-0,184	0,001
18	COMB3	0,000	0,000	0,000	0,004	0,014	0,000
20	COMB3	0,130	-0,013	-0,072	-0,005	0,014	0,004
21	COMB3	0,140	-0,014	-0,058	0,002	0,013	0,001
22	COMB3	0,136	-0,014	-0,075	0,008	0,013	-0,002
23	COMB3	0,000	0,000	0,000	-0,001	0,015	0,001
24	COMB3	0,000	0,000	0,000	0,001	-0,001	-0,123
25	COMB3	0,137	-0,014	-0,061	-0,002	0,014	0,003
26	COMB3	0,140	-0,014	-0,063	0,005	0,013	-0,001
29	COMB3	0,104	-0,016	-0,046	-0,001	0,014	0,002
32	COMB3	0,107	-0,006	-0,047	0,004	0,013	0,000

Pontos	Caso	U_x (m)	U_y (m)	U_z (m)	R_x (rad)	R_y (rad)	R_z (rad)
~1	COMB3	0,132	-0,013	-0,070	-0,005	0,014	0,004
~2	COMB3	0,133	-0,014	-0,067	-0,004	0,014	0,003
~3	COMB3	0,134	-0,014	-0,065	-0,004	0,014	0,003
~4	COMB3	0,136	-0,014	-0,063	-0,003	0,014	0,003
~5	COMB3	0,138	-0,014	-0,060	-0,001	0,014	0,002
~6	COMB3	0,139	-0,014	-0,059	-0,001	0,014	0,002
~7	COMB3	0,139	-0,014	-0,059	0,000	0,014	0,002
~8	COMB3	0,140	-0,014	-0,058	0,001	0,014	0,001
~9	COMB3	0,140	-0,014	-0,059	0,002	0,013	0,000
~10	COMB3	0,140	-0,014	-0,059	0,003	0,013	0,000
~11	COMB3	0,140	-0,014	-0,060	0,004	0,013	0,000
~12	COMB3	0,140	-0,014	-0,062	0,005	0,013	-0,001
~13	COMB3	0,139	-0,014	-0,065	0,006	0,013	-0,001
~14	COMB3	0,139	-0,014	-0,067	0,007	0,013	-0,002
~15	COMB3	0,138	-0,014	-0,070	0,008	0,013	-0,002
~16	COMB3	0,137	-0,014	-0,072	0,008	0,013	-0,002
~17	COMB3	0,021	-0,006	-0,010	0,004	0,014	0,000
~18	COMB3	0,041	-0,011	-0,020	0,003	0,014	0,000
~19	COMB3	0,062	-0,015	-0,030	0,002	0,014	0,001
~20	COMB3	0,083	-0,017	-0,038	0,001	0,014	0,001
~21	COMB3	0,112	-0,015	-0,048	-0,001	0,014	0,002
~22	COMB3	0,119	-0,014	-0,051	-0,001	0,014	0,002
~23	COMB3	0,126	-0,014	-0,053	0,000	0,014	0,001
~24	COMB3	0,133	-0,014	-0,056	0,001	0,014	0,001
~25	COMB3	0,022	0,001	-0,011	0,000	0,015	0,001
~26	COMB3	0,044	0,002	-0,021	0,000	0,015	0,001
~27	COMB3	0,065	0,002	-0,031	0,001	0,014	0,001
~28	COMB3	0,086	-0,001	-0,039	0,002	0,014	0,000
~29	COMB3	0,113	-0,008	-0,049	0,004	0,013	0,000
~30	COMB3	0,120	-0,010	-0,051	0,004	0,013	0,000
~31	COMB3	0,127	-0,012	-0,053	0,003	0,013	0,000
~32	COMB3	0,134	-0,013	-0,056	0,003	0,013	0,000
~33	COMB3	0,111	-0,016	-0,049	0,000	0,014	0,002
~34	COMB3	0,117	-0,015	-0,052	0,000	0,014	0,002
~35	COMB3	0,124	-0,015	-0,055	0,000	0,014	0,002
~36	COMB3	0,130	-0,014	-0,058	0,000	0,014	0,002
~37	COMB3	0,113	-0,007	-0,050	0,003	0,013	0,000
~38	COMB3	0,120	-0,009	-0,053	0,003	0,013	0,000
~39	COMB3	0,127	-0,011	-0,057	0,003	0,013	0,000
~40	COMB3	0,133	-0,012	-0,060	0,003	0,013	0,000
~41	COMB3	0,132	-0,049	-0,088	0,042	0,049	0,036

Pontos	Caso	U_x (m)	U_y (m)	U_z (m)	R_x (rad)	R_y (rad)	R_z (rad)
~42	COMB3	0,223	-0,080	-0,147	0,030	0,020	0,036
~43	COMB3	0,249	-0,083	-0,161	0,015	-0,013	0,036
~44	COMB3	0,211	-0,057	-0,131	0,002	-0,042	0,036
~45	COMB3	0,140	0,024	-0,089	-0,065	0,049	-0,090
~46	COMB3	0,236	0,037	-0,148	-0,058	0,018	-0,090
~47	COMB3	0,263	0,034	-0,163	-0,049	-0,018	-0,090
~48	COMB3	0,222	0,015	-0,134	-0,042	-0,048	-0,090

6.4.2. OPÇÃO 2

Este modelo tem como elemento principal a torre em madeira com uma secção inicial de 0,5x0,5 m. Apresenta também dois pares de espias, definidos com uma secção inicial de 1121 mm², como ilustrado de seguida:

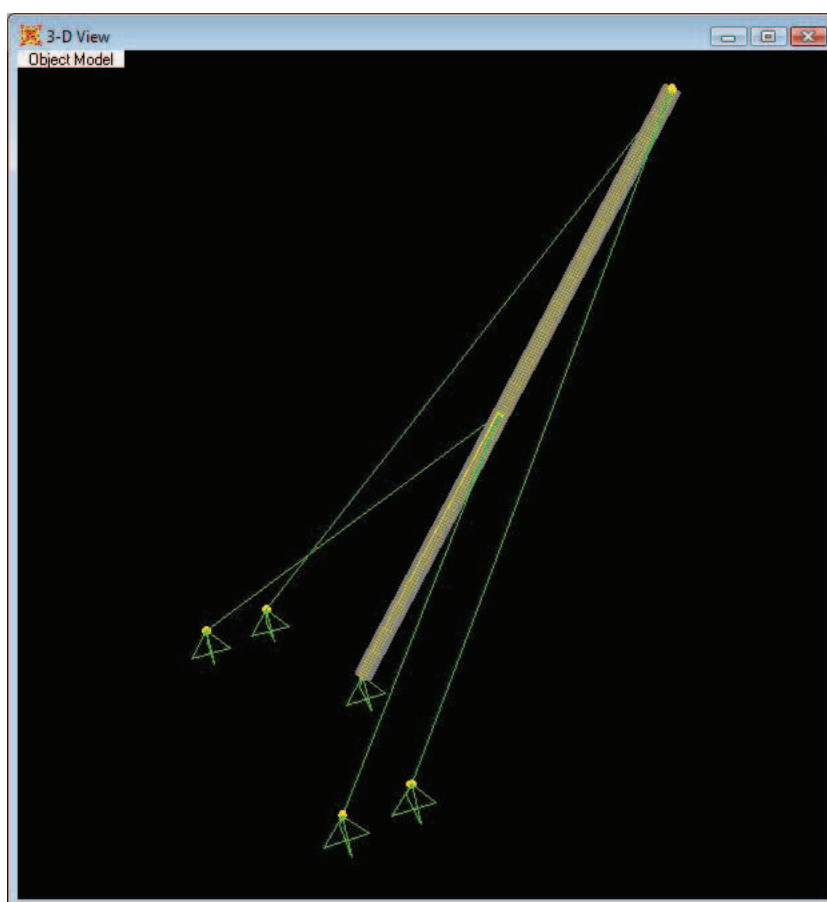


Fig.6.12 – Modelo 3D da torre e espias

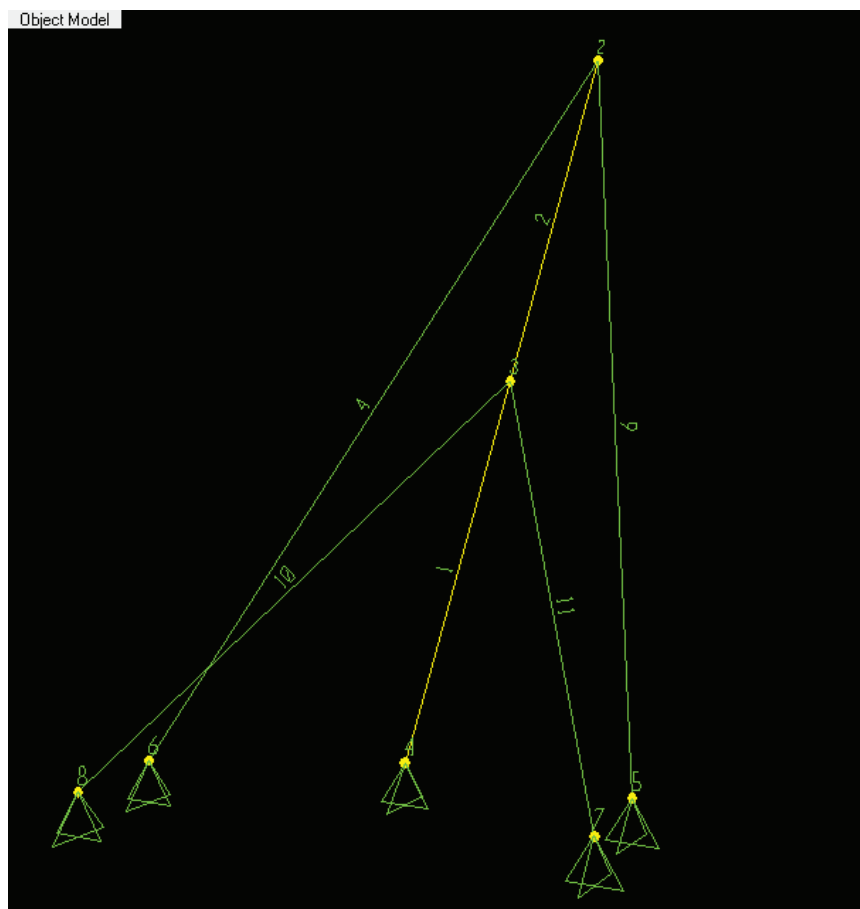


Fig.6.13 – Numeração das barras e pontos

Na Fig.6.13 apresenta-se a numeração atribuída, de modo a melhor identificar os esforços e reacções tabelados nos Quadros 6.16, 6.17 e 6.18.

Quadro 6.16 – Reacções nos apoios

Pontos	Caso	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
4	COMB2	778,063	-4477,492	6056,873	0,000	0,000	0,000
5	COMB2	-936,239	1501,586	-2094,133	0,000	0,000	0,000
6	COMB2	393,607	1844,035	-2237,338	0,000	0,000	0,000
7	COMB2	-547,649	628,171	-629,964	0,000	0,000	0,000
8	COMB2	324,945	830,914	-674,526	0,000	0,000	0,000

Quadro 6.17 – Esforços na torre e espas

Barra	Distância (m)	Caso	P (kN)	V_2 (kN)	V_3 (kN)	T (kN.m)	M_2 (kN.m)	M_3 (kN.m)
1	0,000	COMB2	-7570,676	154,583	-0,248	0,000	0,000	0,000
1	1,800	COMB2	-7568,390	156,226	-0,248	0,000	0,446	-279,730
1	1,800	COMB2	-7568,390	156,226	-0,248	0,000	0,446	-279,730
1	3,600	COMB2	-7566,105	157,869	-0,248	0,000	0,891	-562,417
1	3,600	COMB2	-7566,105	157,869	-0,248	0,000	0,891	-562,417
1	4,500	COMB2	-7564,962	158,691	-0,248	0,000	1,114	-704,870
1	5,400	COMB2	-7563,819	159,512	-0,248	0,000	1,337	-848,062
1	5,400	COMB2	-7563,819	159,512	-0,248	0,000	1,337	-848,062
1	7,200	COMB2	-7561,533	161,156	-0,248	0,000	1,783	-1136,665
1	7,200	COMB2	-7561,533	161,156	-0,248	0,000	1,783	-1136,665
1	9,000	COMB2	-7559,247	162,799	-0,248	0,000	2,228	-1428,225
2	0,000	COMB2	-5490,849	-145,580	0,175	2,937	5,960	-1450,934
2	2,098	COMB2	-5488,185	-143,665	0,175	2,937	5,593	-1147,548
2	2,098	COMB2	-5488,185	-143,665	0,175	2,937	5,593	-1147,548
2	4,196	COMB2	-5485,521	-141,750	0,175	2,937	5,225	-848,178
2	4,196	COMB2	-5485,521	-141,750	0,175	2,937	5,225	-848,178
2	5,244	COMB2	-5484,189	-140,793	0,175	2,937	5,041	-700,000
2	6,293	COMB2	-5482,857	-139,835	0,175	2,937	4,858	-552,826
2	6,293	COMB2	-5482,857	-139,835	0,175	2,937	4,858	-552,826
2	8,391	COMB2	-5480,194	-137,920	0,175	2,937	4,490	-261,491
2	8,391	COMB2	-5480,194	-137,920	0,175	2,937	4,490	-261,491
2	10,489	COMB2	-5477,530	-136,005	0,175	2,937	4,123	25,827
4	0,000	COMB2	2925,931	0,316	0,095	0,000	0,000	0,000
4	10,348	COMB2	2925,931	0,316	0,095	0,000	-0,983	-3,268
4	20,697	COMB2	2925,931	0,316	0,095	0,000	-1,966	-6,536
9	0,000	COMB2	2741,659	-1,696	-0,093	0,000	0,000	0,000
9	10,353	COMB2	2744,820	0,971	-0,093	0,000	0,965	3,755
9	20,707	COMB2	2747,980	3,638	-0,093	0,000	1,931	-20,105
10	0,000	COMB2	1118,478	-0,891	0,206	0,000	0,000	0,000
10	6,052	COMB2	1119,937	1,037	0,206	0,000	-1,249	-0,442
10	12,105	COMB2	1121,397	2,964	0,206	0,000	-2,498	-12,548
11	0,000	COMB2	1044,688	-0,912	-0,185	0,000	0,000	0,000
11	6,052	COMB2	1046,147	1,015	-0,185	0,000	1,120	-0,311
11	12,105	COMB2	1047,607	2,942	-0,185	0,000	2,239	-12,286

Quadro 6.18 – Verificação das secções

Barra	σ_{axial} (MPa)	σ_y (MPa)	σ_z (MPa)	Tipos de Esforços	$\sigma_{axial}/f_{o,d}$ (1)	$\sigma_y/f_{md} + k_m \sigma_z/f_{md}$ (2)	(1)+(2)	Verificação
1	-38,545	0,036	-22,794	comp+flexão	7,580	-1,057	6,524	ko
1	-38,545	0,036	-22,794	comp+flexão	7,580	-1,057	6,524	ko
1	-38,534	0,073	-45,829	comp+flexão	7,576	-2,124	5,451	ko
1	-38,534	0,073	-45,829	comp+flexão	7,576	-2,124	5,451	ko
1	-38,528	0,091	-57,437	comp+flexão	7,574	-2,663	4,911	ko
1	-38,522	0,109	-69,105	comp+flexão	7,571	-3,203	4,368	ko
1	-38,522	0,109	-69,105	comp+flexão	7,571	-3,203	4,368	ko
1	-38,511	0,145	-92,623	comp+flexão	7,567	-4,294	3,273	ko
1	-38,511	0,145	-92,623	comp+flexão	7,567	-4,294	3,273	ko
1	-38,499	0,182	-116,381	comp+flexão	7,562	-5,395	2,167	ko
2	-27,965	0,486	-118,231	comp+flexão	3,990	-5,467	1,477	ko
2	-27,951	0,456	-93,509	comp+flexão	3,986	-4,320	0,334	ok
2	-27,951	0,456	-93,509	comp+flexão	3,986	-4,320	0,334	ok
2	-27,938	0,426	-69,115	comp+flexão	3,982	-3,189	0,793	ok
2	-27,938	0,426	-69,115	comp+flexão	3,982	-3,189	0,793	ok
2	-27,931	0,411	-57,040	comp+flexão	3,980	-2,629	1,351	ko
2	-27,924	0,396	-45,048	comp+flexão	3,978	-2,073	1,905	ko
2	-27,924	0,396	-45,048	comp+flexão	3,978	-2,073	1,905	ko
2	-27,910	0,366	-21,308	comp+flexão	3,974	-0,972	3,002	ko
2	-27,910	0,366	-21,308	comp+flexão	3,974	-0,972	3,002	ko
2	-27,897	0,336	2,105	comp+flexão	3,971	0,113	4,084	ko

Como se pode constatar os esforços na torre e nas espigas são muito elevados, devido principalmente à altura destes elementos. No que concerne às espigas, para a sua concretização seria necessário adoptar cabos muito robustos que esteticamente anulariam o objectivo de integração ambiental. A torre foi sujeita ao mesmo tipo de verificação aplicada à torre da opção 1 em madeira e aplicando as mesmas condicionantes não foi possível verificar a sua segurança.

Como tal, a partir deste capítulo apenas será abordada a opção 1.

7

FUNDAÇÕES

7.1. INTRODUÇÃO

As fundações neste caso vão ser calculadas apenas para a opção 1, dado que a opção 2 não se verificou viável. Sendo assim, como estamos perante esforços elevados, convém atender a um método que permita a máxima economia e responda de forma eficaz às suas solicitações. O método escolhido foi o Método Suíço para cálculo de blocos de fundação, desenvolvido por Sulzberger na Comissão para a Revisão das Normas Federais Suíças.

Esta metodologia considera a interação solo de fundação/estrutura, incluindo na sua análise os impulsos passivos e activos a actuarem sobre o bloco.

7.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

O Método Suíço começa por considerar um bloco prismático de secção transversal b (base) x h (altura) e desenvolvimento L , sujeito a acções verticais, como o seu peso próprio, da estrutura que suporta e de equipamentos adicionais e também à acção de uma força lateral F situada a uma distância d acima do bloco. Segundo Carneiro, B., experimentalmente verificaram-se alguns dos pontos mencionados de seguida:

- i. “Para solos sem coesão (tipo areias) o centro instantâneo de rotação (CIR) do bloco é o ponto O também coincidente com o centro geométrico e de gravidade do bloco;
- ii. Para solos de comportamento rígido ou extremamente resistentes, o CIR seria o ponto O’’ junto ao canto inferior da base do bloco;
- iii. Para solos de comportamento intermédio do tipo elástico o CIR estaria sensivelmente localizado no ponto O’, à distância horizontal de $b/4$ à direita (ou à esquerda) e $h/6$ abaixo do centro geométrico, conforme representado na Fig.7.1;
- iv. A resistência do solo é nula à superfície e cresce proporcionalmente à profundidade;
- v. As forças de atrito ao longo das faces verticais do bloco (e também ao longo da base horizontal) podem ser conservativamente desprezadas;
- vi. O bloco de ancoragem pode rodar pequenos ângulos α tais que $\tan(\alpha) = 0,01$, sem grandes variações das características resistentes do solo.”

A sua aplicação necessita de obedecer a mais uma condição que é:

$$\frac{d}{h} > 5 \quad (7.1)$$

A rotação do bloco permite, então, que se desenvolvam impulsos parabólicos horizontais de amplitudes σ_1 e σ_2 devidos ao solo lateral envolvente, nas suas faces laterais verticais, enquanto na sua base desenvolvem pressões lineares reactivas de amplitude σ_3 . Estes valores vêm definidos nas equações seguintes e ilustrados na Fig.7.1:

$$\sigma_1 = C_1 \frac{h}{3} tg \alpha \quad (7.2)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_1}{3} = C_1 \frac{h}{9} tg \alpha \quad (7.3)$$

$$\sigma_3 = \sqrt{\frac{2C_b P tg \alpha}{L}} \quad (7.4)$$

Onde C_l e C_b , são respectivamente o coeficiente de solo lateral a cada profundidade e o coeficiente de solo junto à base do bloco.

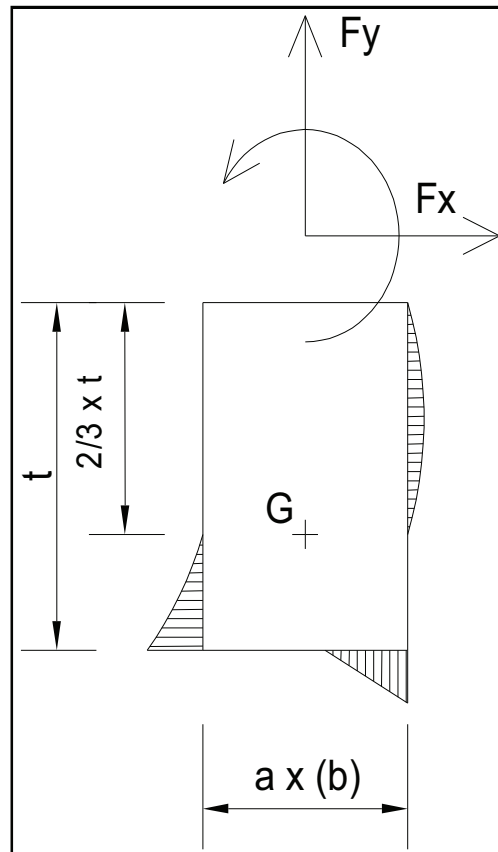


Fig.7.1 – Diagramas de impulsos laterais e de base sobre o bloco de ancoragem

Estes coeficientes são claramente afectados pelo tipo de solo onde é executada a fundação. No Quadro 7.1 encontram-se os tipos de solos possíveis e as suas características:

Quadro 7.1 – Tipos de solo

Tipo de Solo	Descrição	Peso Específico γ (kN/m ³)	Pressão admissível máx σ (kPa)	Índice de Compressibilidade ¹ (kN/m ³)	Angulo (°) da cunha de terra β°	Angulo (°) de atrito interno (coesão) s°	Coeficiente de atrito na superfície de contacto entre o terreno e o betão (rugoso) μ
A	Terreno pantanoso	6,5	50	7500	5	0	0,1
B1	Terrenos moles	17	80	15000	5	20	0,2
B2	Areia fina húmida	17	80	15000	5	30	0,5
B3	Argila branda	17	80	30000	5	25	0,4
C1	Argila semi-rígida	17	180	65000	8	25	0,5
C2	Argila fina seca	17	180	75000	8	30	0,7
D1	Argila rígida	17	300	100000	12	25	0,5
D2	Areia grossa e cascalho	17	300	120000	12	35	0,5
E	Areia grossa dura	17	400	145000	15	37	0,5
F	Cascalho duro e rolados	17	500	145000	20	40	0,5

Deste modo, o momento de derrube pode ser calculado através da equação 7.5:

$$M_d = F \left[d + \frac{2h}{3} \right] \quad (7.5)$$

Onde:

M_d é momento de derrube;

F é a força horizontal aplicada a uma determinada distância;

d é a altura de F acima do solo;

h é a altura do bloco.

Enquanto o momento resistente é deduzido da seguinte expressão:

$$\begin{aligned}
 M_r &= \frac{1}{3} \sigma_1 \frac{h}{3} L \left[\frac{3h}{4} \right] + \frac{2}{3} \sigma_2 \frac{2h}{3} L \left[\frac{1}{2} \frac{2h}{3} \right] + \frac{1}{2} \sigma_3 \frac{b}{4} L \left[\frac{2b}{3} \right] + P \frac{b}{4} = \\
 &= \frac{Lh^3}{81} C_1 \operatorname{tg} \alpha \left[\frac{3}{4} + \frac{4}{3} \right] + \frac{Lb^2}{48} \sigma_3 + \frac{Pb}{4} = \\
 &= \frac{25}{12 \times 81} Lh^3 C_1 \operatorname{tg} \alpha + Pb \left[\frac{1}{4} + \frac{1}{48} \frac{\sigma_3 b L}{P} \right] = \\
 &= \frac{25}{12 \times 81} Lh^3 C_1 \operatorname{tg} \alpha + Pb \left[\frac{1}{4} + \frac{1}{48} \sqrt{\frac{2Lb^2 C_b \operatorname{tg} \alpha}{P}} \right] \\
 &= M_{lateral} + M_{base}
 \end{aligned} \tag{7.6}$$

7.3. DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento, vão ser aplicados os conceitos expostos anteriormente para vários tipos de solos. As acções a considerar são:

Quadro 7.2 – Acções no bloco

Apois	F_x	F_y	M
	(kN)	(kN)	(kN.m)
17	200,348	-314,408	2003,484
18	235,283	442,797	2352,835
23	383,147	709,128	3831,468
24	200,814	-315,148	2008,145

Foram considerados os seguintes tipos de solos:

Quadro 7.3 – Tipos de solo escolhidos para o cálculo

Solo Tipo	γ (kN/m ³)	σ_{adm} (kPa)	$C_t=K$ (kN/m ³)	C_b (kN/m ³)	β (°)	μ
e Areia grossa dura	17,0	400,0	145000	145000	15	0,5
B3 Argila branda	17,0	80,0	30000	30000	5	0,4
C1 Argila semi-rígida	17,0	180,0	65000	65000	8	0,5
F Cascalho duro e rolados	17,0	500,0	145000	145000	20	0,5

Convém, ainda, referir que o betão a ser utilizado é o C20/25 e o aço é o A500 NR. Passa-se, então, ao cálculo das fundações para cada apoio:

- Apoio 17

Quadro 7.4 – Dimensões da sapata

Dimensões da sapata			Volume de betão (m³)	Peso terreno P_t (kN)	Peso fund P_f (kN)	P_{total} (kN)
t (m)	a ou D (m)	b (m)				
2,80	2,00	2,00	11,20	178,6	268,80	132,97
3,00	3,80	3,80	43,40	106,4	1039,68	831,69
2,70	3,50	3,50	33,10	130,7	793,80	610,12
2,20	3,50	3,50	27,00	241,6	646,80	574,00

Quadro 7.5 – Verificação ao derrubamento

M_s (kN.m)		M_b (kN.m)		$M_{rd}=M_b+M_s$ (kN.m)	M_{sdG} (kN.m)	$M_{sdG} < M_{rdG}$
$tga \leq tga_1$	$tga > tga_1$	$tga \leq tga_2$	$tga > tga_2$			
-	2476	-	122	2597	2377	OK!
-	1283	-	1307	2589	2404	OK!
-	1679	-	940	2619	2364	OK!
-	1651	-	918	2569	2297	OK!

Quadro 7.6 – Cálculo de armaduras

Arm. Princip. (A_p)		Arm. Distr. (A_d)		A_s	A_d
varão	espaç.	varão	espaç.	cm²	cm²/m
ø20	0,17m	ø10	0,20m	37,1	7,4
ø20	0,61m	ø10	0,20m	19,5	3,9
ø20	0,51m	ø10	0,20m	21,4	4,3
ø20	0,52m	ø10	0,20m	21,0	4,2

- Apoio 24

Quadro 7.7 – Dimensões da sapata

Dimensões da sapata			Volume de betão (m³)	Peso terreno P_t (kN)	Peso fund P_f (kN)	P_{total} (kN)	$tga1$	$tga2$
t (m)	a ou D (m)	b (m)						
2,80	2,00	2,00	11,20	178,6	268,80	132,23	0,0001	0,0002
3,00	3,80	3,80	43,40	106,4	1039,68	830,95	0,0013	0,0007
2,70	3,50	3,50	33,10	130,7	793,80	609,38	0,0008	0,0003
2,20	3,50	3,50	27,00	241,6	646,80	573,26	0,0006	0,0002

Quadro 7.8 – Verificação ao derrubamento

M_s (kN.m)		M_b (kN.m)		$M_{rd}=M_b+M_s$ (kN.m)	M_{sdG} (kN.m)	$M_{sdG} < M_{rdG}$
$tga \leq tga_1$	$tga > tga_1$	$tga \leq tga_2$	$tga > tga_2$			
-	2476	-	121	2597	2383	OK!
-	1283	-	1306	2588	2410	OK!
-	1679	-	938	2618	2370	OK!
-	1651	-	917	2568	2303	OK!

Quadro 7.9 – Cálculo de armaduras

Arm. Princip. (A_p)		Arm. Distr. (A_d)		A_s	A_d
varão	espaç	varão	espaç.	cm ²	cm ² /m
ø20	0,17m	ø10	0,20m	37,1	7,4
ø20	0,61m	ø10	0,20m	19,5	3,9
ø20	0,51m	ø10	0,20m	21,4	4,3
ø20	0,52m	ø10	0,20m	21,0	4,2

- Apoio 18

Quadro 7.10 – Dimensões da sapata

Dimensões da sapata			Volume de betão (m ³)	Peso terreno P_t (kN)	Peso fund P_f (kN)	P_{total} (kN)	$tga1$	$tga2$
t (m)	a ou D (m)	b (m)						
2,50	2,00	2,00	10,00	139,3	240,00	822,10	0,0011	0,0011
2,50	3,80	3,80	36,10	73,4	866,40	1382,55	0,0037	0,0013
2,20	3,50	3,50	27,00	85,7	646,80	1175,31	0,0029	0,0008
1,90	3,50	3,50	23,30	177,0	558,60	1178,35	0,0020	0,0004

Quadro 7.11 – Verificação ao derrubamento

M_s (kN.m)		M_b (kN.m)		$M_{rd}=M_b+M_s$ (kN.m)	M_{sdG} (kN.m)	$M_{sdG} < M_{rdG}$
$tga \leq tga_1$	$tga > tga_1$	$tga \leq tga_2$	$tga > tga_2$			
-	1573	-	638	2211	1961	OK!
-	618	-	1985	2603	1961	OK!
-	740	-	1677	2417	2008	OK!
-	919	-	1787	2706	2055	OK!

Quadro 7.12 – Cálculo de armaduras

Arm. Princip. (A_p)		Arm. Distr. (A_d)		A_s	A_d
varão	espaç.	varão	espaç.	cm ²	cm ² /m
ø20	0,20m	ø10	0,20m	31,6	6,3
ø20	0,61m	ø10	0,20m	19,6	3,9
ø20	0,56m	ø10	0,20m	19,7	3,9
ø20	0,50m	ø10	0,20m	22,1	4,4

- Apoio 23

Quadro 7.13 – Dimensões da sapata

Dimensões da sapata			Volume de betão (m ³)	Peso terreno P_t (kN)	Peso fund P_f (kN)	P_{total} (kN)	$tga1$	$tga2$
t (m)	a ou D (m)	b (m)						
3,10	2,00	2,00	12,40	223,6	297,60	1230,31	0,0009	0,0014
3,40	3,80	3,80	49,10	137,5	1178,30	2024,92	0,0022	0,0014
2,90	3,50	3,50	35,60	151,6	852,60	1713,30	0,0019	0,0008
2,40	3,50	3,50	29,40	291,0	705,60	1705,72	0,0015	0,0005

Quadro 7.14 – Verificação ao derrubamento

M_s (kN.m)		M_b (kN.m)		$M_{rd}=M_b+M_s$ (kN.m)	M_{sdG} (kN.m)	$M_{sdG} < M_{rdG}$
$tga \leq tga_1$	$tga > tga_1$	$tga \leq tga_2$	$tga > tga_2$			
-	3720	-	927	4647	4623	OK!
-	2116	-	2872	4987	4700	OK!
-	2235	-	2416	4651	4572	OK!
-	2339	-	2559	4898	4445	OK!

Quadro 7.15 – Cálculo de armaduras

Arm. Princip. (A_p)		Arm. Distr. (A_d)		A_s	A_d
varão	espaç.	varão	espaç.	cm ²	cm ² /m
ø20	0,09m	ø10	0,12m	66,4	13,3
ø20	0,32m	ø10	0,20m	37,5	7,5
ø20	0,29m	ø10	0,20m	38,0	7,6
ø20	0,28m	ø10	0,20m	40,0	8,0

Aplicou-se, então, o método suíço com sucesso, chegando a dimensões razoáveis para os blocos de fundação.

8

ANÁLISE DINÂMICA

8.1. INTRODUÇÃO

A análise dinâmica tem vindo ganhar cada vez mais importância, ganhando um aspecto crítico no que se refere a pontes. Neste capítulo abordar-se-á o aspecto referente à análise sísmica mas também à análise modal.

Um dos objectivos principais da sísmica é: “na eventualidade da ocorrência de sismos, proteger as vidas humanas, limitar as perdas económicas e assegurar a manutenção em funcionamento das instalações de protecção civil importantes”.

8.2. FUNDAMENTOS TEÓRICOS DO EC8

Para cumprir o propósito acima mencionado, o EC8 propõe duas verificações:

- Exigência de não colapso – na eventualidade da acção de um sismo raro a estrutura deve manter a sua capacidade de sustentar as cargas gravíticas após este;
- Exigência de limitação de danos – sob a acção de um sismo relativamente frequentes, os danos devem ser limitados, de forma a minorar perdas económicas.

A acção sísmica é definida na Parte 1 do EC8 e complementada, para o caso português pela Documentação Nacional de Aplicação (DNA) presente na Norma Portuguesa NP ENV 1998-1-1 de 2004. Ao contrário do que acontece no RSA os efeitos da acção sísmica não são majorados posteriormente nas combinações, o que implica que o período de retorno passe da ordem dos 2500/3000 anos para 475 anos. A combinação considerada segundo o EC8 (1993) é:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \gamma_I A_{Ek} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (8.1)$$

Onde:

S_d é o valor de cálculo do esforço actuante;

G_{kj} é o valor das acções permanentes;

P é o valor do pré-esforço;

$Q_{k,i}$ é o valor das acções variáveis;

$\psi_{2,i}$ é o coeficiente redutor de acções;

γ_I é o coeficiente de importância da estrutura;

A_{Ek} é o valor da acção característica.

A quantificação da acção sísmica é dependente de alguns factores, nomeadamente:

- Importância da construção;
- Zona sísmica;
- Tipo de solo.

Esta acção pode ser definida através de:

- Espectros de resposta;
- Espectros de potência;
- Acelerogramas artificiais, registados ou simulados.

A diferenciação de fiabilidade tem em conta a importância da construção. A acção sísmica de projecto é, assim, afectada de um coeficiente de importância γ_1 . O Quadro 8.1 expõe os coeficientes adoptados para edifícios:

Quadro 8.1 – Coeficientes de importância (adaptado do EC8 (2003))

Table 4.3 Importance classes for buildings

Importance class	Buildings
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.

NOTE Importance classes I, II and III or IV correspond roughly to consequences classes CC1, CC2 and CC3, respectively, defined in EN 1990:2002, Annex B.

Para as classes de I a IV consideram-se os coeficientes de 0.8; 1.0; 1.2 e 1.4, respectivamente. A afectação da acção sísmica de projecto por γ_1 pode ser interpretada como correspondendo a uma alteração do período de retorno (ou da probabilidade de excedência).

De acordo com a NP EN 1998-1, e o actual documento Nacional em vigor (RSA), são considerados dois cenários de sismicidade: sismo afastado (interplacas) e sismo próximo (intraplacas). O zonamento teve em conta estudos recentes de avaliação da perigosidade sísmica, a qual é possível visualizar na figura seguinte, para um período de retorno de 475 anos já mencionado.

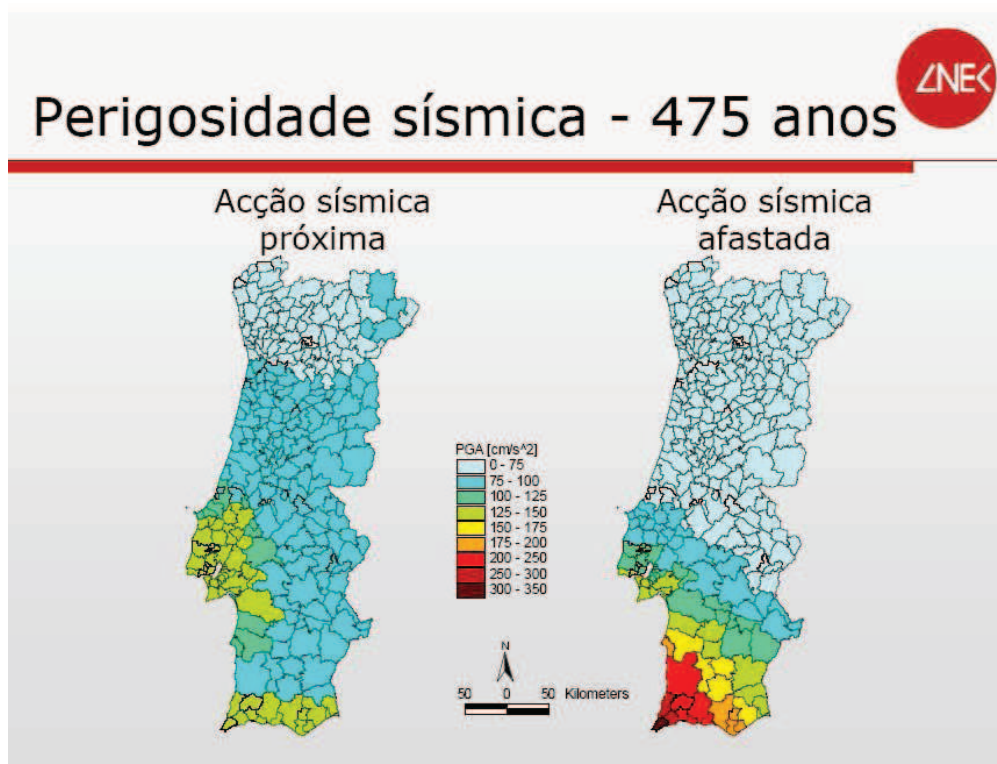


Fig.8.1 – Perigosidade sísmica (adaptado do EC8 (2003))

Na Fig.8.1 a acção sísmica interplacas está à esquerda e a intraplacas à direita. Apresenta-se de seguida os valores da aceleração máxima de referência a_{gR} (cm/s²) de acordo com as diferentes zonas.

Quadro 8.2 – Valores da aceleração máxima

Zona sísmica	Sismo afastado/interplacas	Sismo próximo/intraplacas
1	250	170
2	200	110
3	150	80
4	100	-
5	50	-

De seguida apresenta-se o zonamento a considerar na NP EN 1998-1:

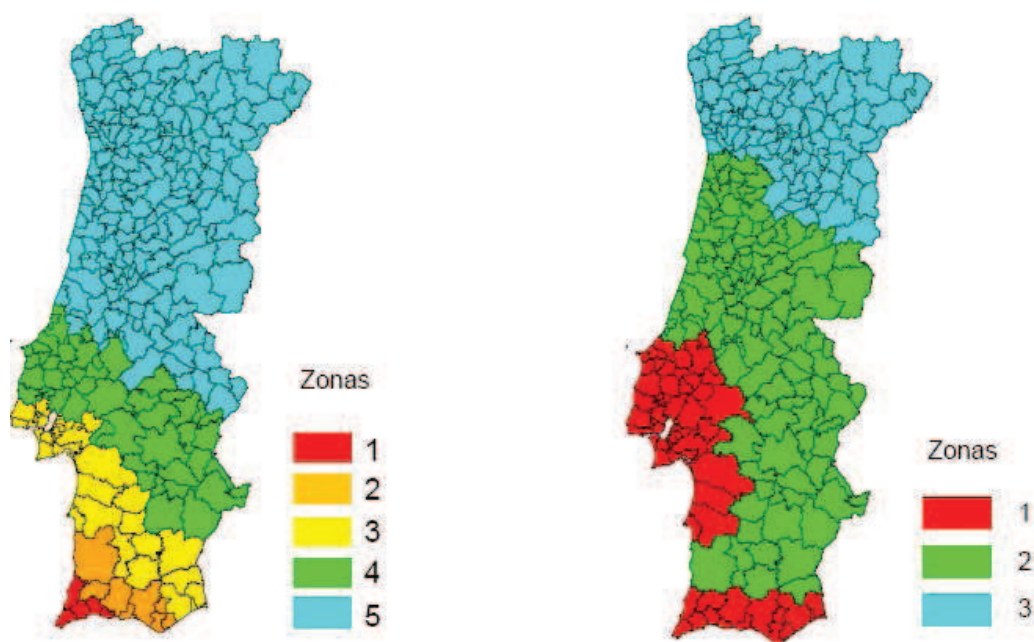


Fig.8.2 - Zonamento: sísmico afastado (interplacas), à esquerda e sísmo próximo (intraplacas), à direita (adaptado do EC8 (2003))

Quanto ao tipo de solo, de acordo com o EC8 o solo é classificado em sete classes tendo em conta alguns parâmetros, tais como $V_{s,30}$, N_{SPT} e C_u . As diferentes classes estão representadas no seguinte quadro:

Quadro 8.3 – Classes de tipos de solo (adaptado do EC8 (2003))

Table 3.1: Ground types

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	—	—
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with V_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $V_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	—	10 – 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

A classificação dos solos deverá ser feita de preferência tendo em conta a $V_{s,30}$. Caso esta não seja dada, deverá usar-se o N_{SPT} . Só em último recurso é que o C_u é usado par classificar os solos.

Para uma análise de construções existentes, a acção sísmica pode ser representada pelo espectro de resposta elástico de aceleração, horizontal, no formato S_e versus T (Fig.8.3):

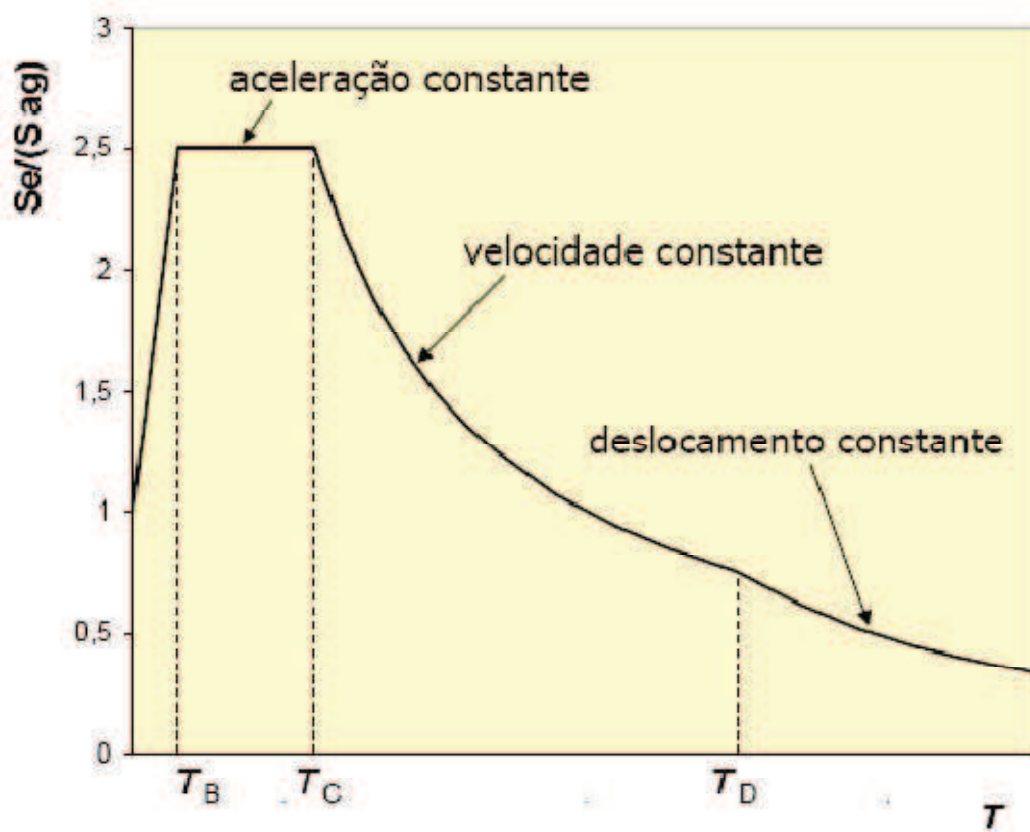


Fig.8.3 – Espectro de resposta elástico (adaptado do EC8 (2003))

Analiticamente pode ser apresentado da seguinte forma:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_e(T) = a_g S \eta 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

8.3. ESPECTRO DE RESPOSTA PARA ESTE CASO

As condições necessárias para a construção do espectro de resposta são as apresentadas de seguida, tendo sido escolhido um sismo de tipo 1, correspondente a um sismo afastado/ interplacas, o que implica zona 5.

Quadro 8.4 – Parâmetros definidores do espectro

Sismo	Tipo 1
Zona	5
Terreno	B
x (%)	1,5
g_I	1
q	1

Ao valor de q (coeficiente de comportamento) foi atribuído por defeito 1, porque ainda não está normalizado um coeficiente para este tipo de pontes.

Com base nestes dados, podemos determinar os seguintes parâmetros:

Quadro 8.5 – Valores resultantes das condições anteriores

a_{gR} (m/s ²)	0,5
a_g (m/s ²)	0,5
S	1,3
TB (s)	0,1
TC (s)	0,6
TD (s)	2
h	1,2403473

Obtém-se, então, o seguinte espectro:

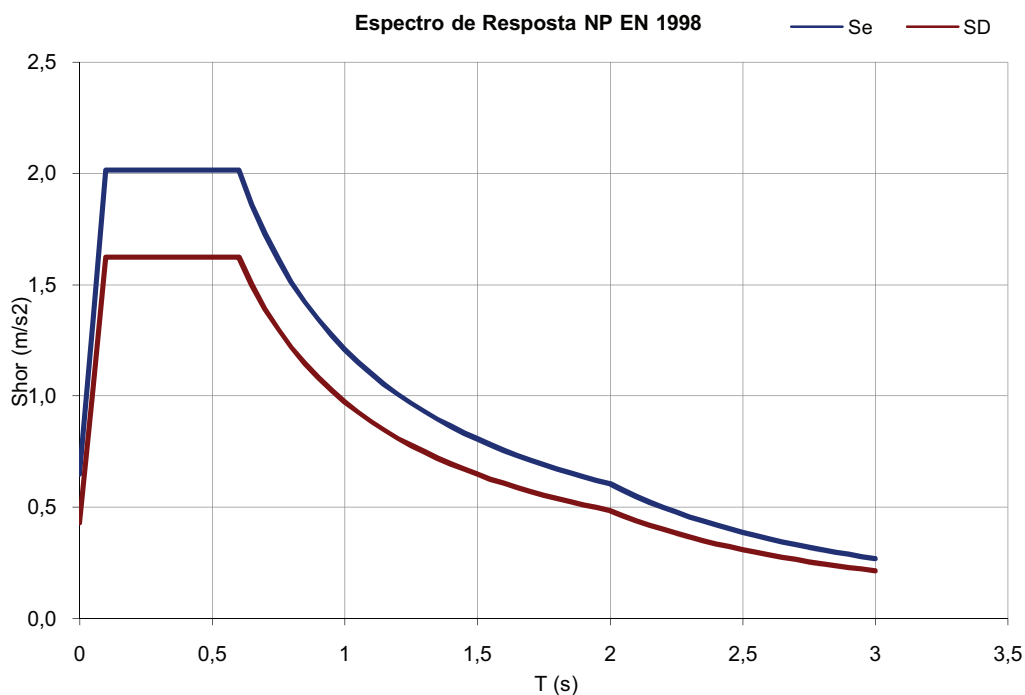


Fig.8.4 – Espectro de resposta

No Quadro 8.6 apresentam-se os valores presentes no espectro, que serão introduzidos no modelo construído no SAP:

Quadro 8.6 – Valores do espectro de resposta

T (s)	S_e	S_d
0	0,65	0,43
0,05	1,33	1,03
0,1	2,02	1,63
0,15	2,02	1,63
0,2	2,02	1,63
0,25	2,02	1,63
0,3	2,02	1,63
0,35	2,02	1,63
0,4	2,02	1,63
0,45	2,02	1,63
0,5	2,02	1,63
0,55	2,02	1,63
0,6	2,02	1,63
0,65	1,86	1,50
0,7	1,73	1,39
0,75	1,61	1,30
0,8	1,51	1,22
0,85	1,42	1,15
0,9	1,34	1,08
0,95	1,27	1,03
1	1,21	0,98
1,05	1,15	0,93
1,1	1,10	0,89
1,15	1,05	0,85
1,2	1,01	0,81
1,25	0,97	0,78
1,3	0,93	0,75
1,35	0,90	0,72
1,4	0,86	0,70
1,45	0,83	0,67
1,5	0,81	0,65
1,55	0,78	0,63
1,6	0,76	0,61
1,65	0,73	0,59
1,7	0,71	0,57
1,75	0,69	0,56
1,8	0,67	0,54
1,85	0,65	0,53
1,9	0,64	0,51
1,95	0,62	0,50
2	0,60	0,49
2,05	0,58	0,46
2,1	0,55	0,44
2,15	0,52	0,42
2,2	0,50	0,40

T (s)	S_e	S_d
2,25	0,48	0,39
2,3	0,46	0,37
2,35	0,44	0,35
2,4	0,42	0,34
2,45	0,40	0,32
2,5	0,39	0,31
2,55	0,37	0,30
2,6	0,36	0,29
2,65	0,34	0,28
2,7	0,33	0,27
2,75	0,32	0,26
2,8	0,31	0,25
2,85	0,30	0,24
2,9	0,29	0,23
2,95	0,28	0,22
3	0,27	0,22

8.4. MODELAÇÃO NO SAP

A modelação da ponte no SAP passa por reconhecer que todos os elementos vão desempenhar um papel vital na aferição sísmica. Cada elemento tem as suas características específicas e requer um determinado tipo de objecto para a sua correcta modelação. Como tal apresenta-se agora uma relação entre os elementos reais da ponte e os objectos usados para a sua representação:

- Tabuleiro – Shell;
- Torres – Frame;
- Estais – Cable;
- Ligações metálicas – Frame;
- Espias – Cable.

Na modelação procurou atender-se às condições de ligação dos elementos, às suas secções, à restrição de direcções nos apoios e outros. Na ligação dos módulos foi importante assegurar a sua descontinuidade em termos de momento, isto é, os módulos são articulados, como foi considerado para a análise estática. As secções atribuídas foram as que se calcularam nos capítulos anteriores e quanto aos apoios, foi-lhes aplicada uma rotação, de modo a, ficarem na direcção tangente às extremidades dos módulos.

A numeração adoptada pelo programa é: do 27 ao 54 são os pontos das extremidades das barras de ligação do tabuleiro (ímpares – côncavo; pares – convexo); o 56, o 111 e o 55 são os pontos do apoio na origem; o 89, o 88 e o 333 são os pontos do apoio mais afastado; quanto à torre mais próxima da origem a numeração é a mesma do Capítulo das Torres e Espias, quanto à outra existe a seguinte correspondência com a primeira: 20 – 6; 25 – 9; 21 – 5; 26 – 10; 22 – 4; 29 – 13; 32 – 16; 17 – 8; 18 – 2; 23 – 1; 24 – 7.

O modelo apresentado adequa-se a uma análise dos grandes elementos (macroscópica) tais como: tabuleiro, torres e espias, como é ilustrado nas Fig.8.5 e 8.6:

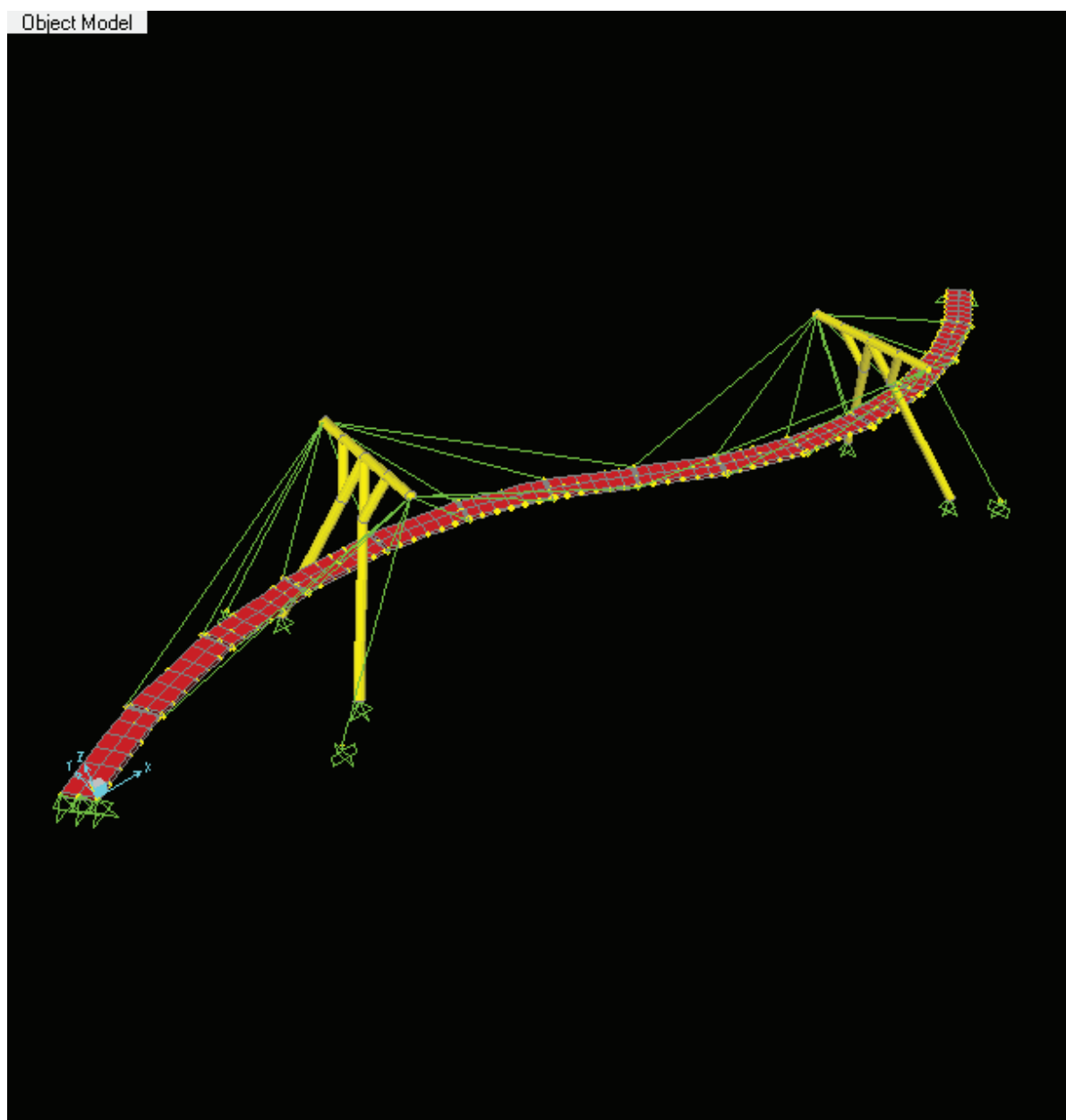


Fig.8.5 – Perspectiva do modelo 3D

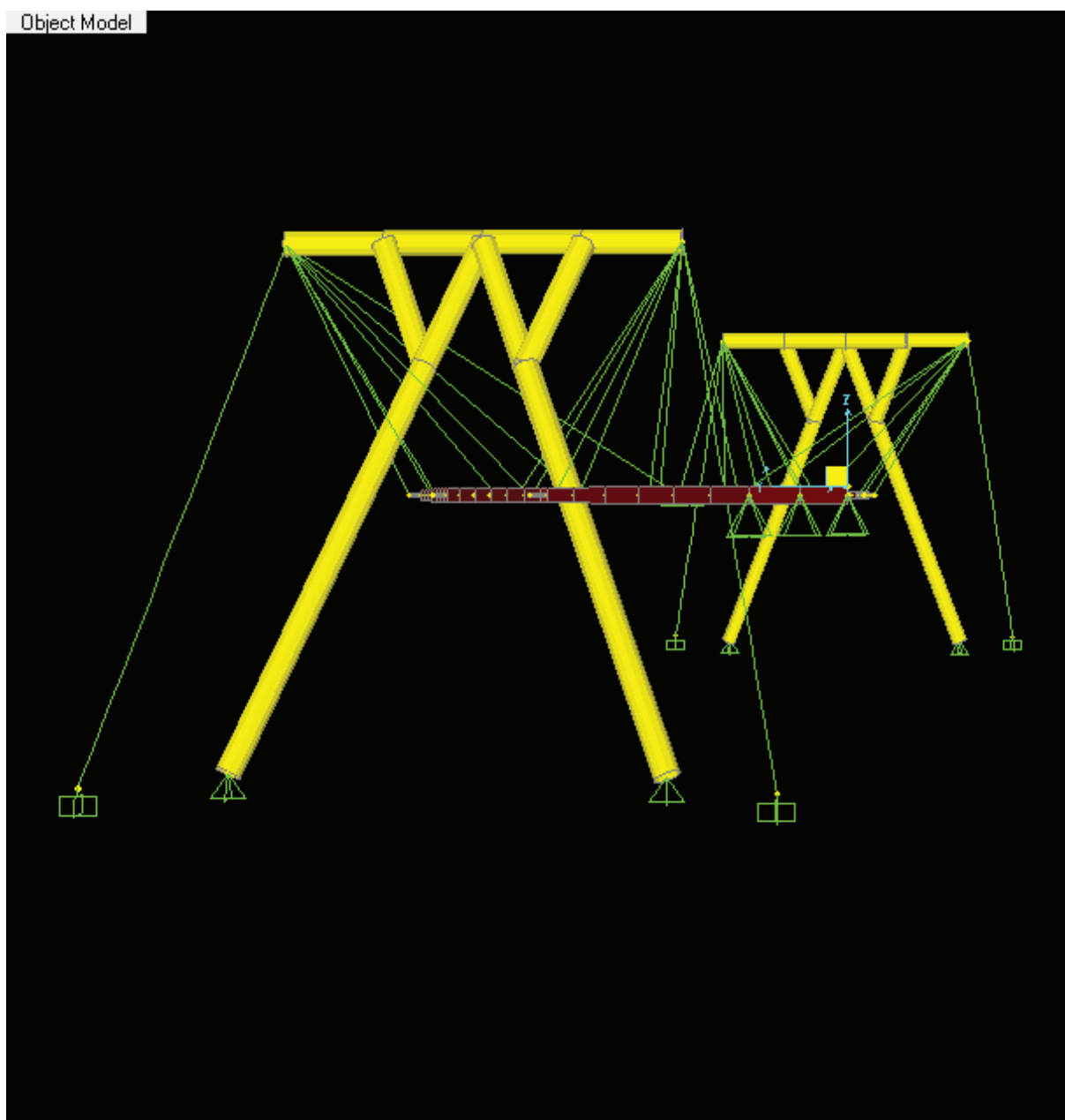


Fig.8.6 – Viste de um dos apoios

8.4.1. ANÁLISE SÍSMICA

Para a combinação do peso próprio e do sismo considerado na alínea 8.3, obtiveram-se os deslocamentos observados para cada direcção (os valores correspondentes a cada cor são medidos em polegadas (2,5 cm):

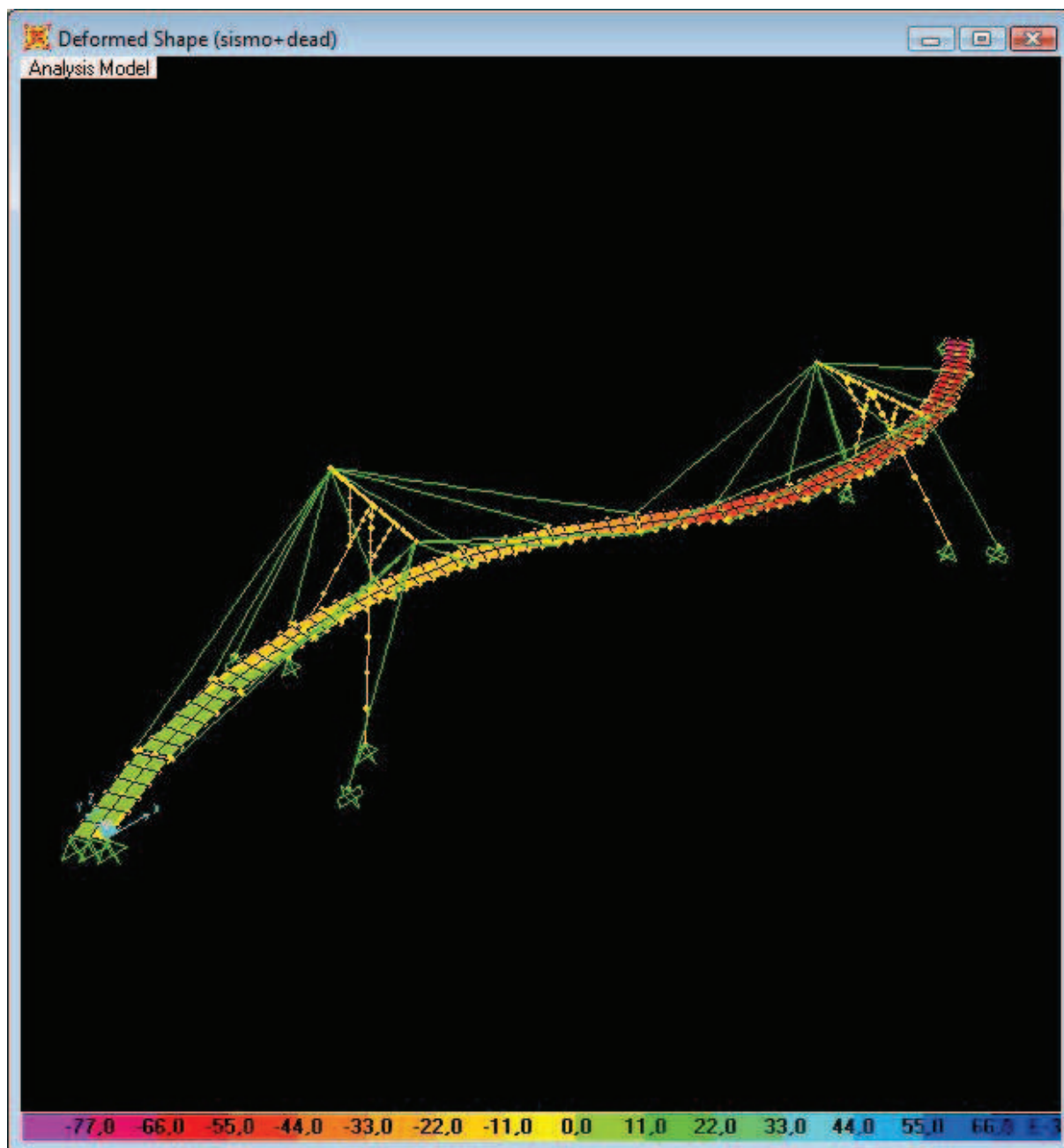


Fig.8.7 – Deslocamentos na direcção do eixo dos xx

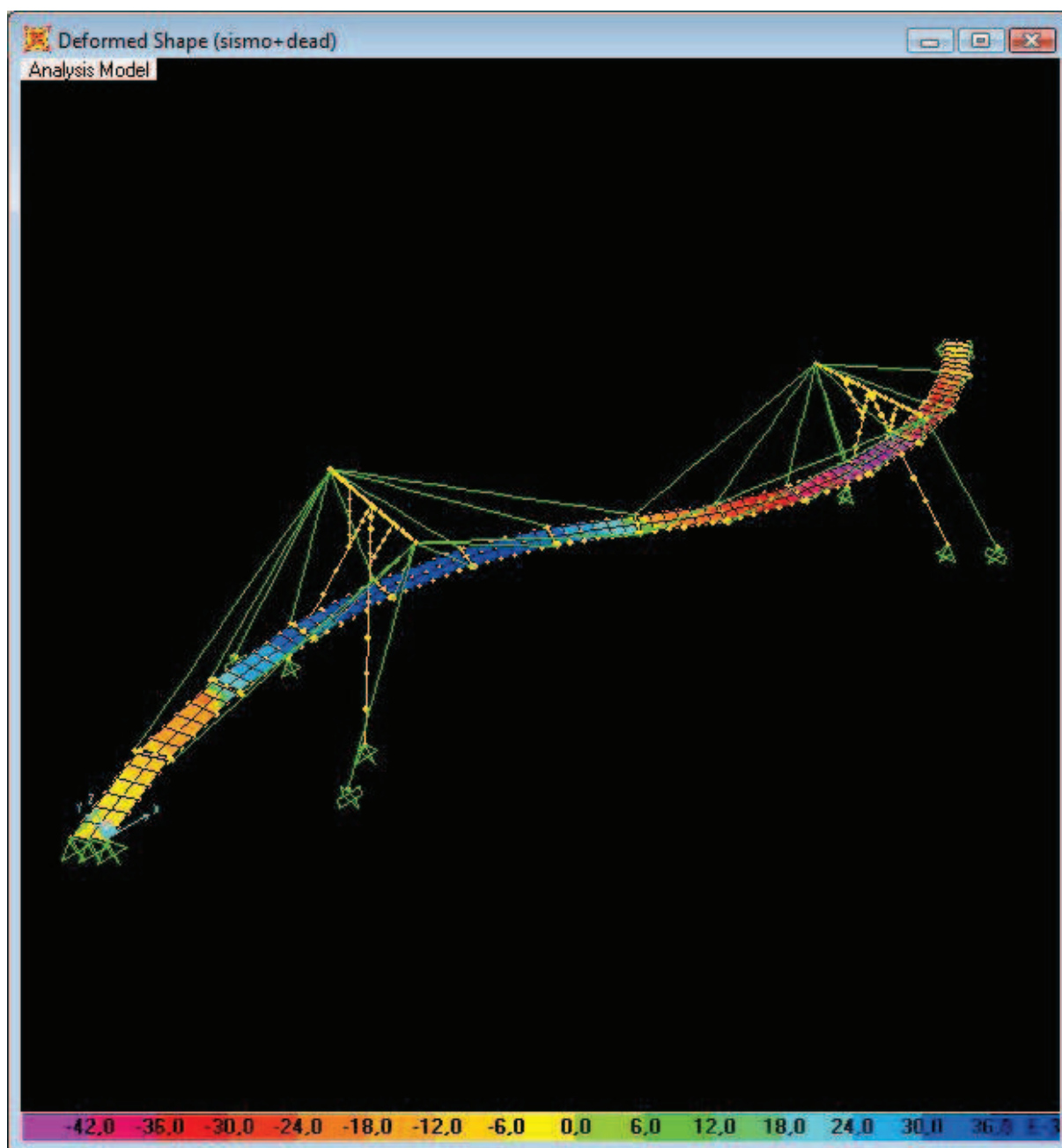


Fig.8.8 – Deslocamentos na direcção do eixo dos yy

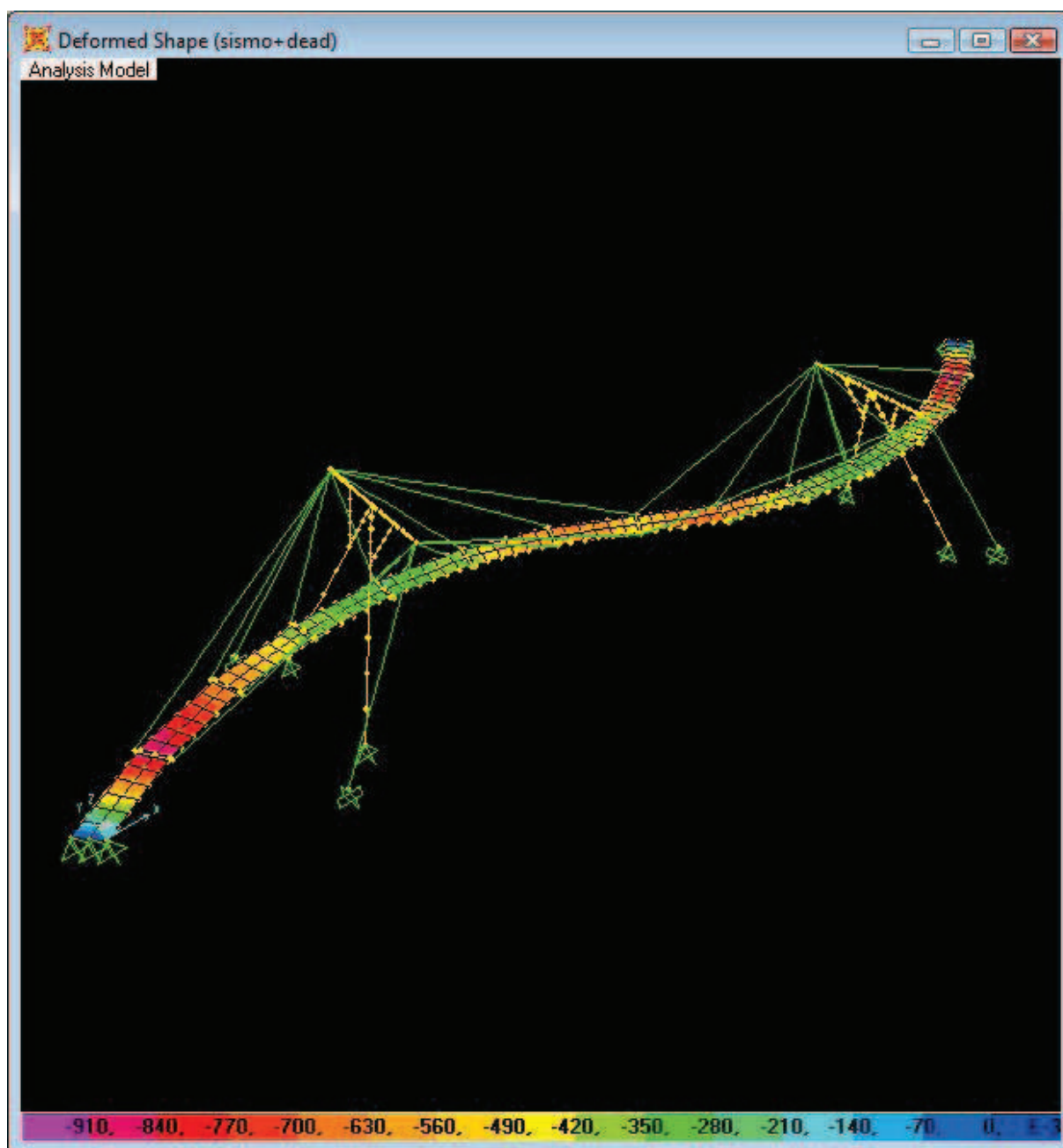


Fig.8.9 – Deslocamentos na direcção do eixo dos zz

Apresenta-se de seguida a deformada resultante:

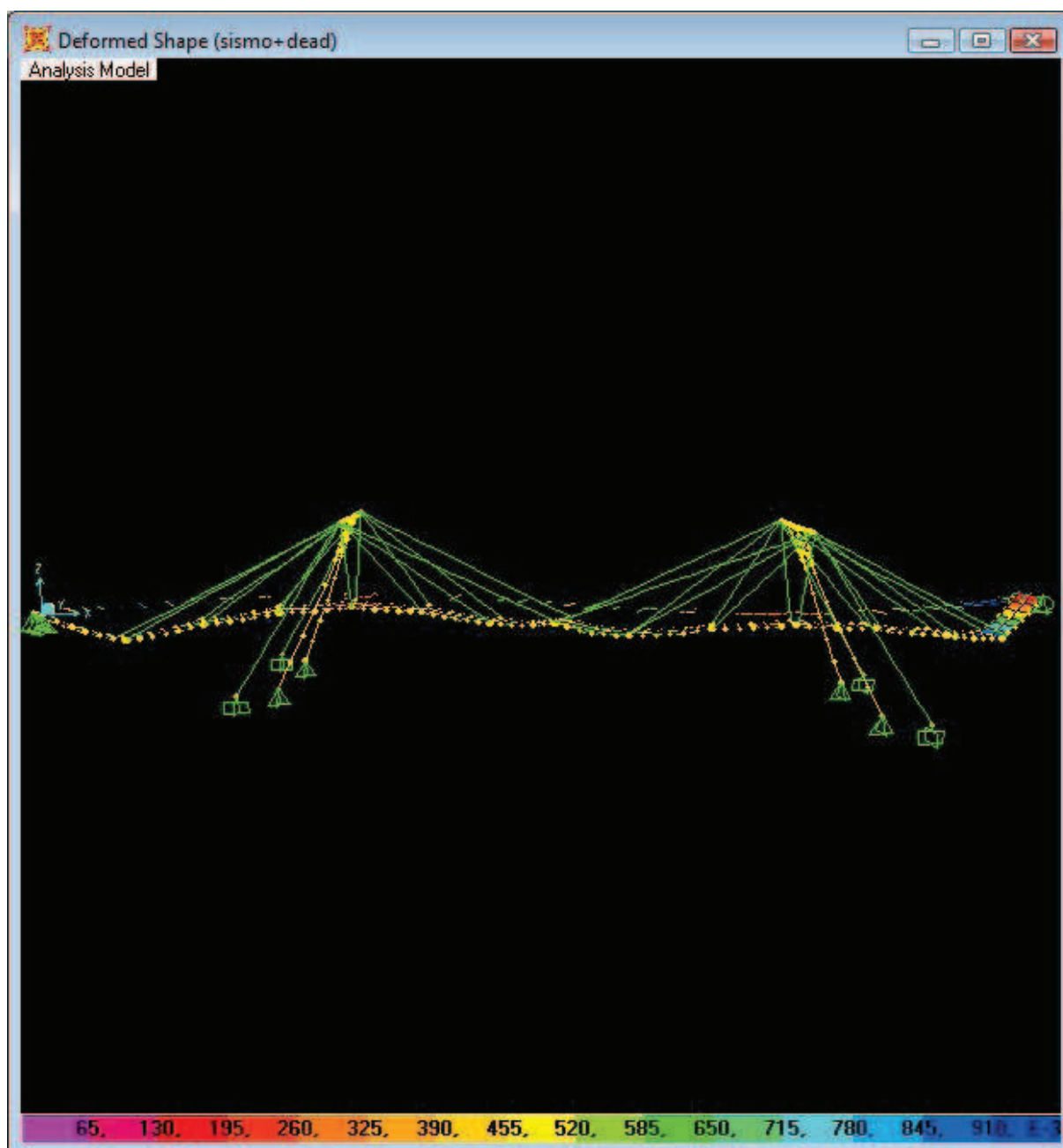


Fig.8.10 – Deformada resultante

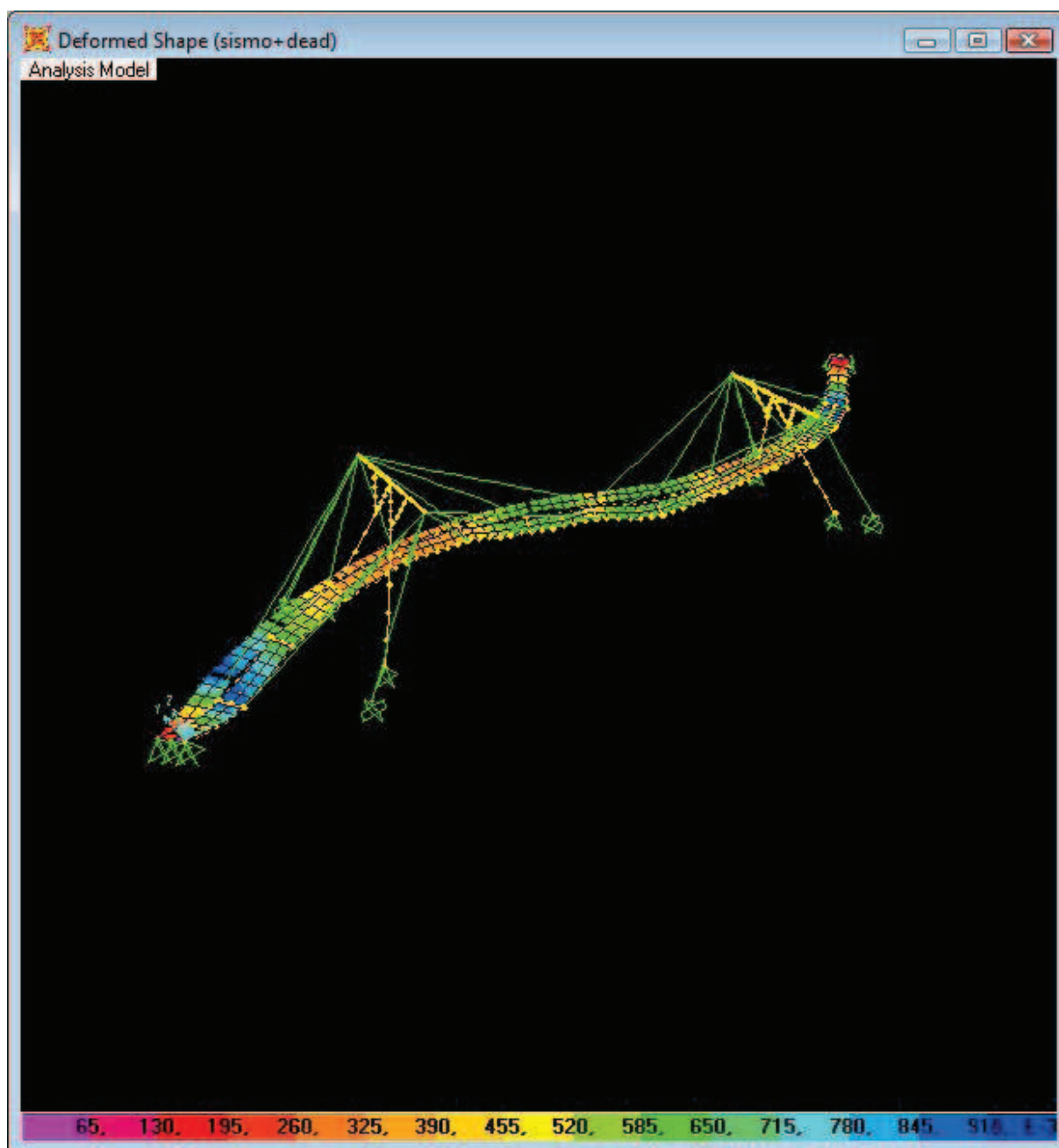


Fig.8.11 – Deformada resultante

Quadro 8.6 – Deslocamentos de pontos caracterizadores da estrutura

Pontos	Caso	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
1	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	-2,950E-04	-4,000E-04	2,740E-04
2	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	2,200E-04	-4,500E-04	-2,670E-04
4	sismo+dead	-0,362	0,037	-0,404	-8,700E-05	3,520E-04	3,860E-04
5	sismo+dead	-1,401	0,132	-0,616	2,600E-05	3,200E-04	1,686E-06
6	sismo+dead	-0,371	0,035	-0,436	1,430E-04	3,310E-04	-3,830E-04
7	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
8	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
9	sismo+dead	-1,072	0,101	-0,613	7,300E-05	3,370E-04	-2,800E-04
10	sismo+dead	-1,068	0,102	-0,598	-1,700E-05	3,450E-04	2,830E-04
17	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
18	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	2,430E-04	4,140E-04	2,500E-04
20	sismo+dead	0,299	-0,020	-0,348	5,200E-05	-3,550E-04	2,320E-04
21	sismo+dead	0,891	-0,073	-0,503	-2,700E-05	-3,440E-04	1,471E-06
22	sismo+dead	0,310	-0,019	-0,382	-1,060E-04	-3,410E-04	-2,290E-04
23	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	-1,660E-04	4,550E-04	-2,430E-04
24	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	0,000E+00	0,000E+00	0,000E+00
26	sismo+dead	0,719	-0,057	-0,499	-5,600E-05	-3,450E-04	-1,510E-04
27	sismo+dead	0,152	0,238	-20,678	-2,604E-03	1,265E-03	4,410E-04
28	sismo+dead	0,280	0,172	-21,947	-2,900E-05	2,381E-03	-2,530E-04
29	sismo+dead	1,670	-0,221	-0,842	-4,900E-05	-2,860E-04	5,400E-05
30	sismo+dead	0,302	0,582	-14,347	-1,285E-03	-1,389E-03	5,350E-04
31	sismo+dead	0,328	0,541	-14,056	2,137E-03	-4,790E-04	-3,240E-04
32	sismo+dead	1,687	-0,053	-0,850	4,185E-06	-2,900E-04	-5,100E-05
33	sismo+dead	0,327	0,848	-8,545	-1,424E-03	-9,010E-04	4,700E-04
34	sismo+dead	0,300	0,840	-7,666	2,838E-03	-5,330E-04	-3,220E-04
35	sismo+dead	0,270	1,006	-6,199	-1,355E-03	6,800E-05	1,040E-04
36	sismo+dead	0,220	1,011	-4,987	2,856E-03	-2,890E-04	2,600E-05
37	sismo+dead	0,236	1,052	-8,731	-1,160E-03	1,010E-03	-2,720E-04
38	sismo+dead	0,173	1,040	-8,010	2,350E-03	6,900E-05	3,690E-04
39	sismo+dead	0,279	0,881	-14,185	-1,402E-03	3,350E-04	-3,680E-04
40	sismo+dead	0,228	0,810	-14,298	1,021E-03	-8,280E-04	4,050E-04
41	sismo+dead	0,381	0,480	-10,500	-2,110E-04	1,022E-03	-2,700E-05
42	sismo+dead	0,366	0,362	-10,696	1,131E-03	-6,810E-04	6,200E-05
43	sismo+dead	0,429	0,134	-13,890	-7,680E-04	1,002E-03	3,690E-04
44	sismo+dead	0,449	0,097	-13,779	1,776E-03	-1,500E-05	-2,930E-04
45	sismo+dead	0,408	0,065	-7,988	-1,970E-03	1,100E-04	3,960E-04
46	sismo+dead	0,421	0,068	-8,438	1,450E-03	-7,920E-04	-2,440E-04
47	sismo+dead	0,344	0,159	-5,073	-2,407E-03	4,640E-04	1,320E-04
48	sismo+dead	0,340	0,164	-6,221	1,773E-03	1,000E-04	9,900E-05
49	sismo+dead	0,281	0,282	-7,586	-2,383E-03	7,580E-04	-1,490E-04

Pontos	Caso	U1 (mm)	U2 (mm)	U3 (mm)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
50	sismo+dead	0,263	0,279	-8,658	1,806E-03	1,136E-03	4,460E-04
51	sismo+dead	0,266	0,349	-13,504	-1,831E-03	6,850E-04	-1,480E-04
52	sismo+dead	0,243	0,344	-13,881	1,846E-03	1,634E-03	5,110E-04
53	sismo+dead	0,269	0,226	-21,459	6,410E-04	-2,246E-03	-9,500E-05
54	sismo+dead	0,288	0,258	-20,114	3,119E-03	-1,097E-03	4,280E-04
55	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	-3,607E-03	4,885E-03	2,600E-05
56	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	-3,942E-03	5,053E-03	2,200E-05
88	sismo+dead	0,397	0,000	0,000	4,265E-03	-4,705E-03	5,300E-05
89	sismo+dead	0,452	0,000	0,000	3,944E-03	-4,518E-03	1,610E-04
111	sismo+dead	0,000	0,000	0,000	-3,290E-03	4,894E-03	6,400E-05
333	sismo+dead	0,418	0,000	0,000	3,605E-03	-4,536E-03	9,500E-05

Através do Quadro 8.6 é possível avaliar melhor os deslocamentos de pontos caracterizadores da estrutura como extremidades dos estais, apoios e pontos das torres, ilustrados nas figuras anteriores. Após uma análise dos valores apresentados conclui-se que o maior deslocamento é aproximadamente de 0,022 m na direcção do eixo dos zz (vertical) e que este é sempre predominante em relação aos valores observados para as outras direcções.

Como as deformações são muito baixas e os esforços a nível estático não são muito próximos da realidade, resolveu-se elaborar um outro modelo, que substituiu os cabos por bielas, com a mesma secção e material e obtiveram-se os resultados apresentados de seguida:

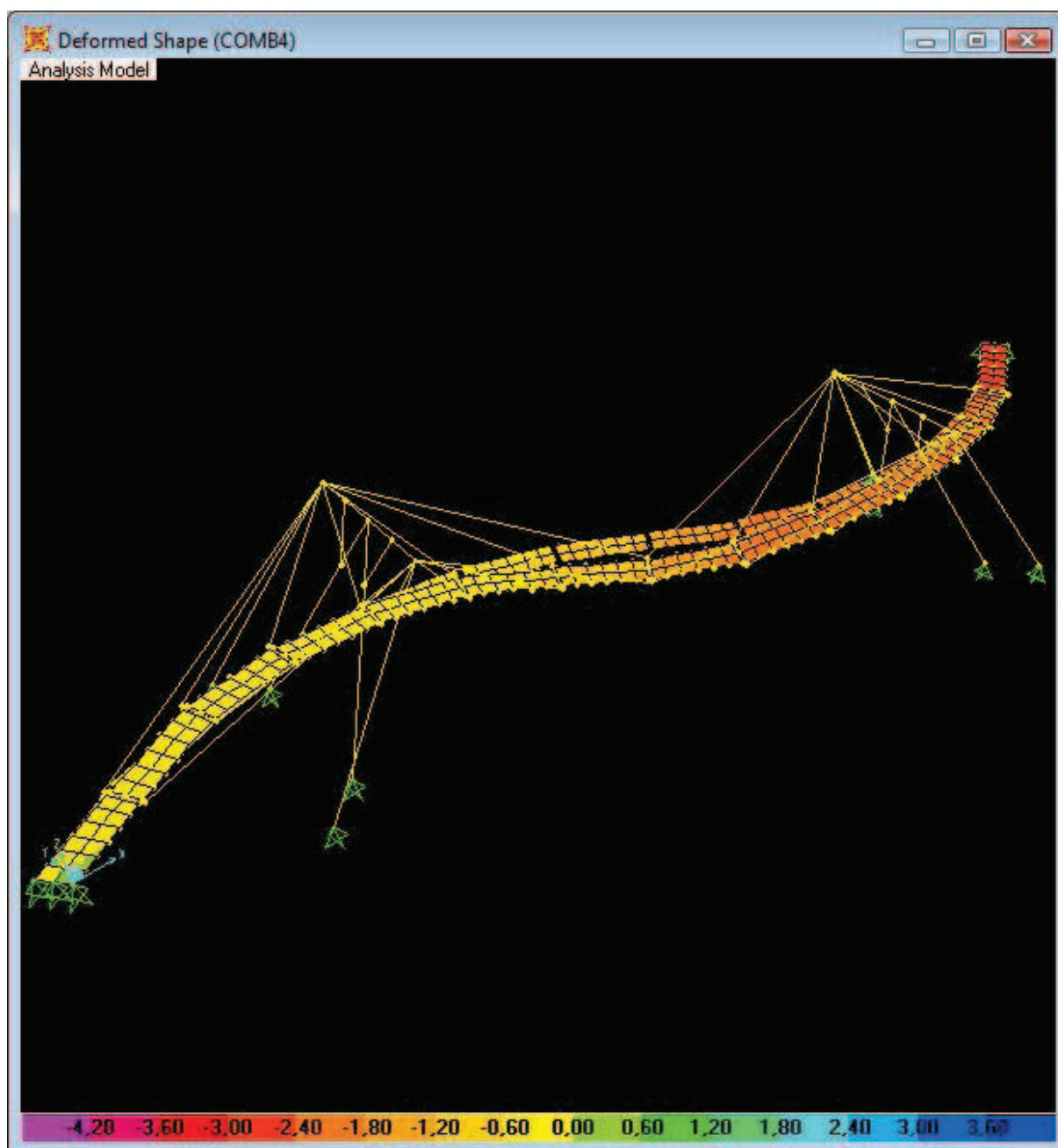


Fig.8.12 – Deformada na direcção do eixo dos xx

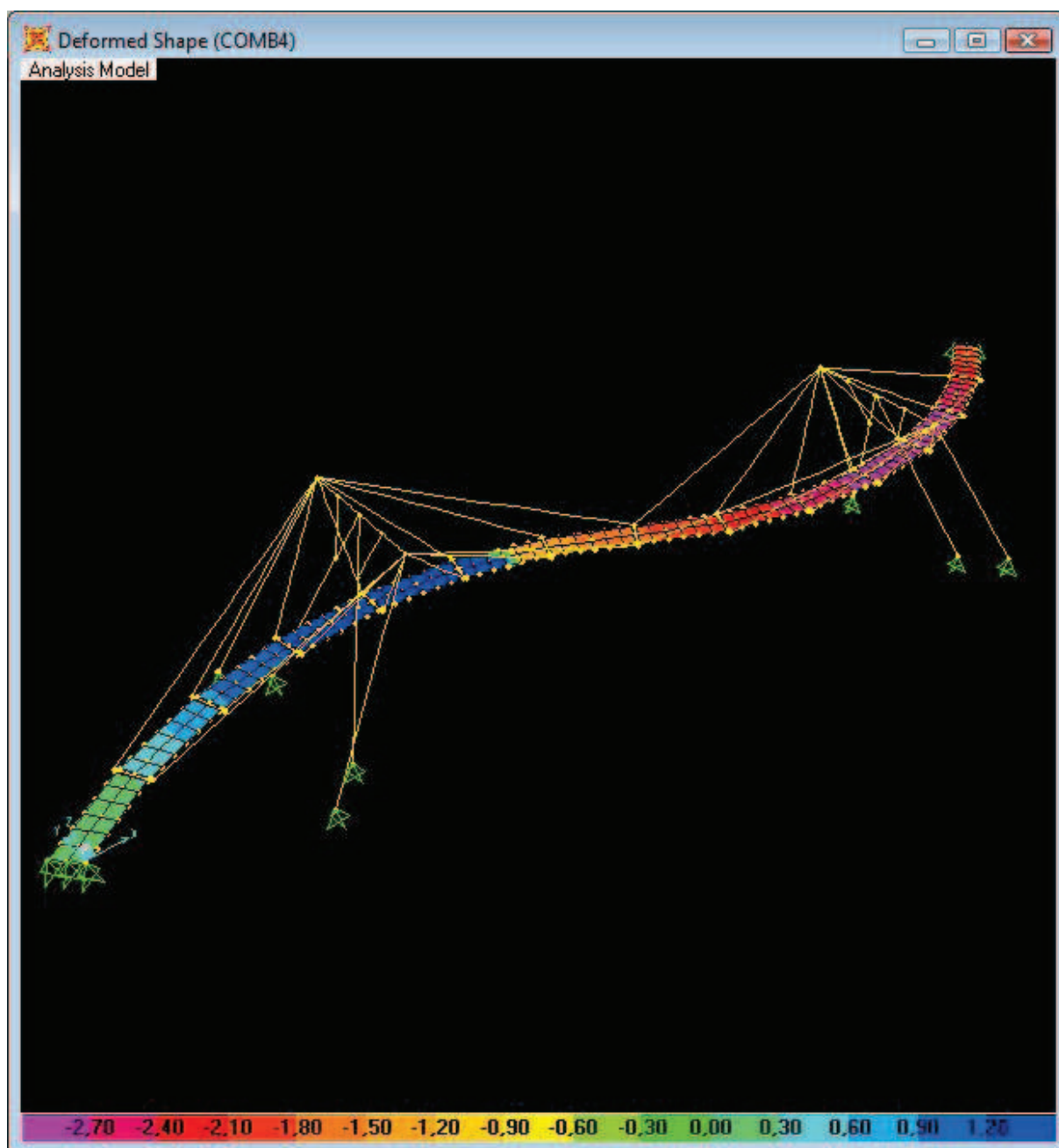


Fig.8.13 – Deformada na direcção do eixo dos yy

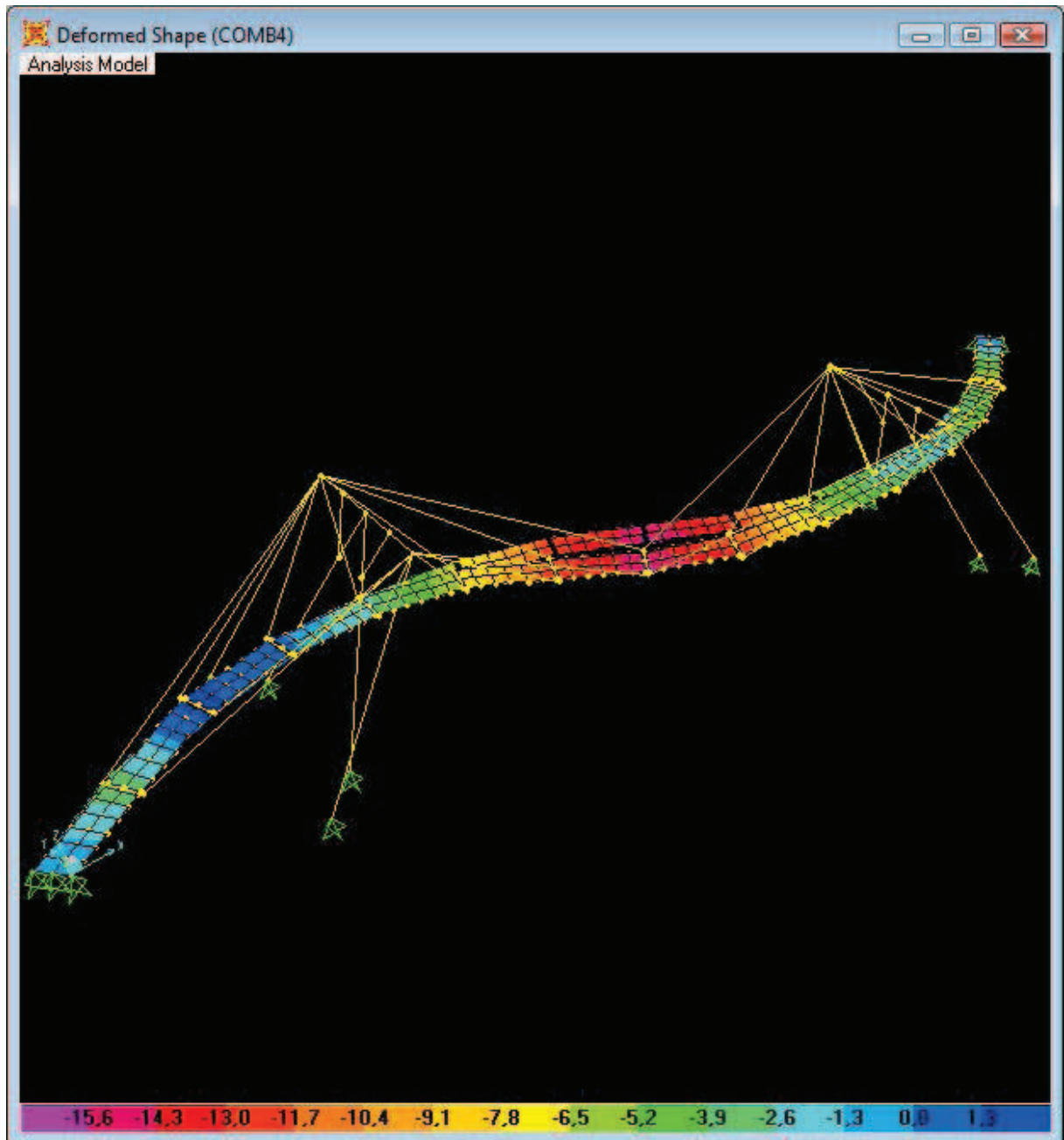


Fig.8.14 – Deformada na direcção do eixo dos zz

A sobreposição dos deslocamentos nas três direcções gera a seguinte deformada resultante:

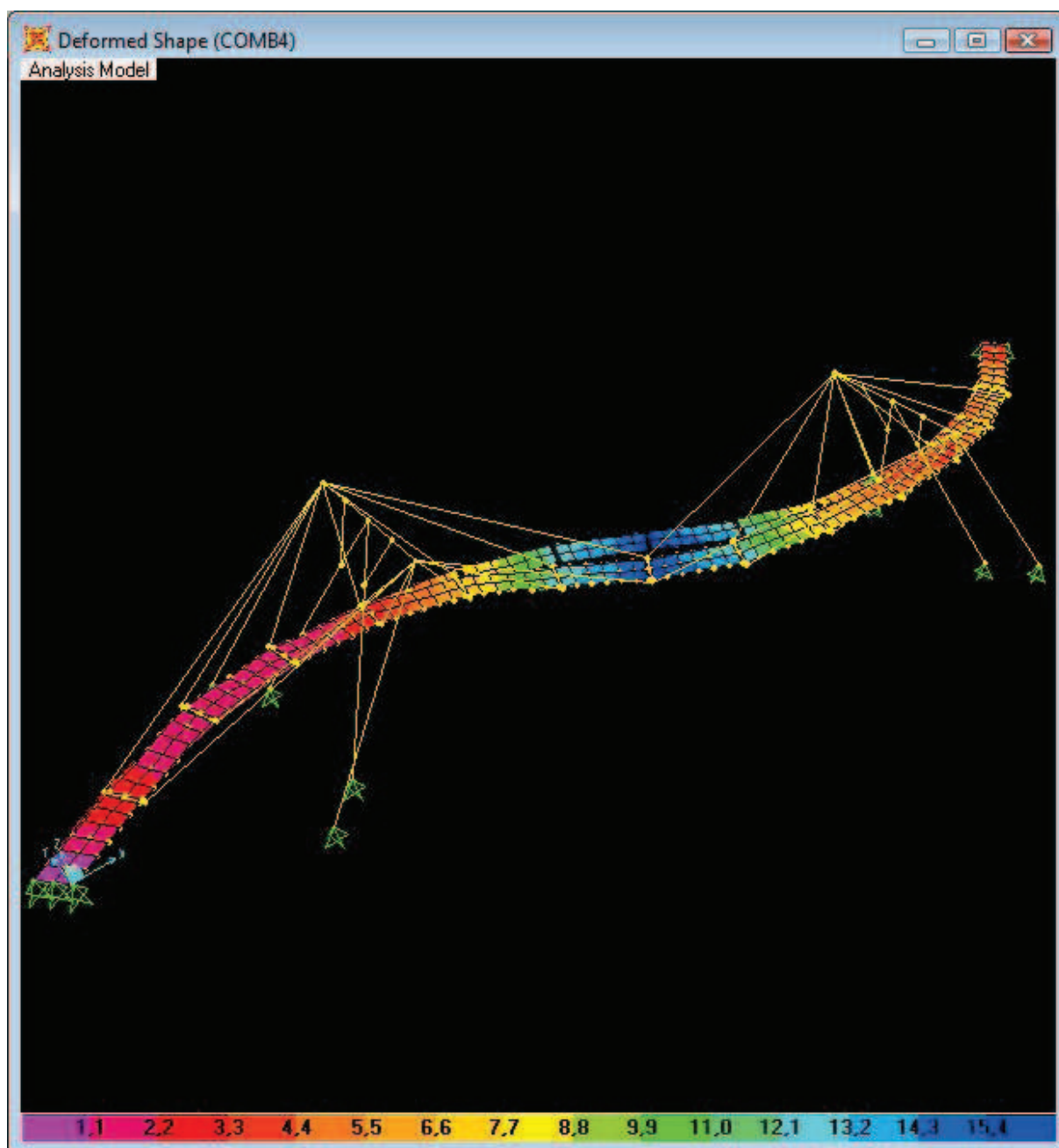


Fig.8.15 – Deformada resultante

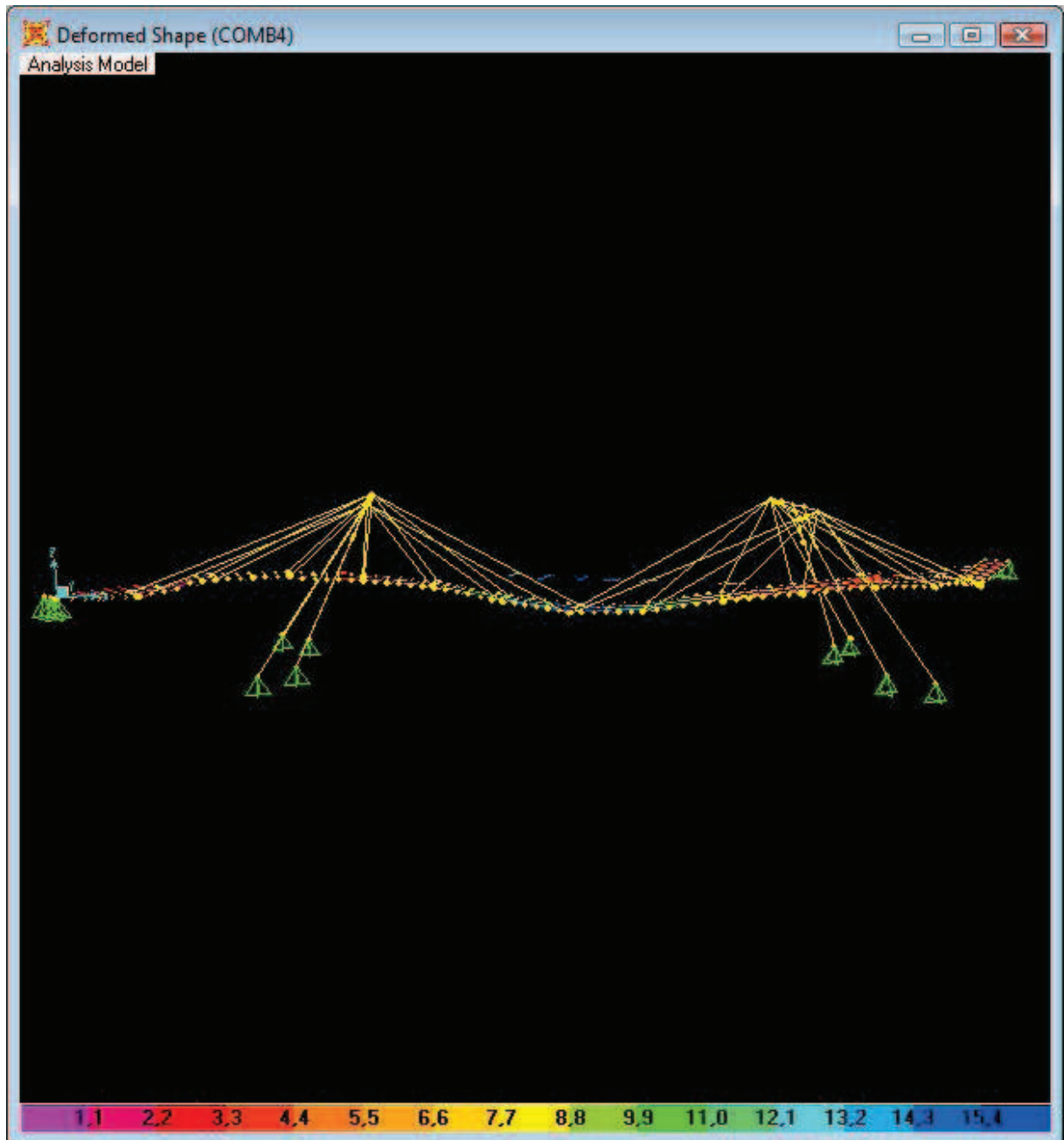


Fig.8.16 – Deformada resultante

O seguinte quadro evidencia os deslocamentos nos pontos principais:

Quadro 8.7 – Deslocamentos de pontos caracterizadores da estrutura

Pontos	Caso	StepType	U_1 (m)	U_2 (m)	U_3 (m)	R_1 (rad)	R_2 (rad)	R_3 (rad)
1	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	-0,002	-0,008	0,001
1	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	-0,002	-0,012	0,000
2	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,008	0,001
2	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,013	0,000
4	COMB4	Max	-0,073	0,011	-0,035	0,002	-0,007	0,002
4	COMB4	Min	-0,117	0,007	-0,056	0,001	-0,012	0,002
5	COMB4	Max	-0,078	0,011	-0,031	-0,001	-0,007	0,001
5	COMB4	Min	-0,121	0,007	-0,049	-0,001	-0,012	0,000
6	COMB4	Max	-0,077	0,011	-0,037	-0,003	-0,007	-0,001
6	COMB4	Min	-0,117	0,007	-0,056	-0,004	-0,011	-0,002
7	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	0,004	0,000	0,000
7	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	0,001	0,000	0,000
8	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,003
8	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,002
9	COMB4	Max	-0,078	0,011	-0,033	-0,002	-0,007	0,000
9	COMB4	Min	-0,120	0,007	-0,051	-0,003	-0,011	-0,001
10	COMB4	Max	-0,076	0,011	-0,032	0,001	-0,007	0,001
10	COMB4	Min	-0,120	0,007	-0,050	0,000	-0,012	0,001
13	COMB4	Max	-0,060	0,006	-0,025	-0,002	-0,008	0,000
13	COMB4	Min	-0,092	0,003	-0,038	-0,002	-0,012	0,000
16	COMB4	Max	-0,059	0,011	-0,024	0,000	-0,007	0,001
16	COMB4	Min	-0,091	0,007	-0,038	0,000	-0,012	0,001
17	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
17	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	-0,003	0,000	0,000
18	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	0,002	0,009	0,001
18	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	0,001	0,006	0,000
20	COMB4	Max	0,089	-0,006	-0,029	0,000	0,009	0,002
20	COMB4	Min	0,061	-0,008	-0,043	-0,001	0,006	0,001
21	COMB4	Max	0,093	-0,006	-0,027	0,001	0,009	0,001
21	COMB4	Min	0,066	-0,009	-0,038	0,001	0,006	0,000
22	COMB4	Max	0,092	-0,006	-0,033	0,003	0,009	0,000
22	COMB4	Min	0,068	-0,009	-0,044	0,003	0,006	-0,001
23	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	0,000	0,010	0,001
23	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	0,000	0,008	0,000
24	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,003
24	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,002
25	COMB4	Max	0,092	-0,006	-0,027	0,000	0,009	0,002
25	COMB4	Min	0,064	-0,009	-0,039	0,000	0,006	0,001
26	COMB4	Max	0,093	-0,006	-0,029	0,002	0,009	0,000
26	COMB4	Min	0,067	-0,009	-0,040	0,002	0,006	0,000

Pontos	Caso	StepType	U_1 (m)	U_2 (m)	U_3 (m)	R_1 (rad)	R_2 (rad)	R_3 (rad)
27	COMB4	Max	0,001	0,009	0,011	0,001	-0,001	0,006
27	COMB4	Min	-0,001	-0,002	-0,077	-0,008	-0,004	0,003
28	COMB4	Max	0,003	0,007	0,004	0,004	-0,001	0,001
28	COMB4	Min	-0,007	-0,002	-0,085	-0,008	-0,003	-0,005
29	COMB4	Max	0,070	-0,006	-0,021	0,001	0,009	0,001
29	COMB4	Min	0,050	-0,008	-0,030	0,000	0,006	0,001
30	COMB4	Max	0,002	0,022	0,038	0,008	-0,001	0,005
30	COMB4	Min	-0,007	-0,007	0,014	-0,011	-0,011	0,001
31	COMB4	Max	0,004	0,021	0,045	0,012	0,000	0,000
31	COMB4	Min	-0,012	-0,006	0,003	-0,008	-0,010	-0,003
32	COMB4	Max	0,071	-0,003	-0,022	0,002	0,009	0,001
32	COMB4	Min	0,051	-0,005	-0,030	0,002	0,006	0,000
33	COMB4	Max	0,003	0,031	0,026	0,009	0,010	0,003
33	COMB4	Min	-0,010	-0,013	-0,004	-0,015	0,005	0,000
34	COMB4	Max	0,006	0,031	0,021	0,013	0,010	0,001
34	COMB4	Min	-0,013	-0,012	0,001	-0,011	0,005	-0,002
35	COMB4	Max	0,003	0,036	-0,030	0,014	0,017	0,000
35	COMB4	Min	-0,011	-0,019	-0,072	-0,015	0,012	-0,002
36	COMB4	Max	0,005	0,036	-0,040	0,018	0,017	0,001
36	COMB4	Min	-0,012	-0,019	-0,059	-0,011	0,012	-0,002
37	COMB4	Max	0,001	0,036	-0,114	0,021	0,025	-0,002
37	COMB4	Min	-0,014	-0,026	-0,170	-0,007	0,014	-0,004
38	COMB4	Max	0,004	0,035	-0,115	0,024	0,025	0,001
38	COMB4	Min	-0,011	-0,027	-0,159	-0,006	0,014	-0,001
39	COMB4	Max	-0,002	0,026	-0,228	0,025	0,020	-0,004
39	COMB4	Min	-0,021	-0,034	-0,325	0,003	0,009	-0,007
40	COMB4	Max	0,001	0,023	-0,217	0,026	0,020	0,002
40	COMB4	Min	-0,014	-0,036	-0,314	0,002	0,009	-0,003
41	COMB4	Max	-0,003	0,009	-0,341	0,024	0,001	-0,001
41	COMB4	Min	-0,037	-0,043	-0,413	0,000	-0,015	-0,007
42	COMB4	Max	-0,002	0,002	-0,318	0,023	0,001	-0,001
42	COMB4	Min	-0,026	-0,046	-0,386	-0,001	-0,015	-0,007
43	COMB4	Max	-0,003	-0,011	-0,244	0,022	-0,021	0,002
43	COMB4	Min	-0,052	-0,053	-0,340	-0,002	-0,032	-0,003
44	COMB4	Max	-0,003	-0,014	-0,213	0,022	-0,021	-0,002
44	COMB4	Min	-0,042	-0,056	-0,292	-0,002	-0,032	-0,009
45	COMB4	Max	-0,002	-0,020	-0,135	0,029	-0,020	0,002
45	COMB4	Min	-0,058	-0,064	-0,191	0,003	-0,031	-0,002
46	COMB4	Max	-0,003	-0,021	-0,100	0,031	-0,021	0,000
46	COMB4	Min	-0,052	-0,065	-0,138	0,005	-0,032	-0,005
47	COMB4	Max	-0,001	-0,021	-0,057	0,036	-0,012	0,001

Pontos	Caso	StepType	U_1 (m)	U_2 (m)	U_3 (m)	R_1 (rad)	R_2 (rad)	R_3 (rad)
47	COMB4	Min	-0,059	-0,070	-0,106	0,006	-0,019	-0,002
48	COMB4	Max	-0,003	-0,021	-0,025	0,040	-0,012	0,001
48	COMB4	Min	-0,056	-0,070	-0,047	0,009	-0,019	-0,002
49	COMB4	Max	-0,001	-0,018	0,005	0,035	0,007	0,001
49	COMB4	Min	-0,058	-0,072	-0,069	0,005	-0,014	-0,002
50	COMB4	Max	-0,004	-0,019	0,026	0,040	0,007	0,003
50	COMB4	Min	-0,058	-0,072	-0,008	0,009	-0,014	0,001
51	COMB4	Max	-0,003	-0,014	0,062	0,030	0,022	0,002
51	COMB4	Min	-0,057	-0,069	-0,130	-0,001	0,002	-0,003
52	COMB4	Max	-0,005	-0,014	0,081	0,033	0,022	0,006
52	COMB4	Min	-0,059	-0,070	-0,081	0,001	0,003	0,002
53	COMB4	Max	-0,005	-0,009	-0,033	0,026	0,007	0,001
53	COMB4	Min	-0,059	-0,058	-0,201	0,005	-0,009	-0,003
54	COMB4	Max	-0,008	-0,010	-0,005	0,025	0,008	0,007
54	COMB4	Min	-0,064	-0,061	-0,174	0,007	-0,010	0,004
55	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	0,000	0,019	0,002
55	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	-0,002	-0,002	-0,001
56	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	0,000	0,019	0,001
56	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	-0,002	-0,001	-0,001
57	COMB4	Max	0,001	0,009	0,010	0,001	-0,001	0,005
57	COMB4	Min	-0,002	-0,003	-0,078	-0,008	-0,004	0,002
88	COMB4	Max	-0,009	0,000	0,000	0,004	-0,001	0,004
88	COMB4	Min	-0,080	0,000	0,000	0,001	-0,041	0,001
89	COMB4	Max	-0,011	0,000	0,000	0,004	0,001	0,005
89	COMB4	Min	-0,086	0,000	0,000	0,000	-0,040	0,001
111	COMB4	Max	0,000	0,000	0,000	0,000	0,019	0,000
111	COMB4	Min	0,000	0,000	0,000	-0,001	-0,002	-0,001
333	COMB4	Max	-0,010	0,000	0,000	0,003	0,001	0,005
333	COMB4	Min	-0,083	0,000	0,000	-0,001	-0,040	0,001

Esta deformada é mais gravosa, apresentando como deslocamento em z um valor máximo de 0,4 m exactamente a meio vão. Observa-se que todas as componentes sofreram um aumento considerável comparativamente com o outro modelo apresentado.

8.4.2. ANÁLISE MODAL

Nesta secção apresentam-se os três primeiros modos para cada modelo. Para o modelo que integra a modelação com o elemento “cables” definem-se os seguintes modos caracterizados pelo seu período e deformada:

- Modo 1 – $T = 1,061$ s

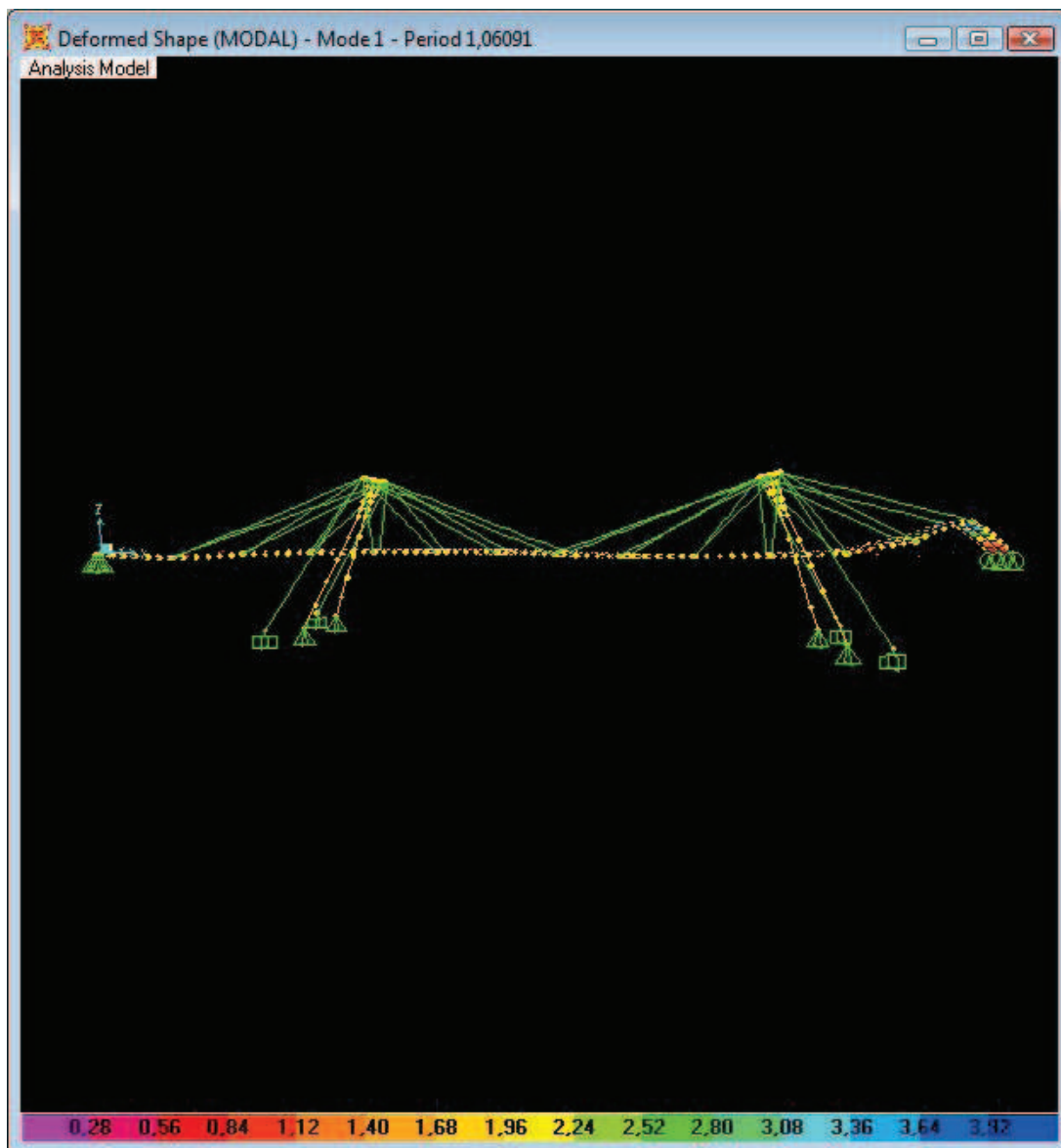


Fig.8.17 – Deformada do primeiro modo

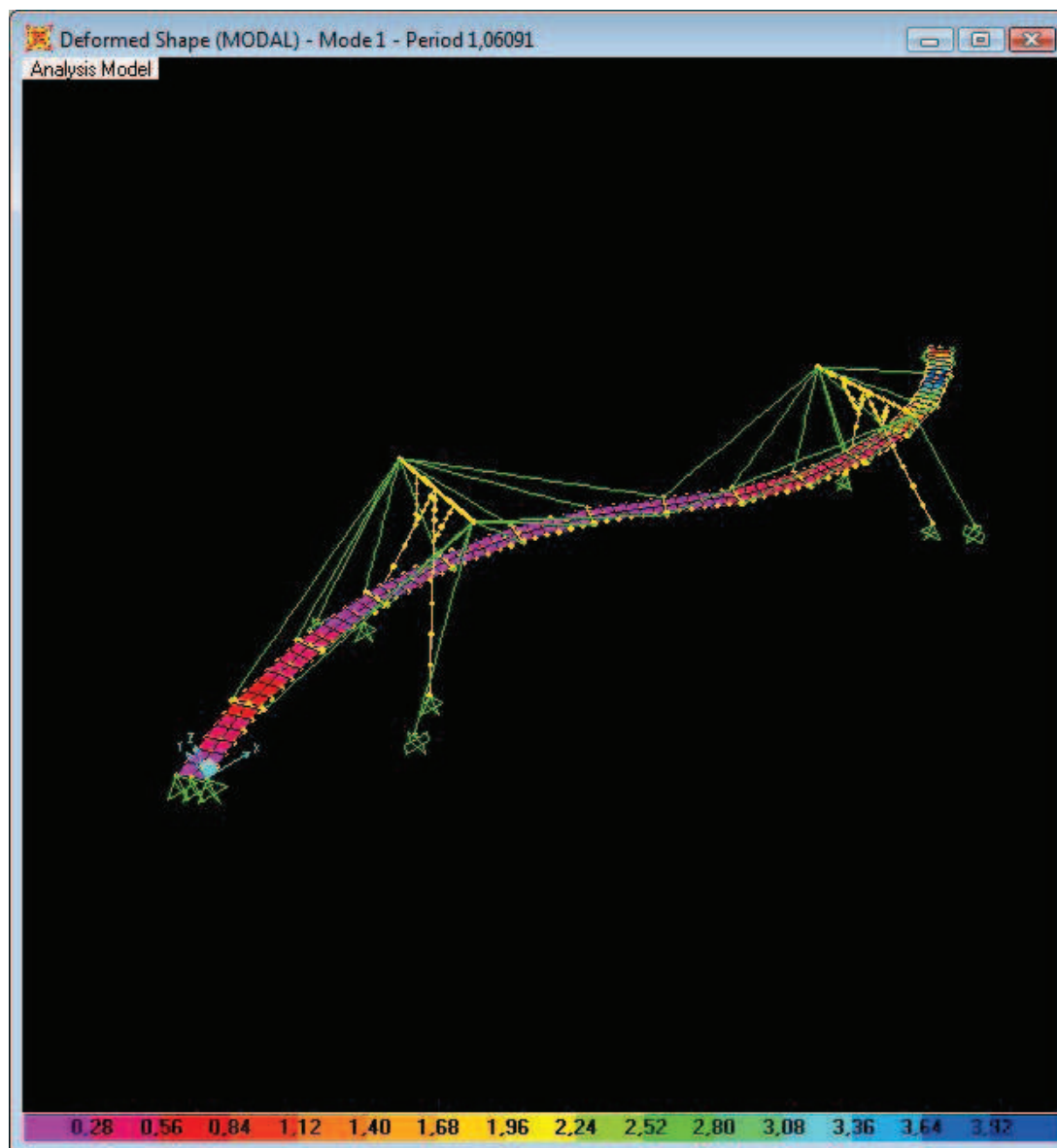


Fig.8.18 – Deformada do primeiro modo

Como se pode observar, este modo contempla a deformação dos módulos na extremidade do tabuleiro mais afastada da origem. Os módulos elevam-se aproximadamente 3,5 cm, isto deve-se ao facto do apoio naquela extremidade possibilitar deslocamentos na direcção de x, ao contrário do apoio da outra extremidade.

- Modo 2 – $T = 1,050$ s

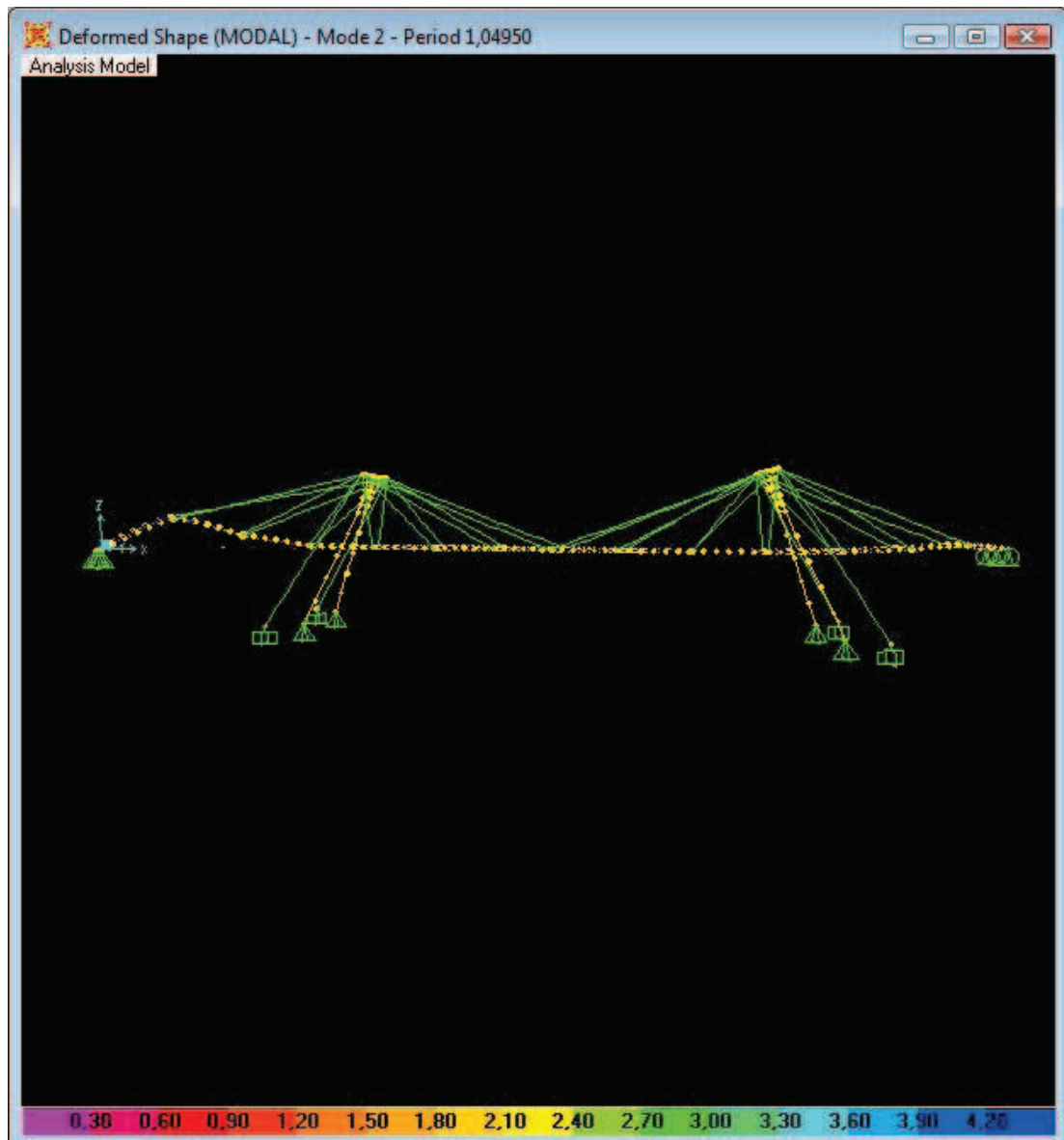


Fig.8.19 – Deformada do segundo modo

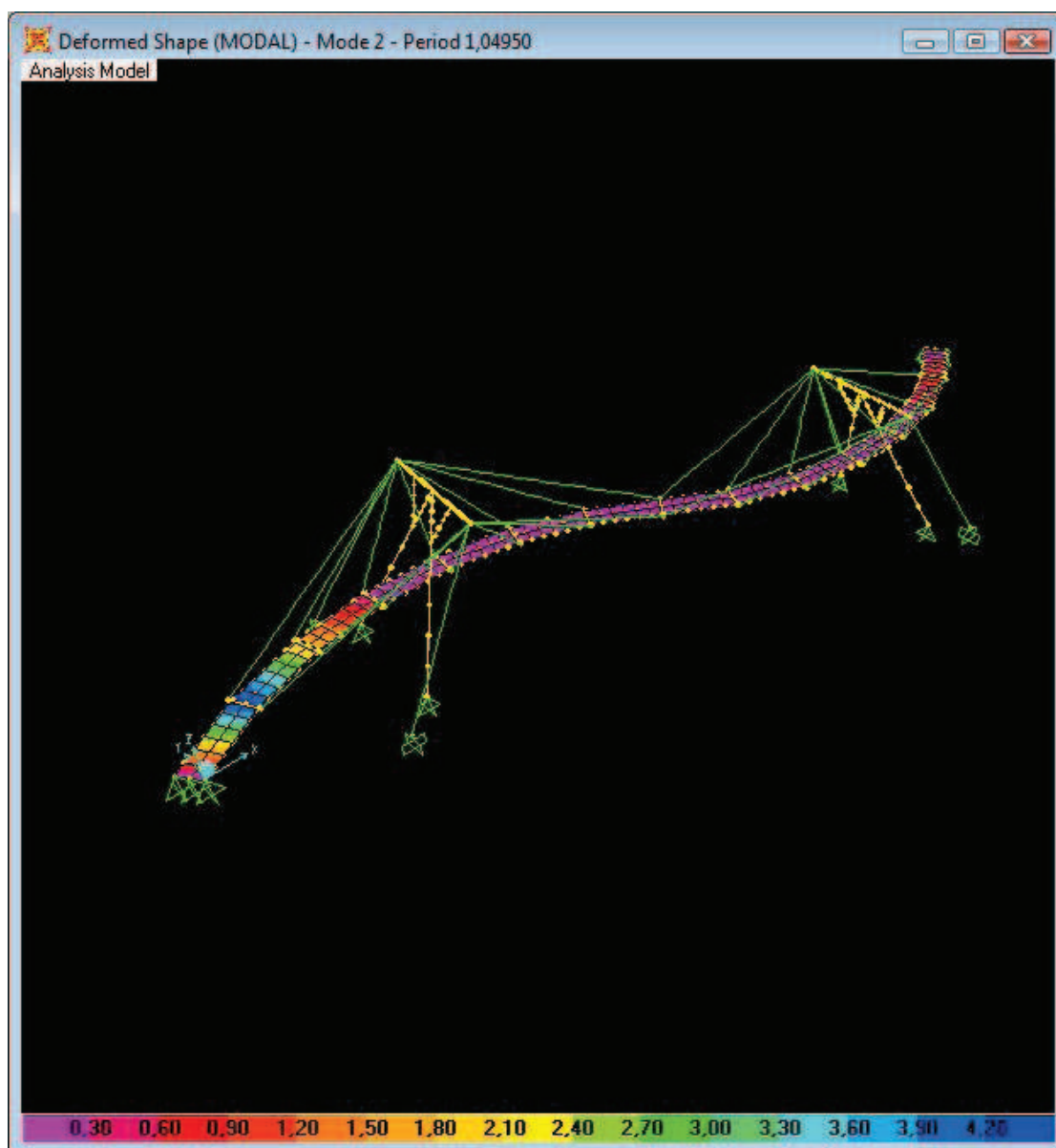


Fig.8.20 – Deformada do segundo modo

Neste caso, o segundo modo não difere muito do primeiro, dado que estamos numa estrutura simétrica. A elevação dos módulos mais perto da origem é aproximadamente 3,5 cm, tal como no primeiro modo.

- Modo 3 – $T = 0,932 \text{ s}$

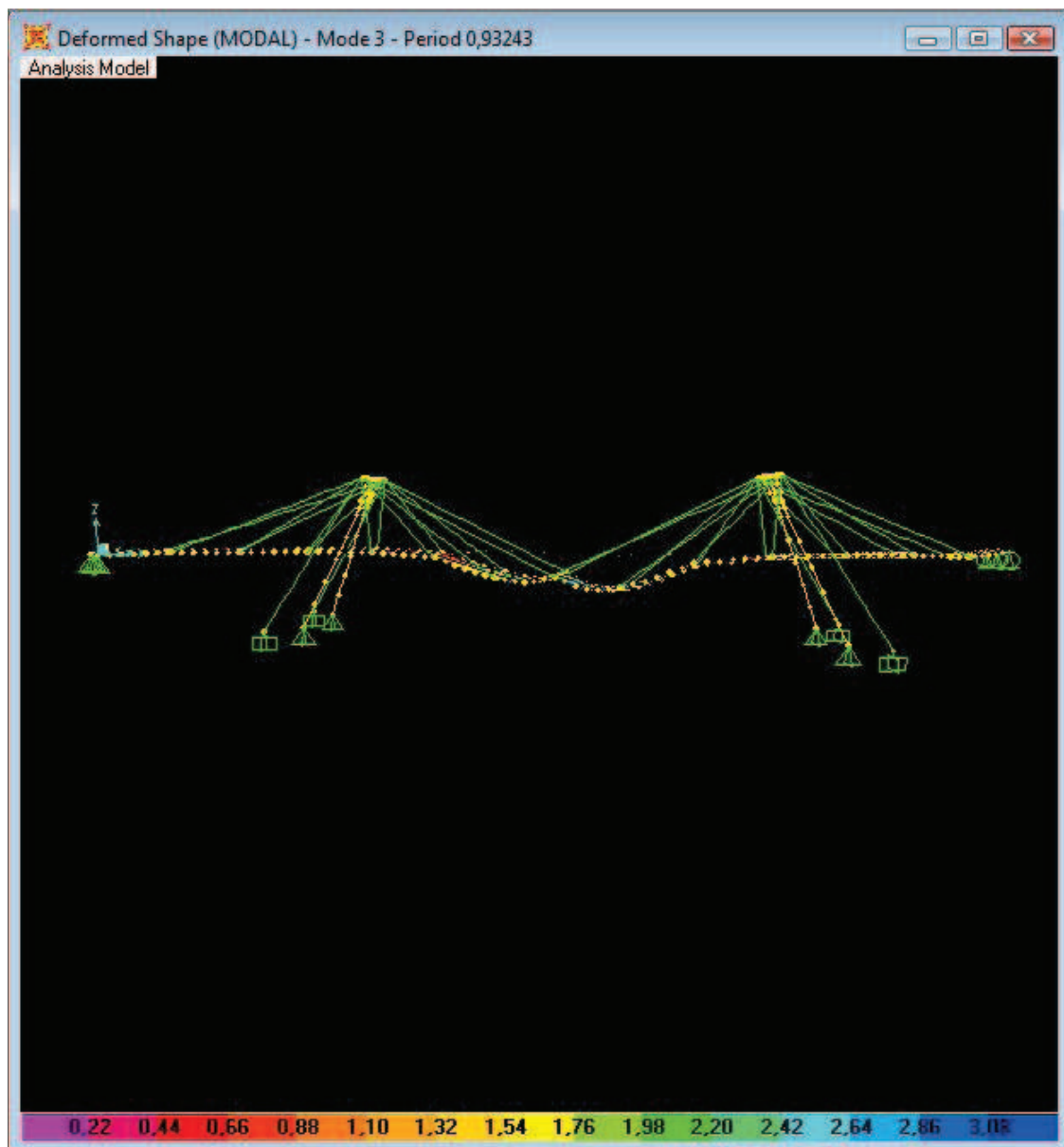


Fig.8.21 – Deformada do terceiro modo

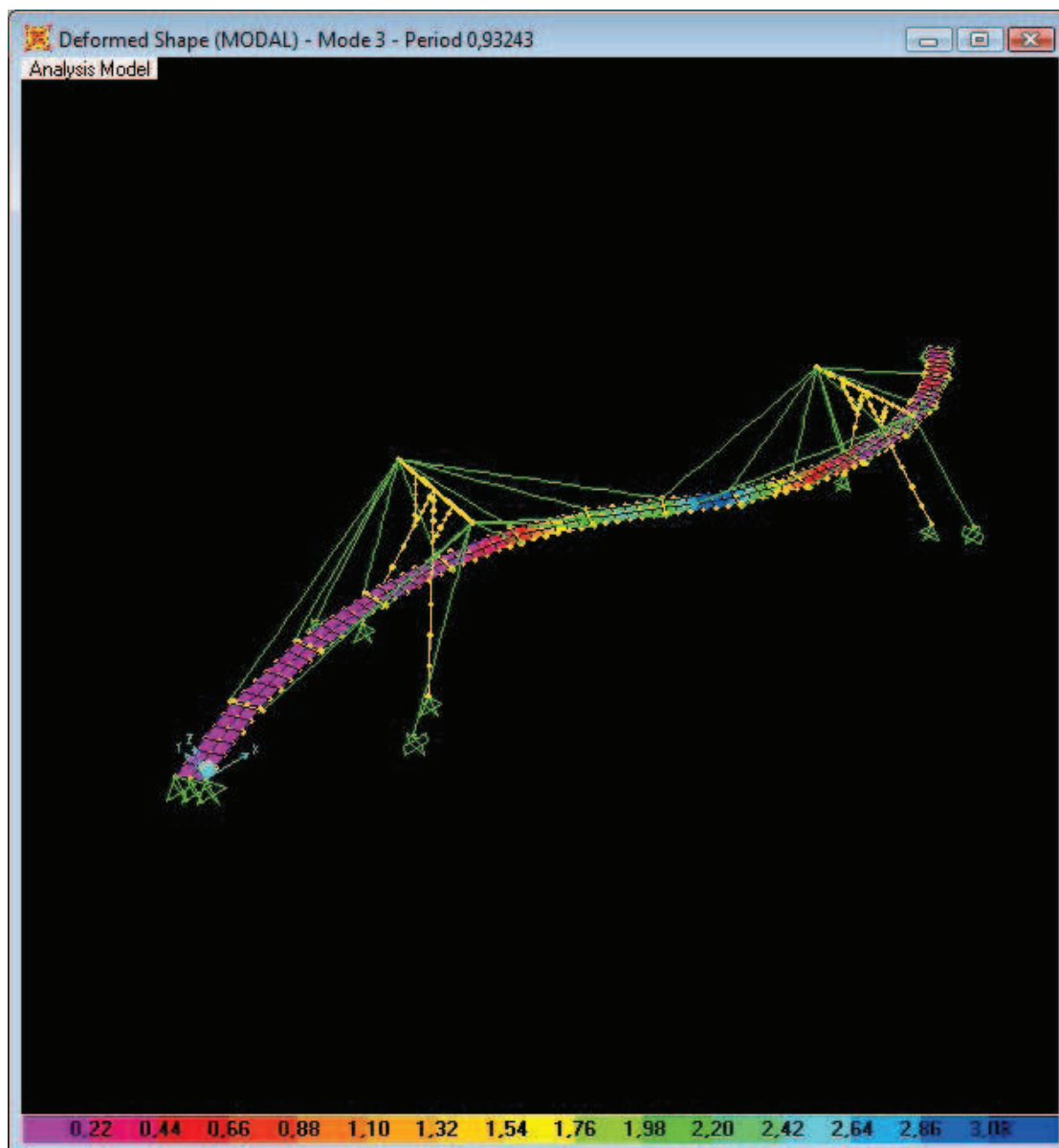


Fig.8.22 – Deformada do terceiro modo

A deformação deste modo destaca-se a meio vão, novamente de forma aproximadamente simétrica, sendo mais acentuada nos módulos do lado do apoio livre em x. Os módulos do meio vão do tabuleiro apresentam um deslocamento no sentido descendente de aproximadamente 2,5 cm.

As deformações descritas são relativas à direcção vertical, não se evidenciando deslocamentos de grande ordem de grandeza nas outras direcções.

De seguida apresentam-se os 3 modos de vibração principais para a estrutura modelada com tirantes:

- Modo 1 – $T = 5,151$ s

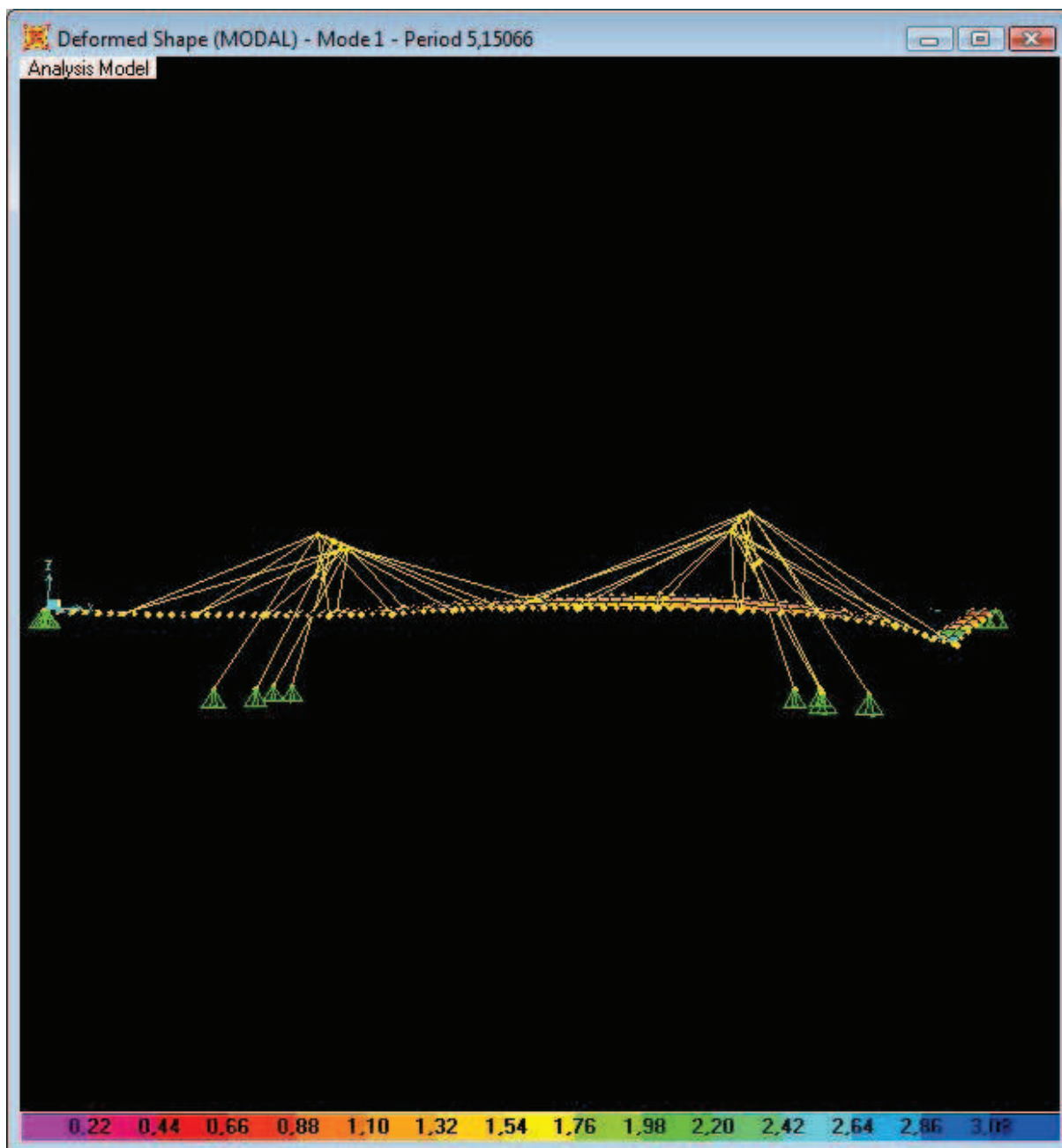


Fig.8.23 – Deformada do primeiro modo

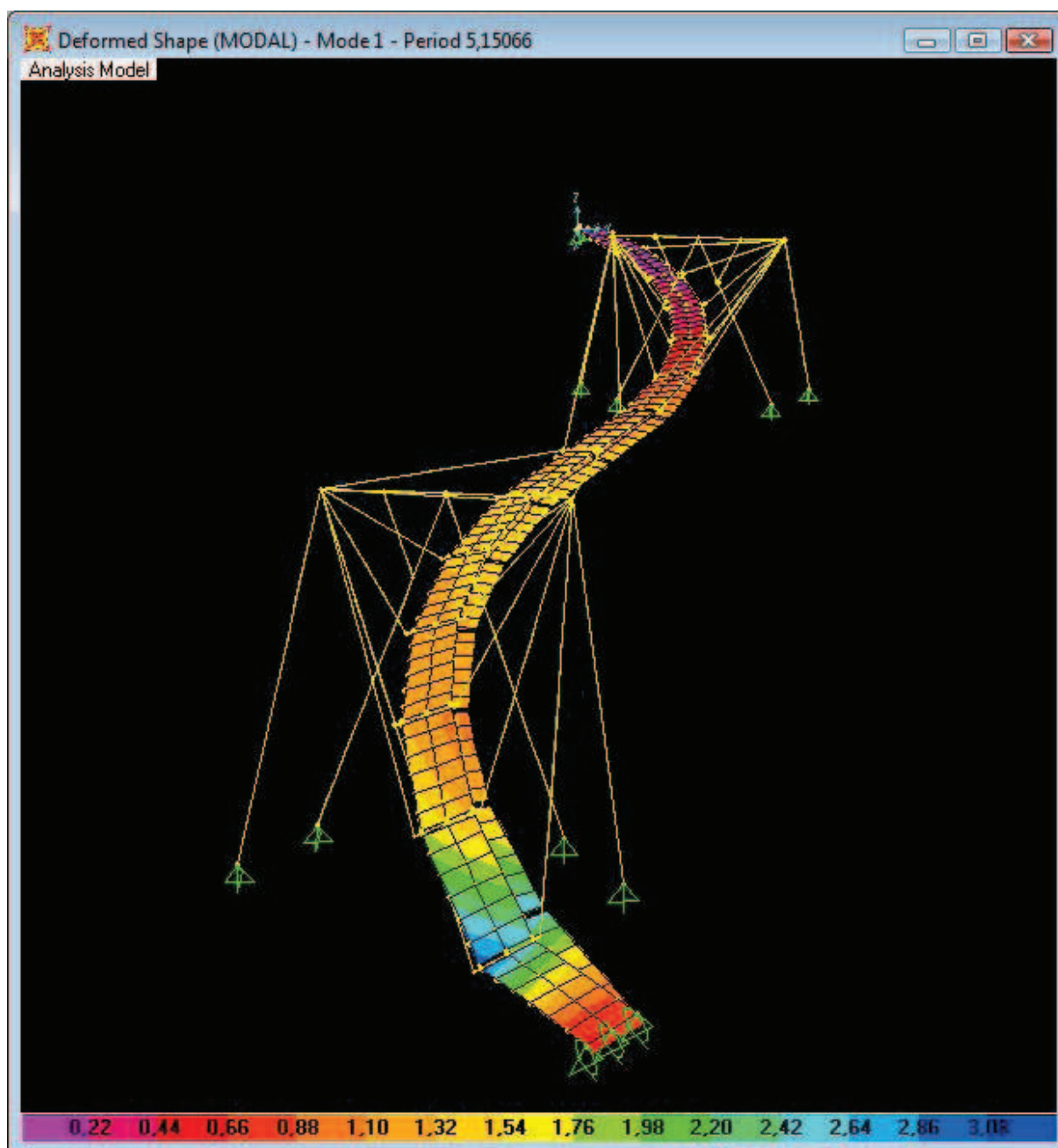


Fig.8.24 – Deformada do primeiro modo

Para este modelo, a deformada é mais pronunciada nos módulos mais afastados da origem, tal como para o modelo formado por cabos. Mas neste caso, as componentes de deslocamento transversais em y são superiores aos observados para a direcção z.

- Modo 2 – $T = 4,119$ s

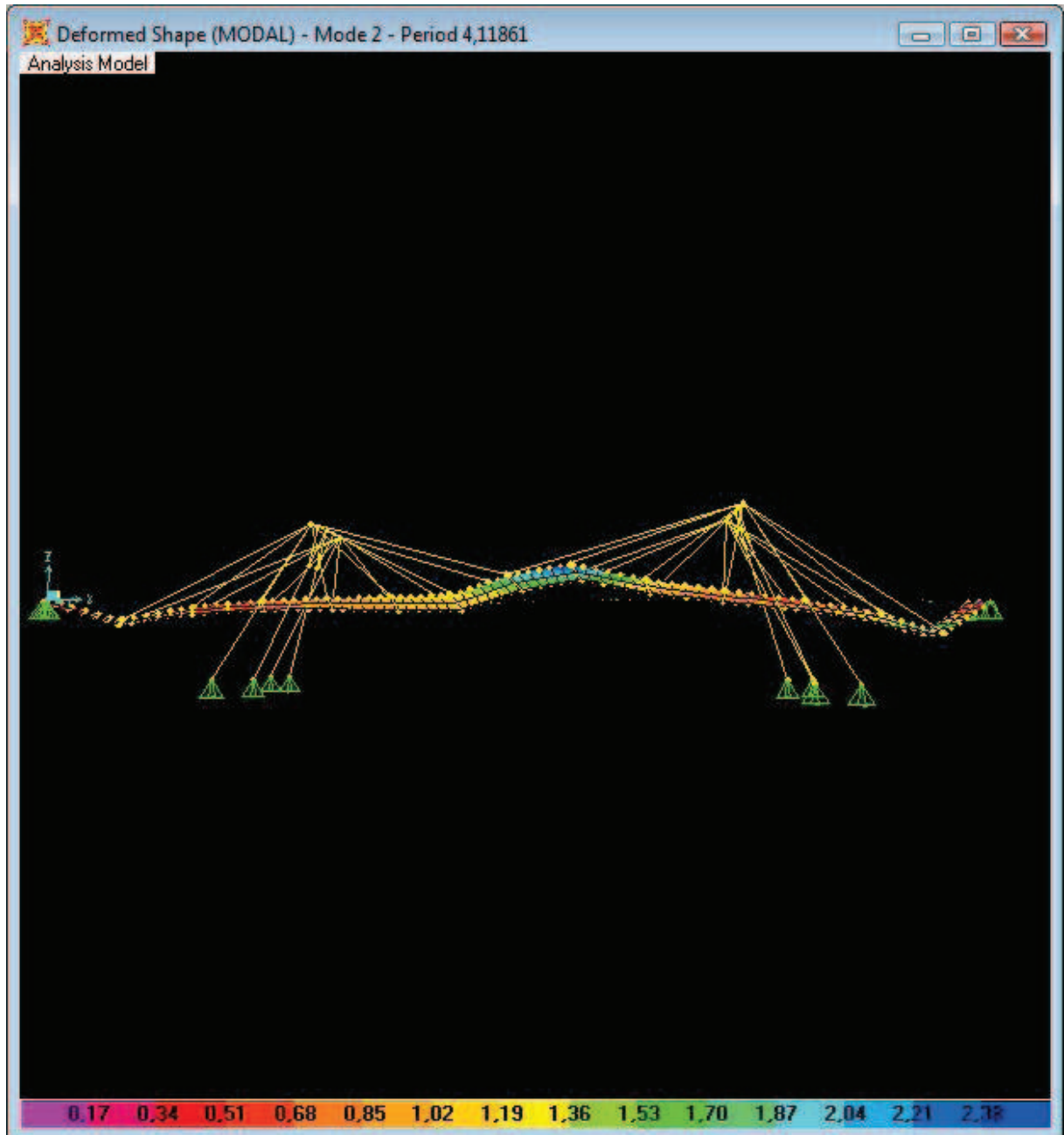


Fig.8.25 – Deformada do segundo modo

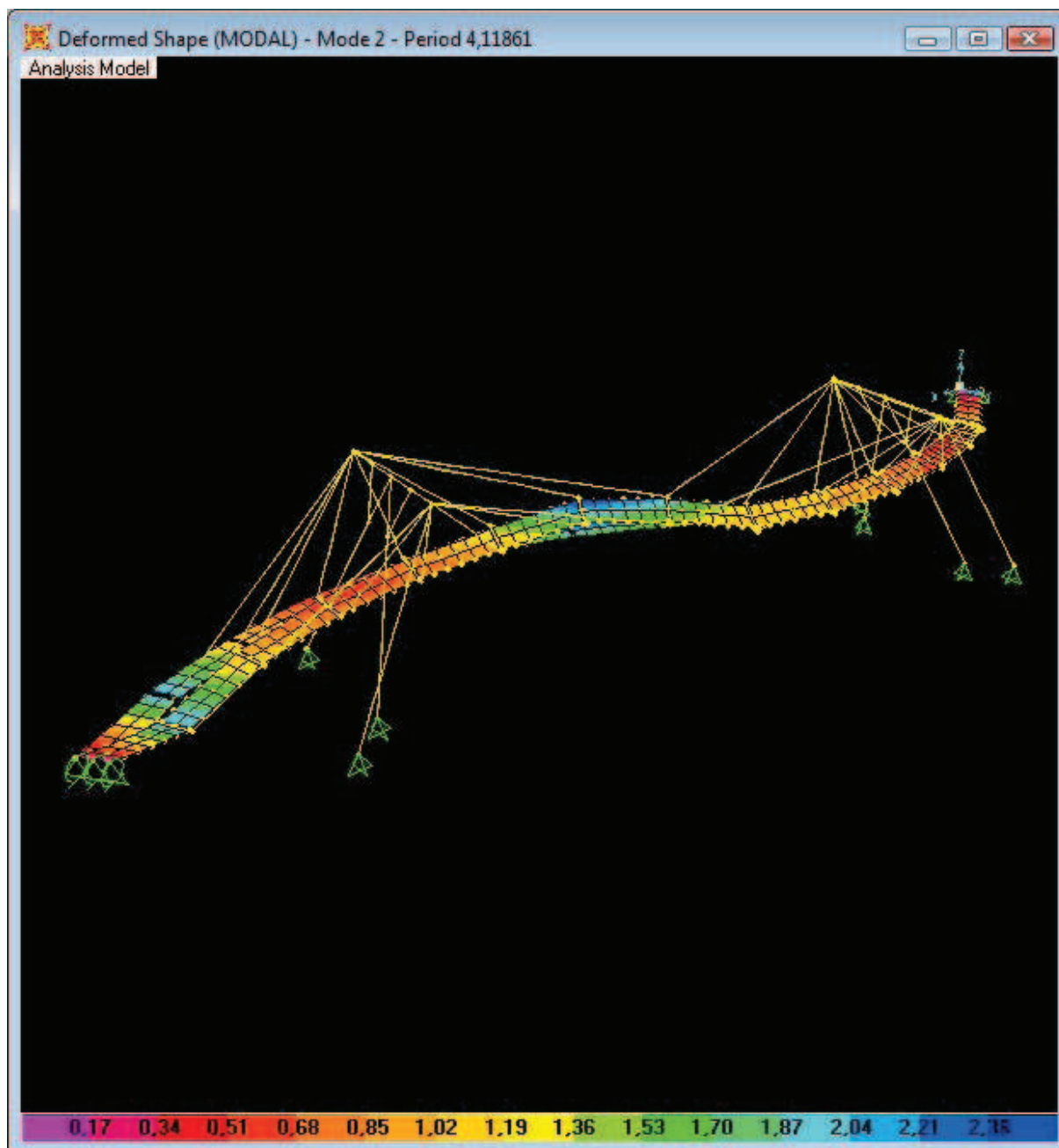


Fig.8.26 – Deformada do segundo modo

Esta deformada apresenta uma subida do tabuleiro a meio vão e descidas dos módulos das extremidades, provocando o efeito de ondulação. Continuam-se a observar, maiores efeitos vibratórios transversais na direcção do eixo dos yy.

- Modo 3 – $T=3,728$ s

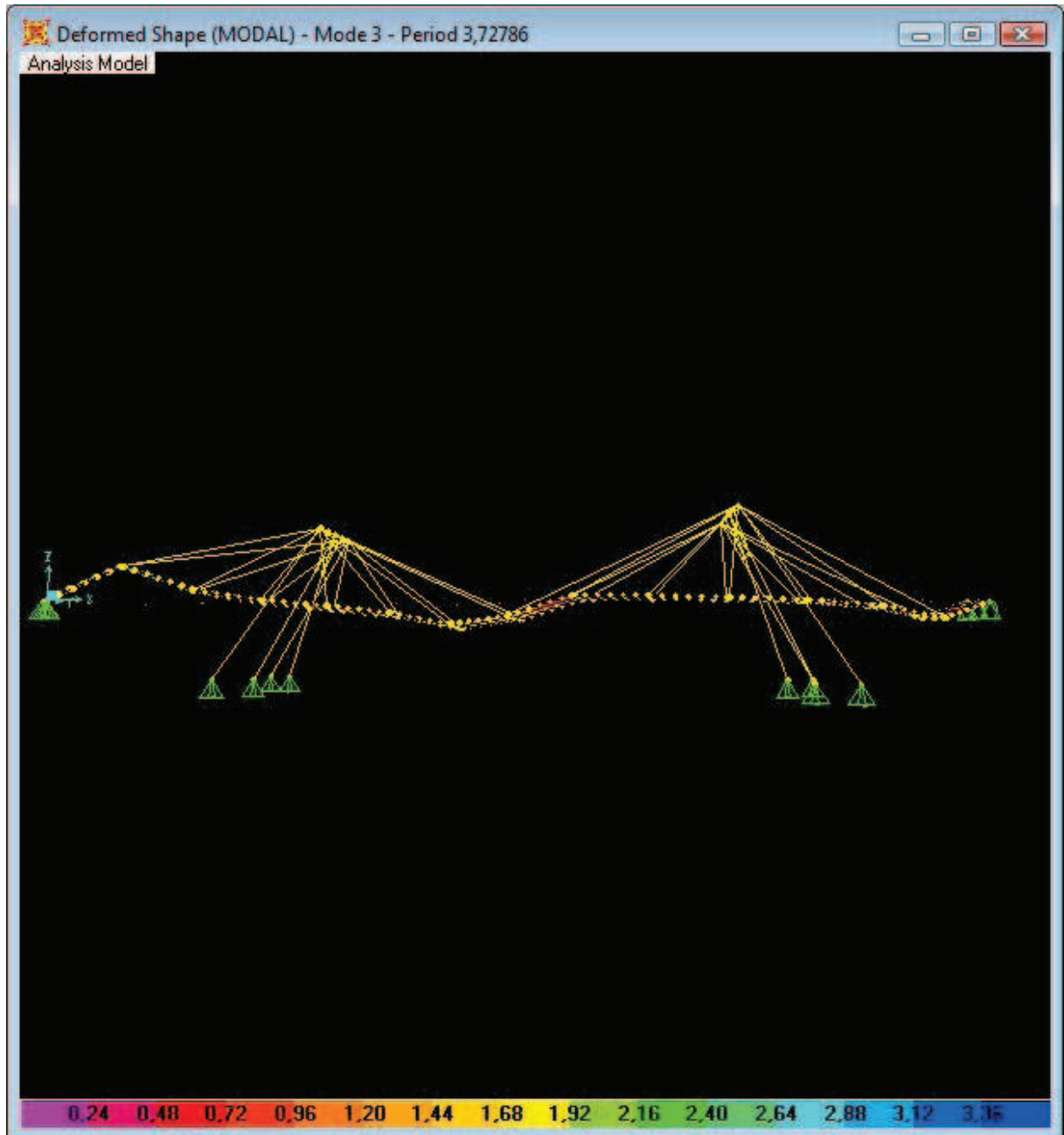


Fig.8.27 – Deformada do terceiro modo

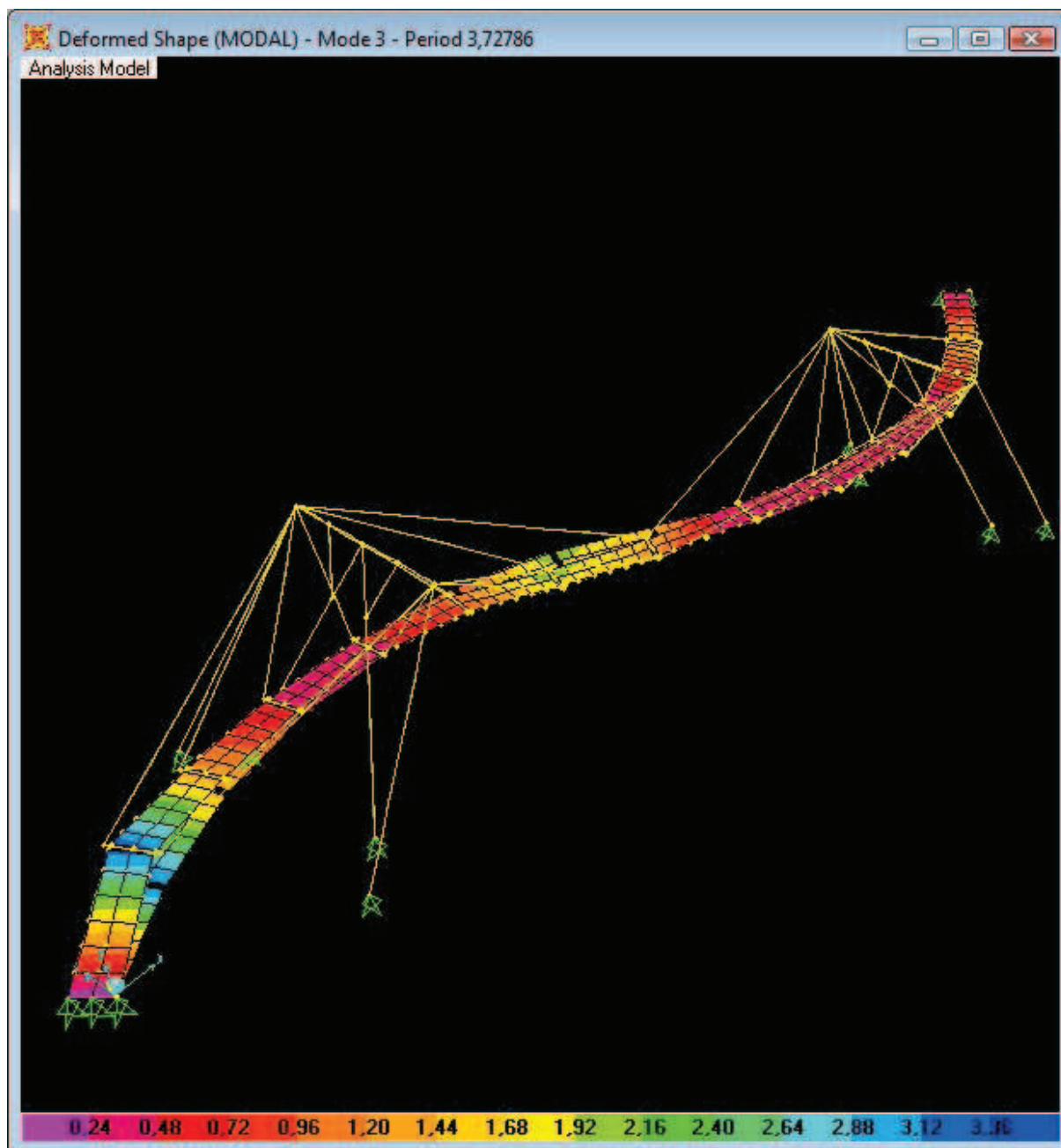


Fig.8.28 – Deformada do terceiro modo

Esta deformada descreve movimentos ascendentes nos módulos próximos do apoio da origem, devido à acção do tirante, e movimentos descendentes nos módulos mais afastados da origem. Neste modo, já não se verificam deslocamentos horizontais consideráveis.

Em conclusão, os dois primeiros modos apresentam maiores efeitos vibratórios na direcção transversal ao tabuleiro (direcção de maior rigidez, y), o que pode ser muito penalizante em termos de aceitação por parte dos peões.

8.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Como é visível a ponte do primeiro modelo não apresenta grandes deformações e a sua frequência corresponde ao valor de 0,94 Hz, o que implica estar na presença de uma estrutura bastante rígida.

Segundo Bachmann (1995), a frequência obtida encontra-se dentro dos valores esperados, estimados através da equação 8.1 para vibrações em pontes pedonais:

$$f_l = 33.6.L^{-0.84} \quad (8.2)$$

Para um L de 60 m a frequência esperada é 1,08 Hz. Segundo o mesmo autor para pontes pedonais estaiadas o valor da frequência natural é definido por:

$$f_e = \frac{110}{L} \quad (8.3)$$

Para um L de 60 m, a frequência estimada é 1,83 Hz. O valor da frequência para esta ponte de 0,94 Hz é muito próximo da primeira estimativa. Convém referir que ambas as fórmulas não são especificamente direccionadas para pontes de madeira.

Foi observado que a nível de esforços no tabuleiro, a distribuição era próxima da esperada, mas no que diz respeito aos estais e transmissão de esforços à torre e apoios esta não foi satisfatória. Este facto é indicativo que os cabos estão a influenciar a rigidez esperada. No quadro seguinte são apresentados os esforços no caso do modelo com elementos “frame”:

Quadro 8.8 – Reacções nos apoios do modelo da ponte em elementos “frame”

Pontos	F_1 (kN)	F_2 (kN)	F_3 (kN)	M_1 (kN.m)	M_2 (kN.m)	M_3 (kN.m)
1	-199,755	193,208	569,042	0,000	0,000	0,000
2	-273,198	-182,631	702,084	0,000	0,000	0,000
7	209,383	-91,927	-360,899	0,000	0,000	0,000
8	201,160	47,060	-325,988	0,000	0,000	0,000
17	-167,991	73,754	-289,423	0,000	0,000	0,000
18	158,935	-178,084	437,525	0,000	0,000	0,000
23	237,443	186,454	571,472	0,000	0,000	0,000
24	-154,999	-36,261	-251,031	0,000	0,000	0,000
55	-92,105	15,126	0,981	0,000	0,000	0,000
56	165,205	-40,513	28,796	0,000	0,000	0,000
88	0,000	-55,375	54,655	0,000	0,000	0,000
89	0,000	60,270	-4,639	0,000	0,000	0,000
111	-88,525	-4,907	-6,199	0,000	0,000	0,000
333	0,000	21,339	-27,191	0,000	0,000	0,000

Como tal, surge o segundo modelo que apresenta uma frequência própria de 0,19 Hz valor muito baixo, claramente desfasada dos valores indicativos calculados anteriormente. Esta estrutura revela-se menos rígida, mas a transmissão de esforços esperada concretiza-se.

No que concerne à avaliação da aceleração o mesmo autor, propõe que esta não exceda os 10% da aceleração da gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$). O primeiro modelo apresenta uma aceleração vertical de $3,90 \text{ m/s}^2$ (Quadro 8.9) para o segundo modo no ponto 28, o que é um valor elevadíssimo e claramente perturbador do ponto de vista de aceitação por parte dos peões. Já o segundo modelo apresenta para o mesmo ponto uma aceleração vertical de $0,24 \text{ m/s}^2$ (Quadro 8.10), mas para o terceiro modo. Este valor é inferior a 5% de g , revelando-se praticamente imperceptível por parte dos peões, como refere o mesmo autor.

Em termos de aceleração transversal, o primeiro modelo atinge valores da ordem dos $0,14 \text{ m/s}^2$, um valor claramente baixo e pouco perturbador. No caso do segundo modelo, este evidencia novamente valores inferiores da aceleração transversal comparativamente ao primeiro. O valor em causa ronda os $0,07 \text{ m/s}^2$. As baixas acelerações a nível transversal, podem ter como base explicativa a grande rigidez do tabuleiro nesta direcção.

Em termos de análise dinâmica, ambos os modelos cumprem valores de referência distintos, mas o segundo modelo demonstra-se mais plausível também em termos estáticos.

Os Quadros 8.9 e 8.10 contêm os valores das acelerações obtidas para cada modelo:

Quadro 8.9 – Acelerações do primeiro modelo

Pontos	Modo	U_1 (m/sec ²)	U_2 (m/sec ²)	U_3 (m/sec ²)	R_1 (rad/sec ²)	R_2 (rad/sec ²)	R_3 (rad/sec ²)
1	1	0	0	0	-0,00039	-0,00056	-4,5E-05
1	2	0	0	0	-6,5E-05	-2,2E-05	-1,7E-05
1	3	0	0	0	0,000866	0,000424	-0,00029
2	1	0	0	0	0,000714	-0,00073	0,000345
2	2	0	0	0	0,000156	-5E-05	6,92E-05
2	3	0	0	0	-0,00075	0,001203	-0,00086
4	1	-0,00427	-0,00034	-0,00608	0,001585	-0,00072	0,000774
4	2	1,7E-05	-0,0002	-0,00089	0,000335	-6E-05	0,000146
4	3	0,00323	-0,00116	0,00754	-0,00212	0,00091	-0,00161
5	1	-0,00608	-0,00017	-0,00252	-0,00026	-0,00055	-1,3E-05
5	2	-0,00032	-0,00017	-0,00014	-3,9E-05	-2,5E-05	-6,6E-06
5	3	0,00771	-0,0015	0,00328	0,000671	0,000668	-0,00041
6	1	-0,00405	-0,0004	-0,00806	-0,00229	-0,00036	-0,00087
6	2	9,38E-05	-0,00022	-0,00124	-0,00045	1,23E-05	-0,00017
6	3	0,00639	-0,00138	0,01262	0,003671	0,0004	0,000856
7	1	0	0	0	0	0	0
7	2	0	0	0	0	0	0
7	3	0	0	0	0	0	0
8	1	0	0	0	0	0	0
8	2	0	0	0	0	0	0
8	3	0	0	0	0	0	0
9	1	-0,00559	-0,00023	-0,00404	-0,00151	-0,00043	-0,00054
9	2	-0,00021	-0,00018	-0,00044	-0,00029	-2,1E-06	-0,00011
9	3	0,00782	-0,00152	0,00608	0,00251	0,000507	0,000377
10	1	-0,00564	-0,00022	-0,00318	0,000911	-0,00065	0,000488

Pontos	Modo	U_1 (m/sec ²)	U_2 (m/sec ²)	U_3 (m/sec ²)	R_1 (rad/sec ²)	R_2 (rad/sec ²)	R_3 (rad/sec ²)
10	2	-0,00024	-0,00018	-0,00029	0,000199	-4,7E-05	9,02E-05
10	3	0,00618	-0,00139	0,00374	-0,00111	0,000817	-0,00118
13	1	-0,00457	-0,00233	-0,00271	-0,00073	-0,00053	-0,00021
13	2	-0,00022	-0,00057	-0,00026	-0,00013	-1,9E-05	-4,5E-05
13	3	0,00612	0,00212	0,00382	0,001416	0,00075	-8,4E-05
16	1	-0,00437	0,00078	-0,00224	0,000382	-0,00061	0,000258
16	2	-0,00019	5,94E-05	-0,00017	9,25E-05	-3,7E-05	4,66E-05
16	3	0,0052	-0,00248	0,00287	-0,00026	0,000645	-0,00079
17	1	0	0	0	0	0	0
17	2	0	0	0	0	0	0
17	3	0	0	0	0	0	0
18	1	0	0	0	-0,00028	-0,00012	4,59E-05
18	2	0	0	0	0,000572	0,000205	-0,00016
18	3	0	0	0	-0,0007	-0,00061	-0,00041
20	1	-0,00117	0,00146	0,00119	0,000193	-0,00019	-0,00016
20	2	0,00068	-0,00053	-0,00553	-0,00179	0,000425	0,000802
20	3	-0,00596	0,0015	0,00654	0,001166	-0,00105	-0,00134
21	1	-0,00162	0,00149	0,00077	-6,7E-05	-0,00016	-4,5E-05
21	2	0,0025	-0,00067	-0,00162	0,000291	0,000233	-4,9E-05
21	3	-0,00991	0,00183	0,00457	-0,00074	-0,00088	-0,0005
22	1	-0,00155	0,0015	0,00155	-0,00031	-0,00014	5,9E-05
22	2	0,00027	-0,00045	-0,00771	0,002414	3,74E-05	-0,00092
22	3	-0,00987	0,00182	0,01182	-0,00271	-0,0007	0,000351
23	1	0	0	0	-0,00011	-0,00021	-7,6E-06
23	2	0	0	0	-0,00082	0,000396	0,000376
23	3	0	0	0	0,00056	-0,00155	-0,00083
24	1	0	0	0	0	0	0
24	2	0	0	0	0	0	0
24	3	0	0	0	0	0	0
25	1	-0,00146	0,00148	0,00083	8,74E-05	-0,00018	-0,00011
25	2	0,00208	-0,00064	-0,00237	-0,00095	0,000348	0,00046
25	3	-0,00841	0,00171	0,00445	0,000403	-0,00098	-0,001
26	1	-0,00165	0,0015	0,00102	-0,00021	-0,00015	1,69E-05
26	2	0,00189	-0,00061	-0,00343	0,001545	0,000117	-0,00056
26	3	-0,01038	0,00187	0,00704	-0,0019	-0,00077	5,38E-06
27	1	-0,01331	0,04347	0,54481	0,075	-0,015	0,005392
27	2	0,01976	-0,022	-3,58945	-0,504	0,083	0,052
27	3	-0,00353	0,01905	-0,09984	-0,016	-0,00389	0,00695
28	1	-0,03791	0,03133	0,58597	0,000738	-0,049	0,021
28	2	0,03104	-0,0163	-3,89982	-0,018	0,301	-0,059
28	3	-0,01484	0,01349	-0,11734	-0,00231	0,001988	0,005229

Pontos	Modo	U_1 (m/sec ²)	U_2 (m/sec ²)	U_3 (m/sec ²)	R_1 (rad/sec ²)	R_2 (rad/sec ²)	R_3 (rad/sec ²)
29	1	-0,00113	0,00153	0,00064	7,47E-06	-0,00016	-7,5E-05
29	2	0,00159	-0,00157	-0,00167	-0,00049	0,000303	0,000266
29	3	-0,0069	0,00199	0,00356	6,15E-06	-0,00089	-0,00079
30	1	-0,03747	0,09583	0,29685	-0,013	0,059	0,006403
30	2	0,03055	-0,03809	-1,71449	0,041	-0,399	0,044
30	3	-0,01459	0,05097	0,02555	-0,00747	-0,014	0,007227
31	1	-0,05512	0,09078	0,2364	-0,077	0,042	0,011
31	2	0,02899	-0,03836	-1,44899	0,419	-0,3	-0,033
31	3	-0,02786	0,04722	-0,0011	-0,013	-0,016	0,006163
32	1	-0,00125	0,00114	0,0007	-0,00018	-0,00016	7,08E-07
32	2	0,0018	0,00182	-0,00218	0,00103	0,000173	-0,00035
32	3	-0,00799	-0,00108	0,00474	-0,00142	-0,00089	-0,0002
33	1	-0,04712	0,1263	0,09578	-0,028	0,024	0,009897
33	2	0,02574	-0,03294	-0,32299	0,049	-0,127	0,011
33	3	-0,02127	0,08172	0,08577	-0,034	0,006701	0,005995
34	1	-0,05651	0,12535	0,0243	-0,049	0,022	0,001802
34	2	0,02019	-0,03338	-0,13731	0,148	-0,121	-0,00115
34	3	-0,03266	0,08064	0,00204	-0,051	0,004916	0,004643
35	1	-0,05086	0,13892	0,03747	-0,033	0,011	0,0085
35	2	0,02354	-0,01997	-0,05991	0,019	-0,012	-0,00078
35	3	-0,0227	0,1065	0,15884	-0,078	0,011	0,006622
36	1	-0,05282	0,13901	-0,03008	-0,036	0,011	-0,00672
36	2	0,01867	-0,01952	0,00245	0,037	-0,014	0,005264
36	3	-0,03053	0,10714	-0,0315	-0,102	0,01	0,000169
37	1	-0,05855	0,13398	-0,01252	-0,026	0,013	0,001931
37	2	0,02372	-0,00903	-0,01859	0,008729	-0,00242	-0,00305
37	3	-0,02143	0,11643	0,69832	-0,184	-0,134	0,029
38	1	-0,04927	0,13126	-0,06093	-0,02	0,011	-0,015
38	2	0,0213	-0,00837	0,00562	0,014	-0,00358	0,004675
38	3	-0,02204	0,11639	0,24595	-0,335	-0,101	-0,018
39	1	-0,08531	0,097	-0,05464	-0,025	0,004157	-0,00732
39	2	0,02067	-0,00728	-0,01479	0,005714	-0,00158	-0,00542
39	3	-0,03951	0,08462	2,65431	-0,066	-0,122	0,064
40	1	-0,05852	0,08367	-0,09457	-0,017	0,000111	-0,021
40	2	0,02366	-0,00877	-0,00077	0,008065	-0,00251	0,001856
40	3	-0,0168	0,0731	2,18634	-0,491	0,063	-0,072
41	1	-0,14391	0,01674	0,03006	-0,036	-0,028	-0,00144
41	2	0,00986	-0,01856	-0,01833	0,004989	0,000893	-0,00801
41	3	-0,12005	0,00146	2,24723	-0,018	-0,261	-0,00377
42	1	-0,10504	-0,01237	-0,0014	-0,041	-0,024	-0,041
42	2	0,01688	-0,02381	-0,00925	0,006411	-0,00078	0,000269

Pontos	Modo	U_1 (m/sec ²)	U_2 (m/sec ²)	U_3 (m/sec ²)	R_1 (rad/sec ²)	R_2 (rad/sec ²)	R_3 (rad/sec ²)
42	3	-0,07676	-0,03105	2,07887	-0,311	0,098	-0,033
43	1	-0,19876	-0,08126	0,15195	0,012	-0,00886	-0,00391
43	2	0,00117	-0,0362	-0,02574	0,003003	-0,00158	-0,00386
43	3	-0,18663	-0,10101	2,98143	0,491	-0,061	-0,074
44	1	-0,16743	-0,0968	0,15306	-0,013	0,003152	-0,033
44	2	0,00612	-0,03867	-0,01642	0,005559	-0,00277	-0,00208
44	3	-0,16168	-0,11367	3,28662	-0,081	0,194	0,058
45	1	-0,20862	-0,13697	0,0577	0,04	0,013	0,012
45	2	0,00062	-0,04306	-0,01409	0,0049	-0,0025	-0,00196
45	3	-0,17899	-0,14743	0,48279	0,431	0,173	-0,00358
46	1	-0,19682	-0,14039	0,10656	0,023	0,018	-0,03
46	2	0,00126	-0,04326	-0,00234	0,006822	-0,00294	-0,00019
46	3	-0,17884	-0,1477	0,98838	0,187	0,231	0,013
47	1	-0,20364	-0,14617	-0,04317	0,015	0,027	0,026
47	2	0,00236	-0,04016	-0,00969	0,004282	0,000343	0,000535
47	3	-0,16845	-0,13924	-0,0399	0,137	0,024	0,025
48	1	-0,20583	-0,14607	-0,01158	0,032	0,026	-0,024
48	2	0,00014	-0,03997	-0,00035	0,007331	6,48E-05	0,001518
48	3	-0,176	-0,13863	0,20501	0,102	0,024	-0,019
49	1	-0,20109	-0,12905	-0,24869	-0,111	0,124	0,028
49	2	0,00293	-0,03246	-0,02667	-0,016	0,019	0,001598
49	3	-0,16645	-0,11297	-0,12583	0,061	0,005012	0,028
50	1	-0,21351	-0,13025	-0,35222	-0,00212	0,131	-0,00654
50	2	-0,00113	-0,03284	-0,04234	-0,00075	0,02	0,004174
50	3	-0,17791	-0,11407	0,00858	0,071	0,005793	-0,018
51	1	-0,21076	-0,092	-1,50143	-0,37	0,277	-0,00145
51	2	0,00054	-0,02154	-0,23722	-0,064	0,049	-0,00259
51	3	-0,17146	-0,07729	-0,07525	0,068	-0,028	0,028
52	1	-0,23157	-0,09783	-1,69665	-0,00436	0,373	0,032
52	2	-0,00482	-0,02304	-0,27256	-0,0033	0,065	0,009968
52	3	-0,18595	-0,08143	0,03307	0,059	-0,03	-0,016
53	1	-0,23309	-0,03897	-3,71525	0,041	-0,292	-0,019
53	2	-0,0048	-0,00879	-0,6374	0,00458	-0,048	-0,00525
53	3	-0,18627	-0,03201	0,25385	0,042	0,012	0,03
54	1	-0,25552	-0,04994	-3,39627	0,491	-0,09	0,046
54	2	-0,00994	-0,0113	-0,58404	0,083	-0,013	0,012
54	3	-0,20322	-0,04041	0,28463	-0,00622	-0,00952	-0,015
55	1	0	0	0	0,087	-0,113	0,009782
55	2	0	0	0	-0,57	0,74	-0,00855
55	3	0	0	0	-0,016	0,021	0,003325
56	1	0	0	0	0,097	-0,119	0,008356

Pontos	Modo	U_1 (m/sec ²)	U_2 (m/sec ²)	U_3 (m/sec ²)	R_1 (rad/sec ²)	R_2 (rad/sec ²)	R_3 (rad/sec ²)
56	2	0	0	0	-0,64	0,787	-0,00749
56	3	0	0	0	-0,019	0,023	0,00285
88	1	-0,25958	0	0	0,602	-0,741	0,004619
88	2	-0,01055	0	0	0,104	-0,128	0,000999
88	3	-0,21658	0	0	-0,054	0,068	0,005415
89	1	-0,27088	0	0	0,535	-0,695	0,014
89	2	-0,01307	0	0	0,093	-0,12	0,003151
89	3	-0,22766	0	0	-0,051	0,067	0,015
111	1	0	0	0	0,081	-0,114	-0,00788
111	2	0	0	0	-0,529	0,749	0,007258
111	3	0	0	0	-0,014	0,021	-0,00246
333	1	-0,26406	0	0	0,498	-0,704	0,008277
333	2	-0,01155	0	0	0,086	-0,122	0,001895
333	3	-0,22097	0	0	-0,048	0,067	0,007391

Quadro 8.10 – Acelerações do segundo modelo

Pontos	Modo	U_1 (m/sec ²)	U_2 (m/sec ²)	U_3 (m/sec ²)	R_1 (rad/sec ²)	R_2 (rad/sec ²)	R_3 (rad/sec ²)
1	1	0,00000	0,00000	0,00000	-1,155E-04	-8,651E-04	-1,098E-04
1	2	0,00000	0,00000	0,00000	-3,335E-04	-1,116E-03	4,160E-04
1	3	0,00000	0,00000	0,00000	9,455E-05	6,912E-04	5,942E-05
2	1	0,00000	0,00000	0,00000	-1,659E-06	-7,689E-04	-7,108E-05
2	2	0,00000	0,00000	0,00000	-2,027E-04	-1,681E-03	4,806E-04
2	3	0,00000	0,00000	0,00000	-1,620E-05	6,470E-04	2,170E-05
4	1	-0,00831	0,00077	-0,00396	1,756E-04	-8,380E-04	-9,885E-06
4	2	-0,01188	0,00109	-0,00544	-6,843E-05	-1,399E-03	6,186E-04
4	3	0,00668	-0,00062	0,00316	-1,344E-04	6,820E-04	-2,495E-05
5	1	-0,00814	0,00075	-0,00328	-1,683E-05	-8,183E-04	-8,713E-05
5	2	-0,01409	0,00129	-0,00568	-3,689E-04	-1,382E-03	4,768E-04
5	3	0,00666	-0,00062	0,00268	4,959E-05	6,642E-04	5,169E-05
6	1	-0,00762	0,00071	-0,00347	-1,933E-04	-7,998E-04	-1,635E-04
6	2	-0,01566	0,00144	-0,00741	-7,088E-04	-1,361E-03	3,479E-04
6	3	0,00626	-0,00059	0,00308	2,374E-04	6,456E-04	1,327E-04
7	1	0,00000	0,00000	0,00000	5,605E-04	-3,064E-08	-8,772E-08
7	2	0,00000	0,00000	0,00000	-5,221E-04	9,872E-08	2,230E-07
7	3	0,00000	0,00000	0,00000	-3,906E-04	1,738E-08	5,436E-08
8	1	0,00000	0,00000	0,00000	-9,982E-08	-8,932E-09	7,069E-05
8	2	0,00000	0,00000	0,00000	-4,917E-07	-4,862E-08	9,802E-04
8	3	0,00000	0,00000	0,00000	9,570E-08	7,648E-09	-1,064E-04
9	1	-0,00793	0,00074	-0,00327	-1,294E-04	-8,057E-04	-1,352E-04
9	2	-0,01496	0,00138	-0,00633	-5,763E-04	-1,374E-03	3,936E-04

Pontos	Modo	U_1 (m/sec ²)	U_2 (m/sec ²)	U_3 (m/sec ²)	R_1 (rad/sec ²)	R_2 (rad/sec ²)	R_3 (rad/sec ²)
9	3	0,00651	-0,00061	0,00276	1,664E-04	6,521E-04	1,020E-04
10	1	-0,00827	0,00077	-0,00350	1,013E-04	-8,311E-04	-3,869E-05
10	2	-0,01307	0,00120	-0,00538	-1,749E-04	-1,389E-03	5,640E-04
10	3	0,00671	-0,00063	0,00281	-6,611E-05	6,757E-04	2,801E-06
13	1	-0,00604	0,00047	-0,00247	-7,444E-05	-7,914E-04	-1,107E-04
13	2	-0,01089	0,00062	-0,00453	-4,536E-04	-1,492E-03	4,390E-04
13	3	0,00496	-0,00029	0,00206	9,929E-05	6,493E-04	7,271E-05
16	1	-0,00613	0,00077	-0,00256	2,608E-05	-8,453E-04	-6,710E-05
16	2	-0,01021	0,00107	-0,00418	-2,517E-04	-1,279E-03	5,159E-04
16	3	0,00500	-0,00060	0,00207	-4,048E-06	6,816E-04	2,785E-05
17	1	0,00000	0,00000	0,00000	8,696E-04	-8,975E-08	5,590E-07
17	2	0,00000	0,00000	0,00000	-1,626E-03	2,301E-07	-9,301E-07
17	3	0,00000	0,00000	0,00000	-4,098E-04	-5,273E-08	-4,165E-07
18	1	0,00000	0,00000	0,00000	7,480E-05	-1,860E-04	3,401E-04
18	2	0,00000	0,00000	0,00000	2,715E-04	2,174E-03	-3,648E-04
18	3	0,00000	0,00000	0,00000	-6,084E-04	-2,617E-03	-5,680E-04
20	1	-0,00081	0,00007	0,00051	2,082E-04	5,476E-05	3,976E-04
20	2	0,02040	-0,00189	-0,00972	-4,472E-04	2,000E-03	-1,755E-04
20	3	-0,02759	0,00250	0,01260	-5,129E-05	-3,121E-03	-1,002E-03
21	1	0,00074	-0,00008	-0,00030	2,171E-04	5,502E-05	3,864E-04
21	2	0,01944	-0,00180	-0,00793	-1,693E-05	1,959E-03	-3,479E-04
21	3	-0,03109	0,00283	0,01267	-6,861E-04	-3,065E-03	-7,203E-04
22	1	0,00226	-0,00022	-0,00119	2,407E-04	5,392E-05	3,843E-04
22	2	0,01764	-0,00164	-0,00814	3,986E-04	1,920E-03	-5,280E-04
22	3	-0,03330	0,00304	0,01583	-1,351E-03	-3,006E-03	-4,550E-04
23	1	0,00000	0,00000	0,00000	1,105E-04	3,195E-04	3,441E-04
23	2	0,00000	0,00000	0,00000	-5,234E-05	1,743E-03	-2,612E-04
23	3	0,00000	0,00000	0,00000	-2,607E-04	-3,602E-03	-7,234E-04
24	1	0,00000	0,00000	0,00000	2,345E-09	2,669E-08	5,402E-04
24	2	0,00000	0,00000	0,00000	2,546E-07	7,659E-08	-6,162E-06
24	3	0,00000	0,00000	0,00000	-3,809E-07	-1,981E-07	-1,719E-03
25	1	-0,00003	-0,00001	0,00011	2,102E-04	5,456E-05	3,934E-04
25	2	0,02002	-0,00185	-0,00857	-2,709E-04	1,983E-03	-2,457E-04
25	3	-0,02950	0,00268	0,01227	-3,059E-04	-3,098E-03	-8,886E-04
26	1	0,00150	-0,00015	-0,00073	2,296E-04	5,494E-05	3,855E-04
26	2	0,01864	-0,00173	-0,00779	2,314E-04	1,935E-03	-4,555E-04
26	3	-0,03235	0,00295	0,01386	-1,078E-03	-3,031E-03	-5,631E-04
27	1	-0,00009	0,00099	0,00723	-1,968E-03	-3,726E-04	3,430E-04
27	2	0,00116	-0,00650	0,06456	1,000E-02	-1,632E-03	-2,740E-03
27	3	0,00182	-0,00542	-0,22617	-1,100E-02	6,894E-03	7,443E-04
28	1	-0,00097	0,00055	0,00284	-2,625E-03	-7,021E-04	6,914E-04

Pontos	Modo	U_1 (m/sec ²)	U_2 (m/sec ²)	U_3 (m/sec ²)	R_1 (rad/sec ²)	R_2 (rad/sec ²)	R_3 (rad/sec ²)
28	2	0,00538	-0,00443	0,08280	1,100E-02	-9,160E-04	-2,081E-03
28	3	0,00510	-0,00380	-0,23866	-8,289E-03	7,954E-03	-4,367E-03
29	1	0,00024	0,00009	-0,00005	1,986E-04	1,578E-05	3,821E-04
29	2	0,01478	-0,00186	-0,00626	-1,571E-04	2,010E-03	-2,801E-04
29	3	-0,02264	0,00230	0,00938	-4,264E-04	-3,014E-03	-8,045E-04
30	1	-0,00083	0,00455	0,00886	-4,562E-03	-1,179E-04	9,081E-04
30	2	0,00518	-0,01876	0,00926	1,100E-02	9,310E-03	-3,143E-03
30	3	0,00478	-0,01353	-0,09444	8,458E-03	-2,300E-02	-7,510E-04
31	1	-0,00285	0,00399	-0,00012	-5,089E-03	-2,776E-04	1,183E-03
31	2	0,01079	-0,01717	0,03570	1,200E-02	9,604E-03	-2,724E-03
31	3	0,00795	-0,01263	-0,08803	1,100E-02	-2,200E-02	-2,736E-03
32	1	0,00089	0,00006	-0,00042	2,177E-04	9,595E-05	3,773E-04
32	2	0,01427	-0,00112	-0,00592	1,414E-04	1,908E-03	-4,045E-04
32	3	-0,02394	0,00136	0,01008	-9,095E-04	-3,123E-03	-6,125E-04
33	1	-0,00151	0,01028	0,01002	-7,172E-03	8,965E-04	1,341E-03
33	2	0,00775	-0,03238	-0,01981	1,900E-02	2,723E-03	-2,995E-03
33	3	0,00625	-0,02026	-0,03292	9,655E-03	-1,200E-02	-1,319E-03
34	1	-0,00426	0,01004	-0,00369	-7,390E-03	8,501E-04	1,421E-03
34	2	0,01349	-0,03185	0,01715	2,000E-02	2,840E-03	-2,930E-03
34	3	0,00881	-0,02002	-0,01590	1,000E-02	-1,200E-02	-1,531E-03
35	1	-0,00123	0,01731	0,00964	-1,000E-02	3,541E-03	1,731E-03
35	2	0,00796	-0,04559	-0,03395	2,600E-02	-3,795E-03	-2,798E-03
35	3	0,00661	-0,02547	0,00401	1,100E-02	-1,000E-02	-9,431E-04
36	1	-0,00444	0,01761	-0,01037	-1,000E-02	3,460E-03	1,660E-03
36	2	0,01335	-0,04608	0,01548	2,600E-02	-3,697E-03	-2,898E-03
36	3	0,00851	-0,02564	0,02653	1,100E-02	-1,000E-02	-1,064E-03
37	1	0,00052	0,02526	0,00680	-1,400E-02	7,605E-03	1,977E-03
37	2	0,00639	-0,05719	-0,03947	3,000E-02	-1,000E-02	-2,001E-03
37	3	0,00662	-0,02886	0,04926	9,401E-03	-1,600E-02	1,258E-04
38	1	-0,00306	0,02627	-0,02121	-1,300E-02	7,335E-03	1,861E-03
38	2	0,01062	-0,05838	0,01979	3,000E-02	-9,954E-03	-2,271E-03
38	3	0,00748	-0,02910	0,07382	8,628E-03	-1,600E-02	-9,089E-04
39	1	0,00411	0,03399	-0,00060	-1,600E-02	1,100E-02	2,042E-03
39	2	0,00459	-0,06509	-0,03973	3,300E-02	-8,474E-03	-8,602E-04
39	3	0,00751	-0,02938	0,12704	1,200E-02	-7,856E-03	1,887E-03
40	1	0,00035	0,03585	-0,03653	-1,500E-02	1,100E-02	2,172E-03
40	2	0,00655	-0,06606	0,02429	3,300E-02	-8,433E-03	-1,163E-03
40	3	0,00681	-0,02903	0,15426	1,100E-02	-7,625E-03	-9,891E-04
41	1	0,00877	0,04221	0,00173	-1,900E-02	1,200E-02	1,949E-03
41	2	0,00553	-0,06639	-0,10582	3,300E-02	-7,263E-03	-1,187E-03
41	3	0,01020	-0,02552	0,08489	1,900E-02	9,406E-03	-1,028E-03

Pontos	Modo	U_1 (m/sec ²)	U_2 (m/sec ²)	U_3 (m/sec ²)	R_1 (rad/sec ²)	R_2 (rad/sec ²)	R_3 (rad/sec ²)
42	1	0,00600	0,04429	-0,04011	-1,900E-02	1,100E-02	1,479E-03
42	2	0,00428	-0,06545	-0,04645	3,400E-02	-7,667E-03	2,526E-03
42	3	0,00783	-0,02374	0,10363	1,900E-02	9,612E-03	3,978E-03
43	1	0,01080	0,04799	0,00743	-2,300E-02	9,811E-03	4,886E-04
43	2	0,01101	-0,06085	-0,13480	2,700E-02	-1,700E-02	2,756E-03
43	3	0,01545	-0,01847	-0,02787	1,400E-02	4,765E-03	1,762E-03
44	1	0,00985	0,04847	-0,03994	-2,300E-02	9,491E-03	8,088E-04
44	2	0,00741	-0,05907	-0,07376	2,800E-02	-1,700E-02	1,062E-03
44	3	0,01220	-0,01686	-0,00609	1,500E-02	4,398E-03	1,932E-03
45	1	0,00999	0,04844	0,01194	-2,600E-02	5,776E-03	-4,342E-04
45	2	0,01509	-0,05060	-0,07014	2,300E-02	-1,900E-02	2,431E-03
45	3	0,01823	-0,01044	-0,01577	5,112E-03	-5,510E-03	1,539E-03
46	1	0,01081	0,04821	-0,03851	-2,600E-02	5,695E-03	-1,559E-04
46	2	0,01076	-0,04938	-0,01812	2,400E-02	-1,900E-02	2,018E-03
46	3	0,01534	-0,00962	-0,00266	6,122E-03	-5,832E-03	1,621E-03
47	1	0,00882	0,04490	0,02084	-2,600E-02	4,091E-04	-1,099E-03
47	2	0,01719	-0,03934	-0,02755	2,100E-02	-1,100E-02	2,395E-03
47	3	0,01922	-0,00372	0,00097	1,929E-03	-4,185E-03	1,234E-03
48	1	0,01078	0,04473	-0,02820	-2,600E-02	4,323E-04	-9,728E-04
48	2	0,01265	-0,03892	0,01376	2,100E-02	-1,100E-02	2,402E-03
48	3	0,01681	-0,00349	0,00572	2,196E-03	-4,258E-03	1,310E-03
49	1	0,00855	0,03911	0,03446	-2,200E-02	-5,532E-03	-1,405E-03
49	2	0,01719	-0,02797	0,00785	1,700E-02	-7,760E-03	2,428E-03
49	3	0,01905	0,00180	0,01624	2,189E-04	-4,844E-03	1,027E-03
50	1	0,01119	0,03936	-0,00781	-2,200E-02	-5,435E-03	-1,574E-03
50	2	0,01272	-0,02839	0,03724	1,600E-02	-7,890E-03	2,225E-03
50	3	0,01711	0,00163	0,01565	-1,973E-04	-4,891E-03	7,946E-04
51	1	0,00963	0,03156	0,06248	-1,600E-02	-1,200E-02	-1,482E-03
51	2	0,01520	-0,01691	0,05182	1,300E-02	-1,000E-02	2,806E-03
51	3	0,01810	0,00602	0,04472	7,897E-04	-1,000E-02	1,193E-03
52	1	0,01294	0,03250	0,02908	-1,500E-02	-1,100E-02	-2,261E-03
52	2	0,01095	-0,01811	0,06827	1,100E-02	-1,100E-02	1,701E-03
52	3	0,01675	0,00564	0,04029	-1,129E-04	-1,100E-02	3,740E-05
53	1	0,01277	0,02205	0,11310	-1,500E-02	2,650E-03	-1,765E-03
53	2	0,01128	-0,00636	0,12111	-5,490E-04	5,722E-03	3,323E-03
53	3	0,01690	0,00859	0,11001	-6,446E-03	3,422E-03	1,442E-03
54	1	0,01678	0,02403	0,08957	-1,400E-02	3,615E-03	-3,036E-03
54	2	0,00729	-0,00834	0,12169	-2,933E-03	4,758E-03	1,164E-03
54	3	0,01620	0,00824	0,10015	-7,357E-03	3,210E-03	-8,841E-04
55	1	0,00000	0,00000	0,00000	1,891E-04	-2,213E-03	8,035E-05
55	2	0,00000	0,00000	0,00000	1,218E-03	-1,300E-02	-1,088E-03

Pontos	Modo	U_1 (m/sec ²)	U_2 (m/sec ²)	U_3 (m/sec ²)	R_1 (rad/sec ²)	R_2 (rad/sec ²)	R_3 (rad/sec ²)
55	3	0,00000	0,00000	0,00000	-4,713E-03	5,200E-02	-1,200E-03
56	1	0,00000	0,00000	0,00000	4,847E-05	-1,798E-03	6,353E-05
56	2	0,00000	0,00000	0,00000	1,651E-03	-1,400E-02	-9,207E-04
56	3	0,00000	0,00000	0,00000	-4,756E-03	5,200E-02	-1,031E-03
88	1	0,02254	0,00000	0,00000	-2,222E-03	2,000E-02	-2,426E-03
88	2	0,00564	0,00000	0,00000	-2,381E-03	2,800E-02	2,252E-03
88	3	0,01847	0,00000	0,00000	-2,197E-03	2,300E-02	2,878E-04
89	1	0,02647	0,00000	0,00000	-1,693E-03	1,800E-02	-3,032E-03
89	2	0,00203	0,00000	0,00000	-2,587E-03	2,900E-02	2,811E-03
89	3	0,01803	0,00000	0,00000	-2,051E-03	2,300E-02	3,577E-04
111	1	0,00000	0,00000	0,00000	2,561E-04	-2,164E-03	-5,747E-05
111	2	0,00000	0,00000	0,00000	9,807E-04	-1,300E-02	8,332E-04
111	3	0,00000	0,00000	0,00000	-4,586E-03	5,200E-02	9,615E-04
333	1	0,02441	0,00000	0,00000	-1,411E-03	1,900E-02	-2,796E-03
333	2	0,00392	0,00000	0,00000	-2,641E-03	2,900E-02	2,528E-03
333	3	0,01826	0,00000	0,00000	-1,932E-03	2,300E-02	2,793E-04

9

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

9.1. CONCLUSÕES SOBRE A ANÁLISE ESTÁTICA

A análise estática passou por todos os pontos mais relevantes, desde o tabuleiro até às fundações. Apesar do dimensionamento efectuado, pode-se falar que se trata de um pré-dimensionamento tendo em conta a quantidade de factores dos quais a ponte é dependente.

A um nível mais específico, ficou bem patente o nível de interdependência dos esforços na ponte. Numa ponte tudo está interligado e nada é independente.

Mais uma conclusão importante, remete-se ao facto de ter ficado provado que a madeira tem capacidade para se afirmar como material para construção, principalmente na concretização destes tipo de pontes com grande versatilidade de adequação e integração estética na Natureza. Na Fig.9.1 ilustra-se o produto de todas as considerações, dimensionamentos e verificações (ver desenhos finais no Anexo A2):



Fig.9.1 – Modelo 3D final

9.2. CONCLUSÕES SOBRE A ANÁLISE DINÂMICA

A análise dinâmica demonstrou-se muito dependente da definição dos cabos. O primeiro modelo criado com cabos de geometria rectilínea tem frequências que se aproximam dos valores esperados para as pontes pedonais, mas encontra-se longe dos valores aceitáveis de conforto para os peões.

Já o segundo modelo apresenta um bom desempenho estático e em termos de acelerações apresenta valores muito baixos que implicam vibrações praticamente imperceptíveis aos peões. A nível de frequências evidencia valores muito baixos claramente inferiores ao esperado para este tipo de ponte.

Seria necessário um modo de aferição dos modelos, para encontrar um “meio-termo” entre a estática e a dinâmica, apontando para um trabalho posterior a necessidade de um outro tipo de modelação dinâmica do tabuleiro e torres e cabos flexíveis com muito maior rigor.

9.3. SUGESTÕES

O modelo utilizado é uma análise macroscópica com os elementos estruturais principais. Sugerem-se análises de detalhes de pormenores construtivos que possam despoletar outros problemas de análise e por sua vez ajudar a implementar uma melhor modelação.

Perante valores de deformações elevados, podia ser considerada a alteração das cordas para cabos de aço, diminuindo consequentemente os deslocamentos, devido ao elevado módulo de elasticidade do aço.

BIBLIOGRAFIA

- AAsho, (1991). *Guide Specifications for the design of stress-laminated wood decks*. Washington, DC: American Association Of State Highway and Transportation Officials.
- Ache, (2007). *Manual de Tirantes*. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.
- Bachmann, H. (1995). *Vibration Problems in Structures*. Birkhauser, Basel.
- Bachmann, H. (1987). *Vibration Problems in Structures, Induced by Man and Machines*. IABSE, Zurich.
- Barros, RC, *Algumas noções sobre blocos de fundações, espigas e ancoragens para uso no projecto de alguns tipos de pontes e estruturas especiais*, Relatório Técnico Interno (46p.) desenvolvido na Secção de Estruturas, do grupo Científico-Pedagógico de Estruturas e Materiais, Porto, Março-Abril de 2001.
- Blass HJ, e tal., *Timber engineering –step 1 and step 2*, 2 volumes, 1995.
- EN 338, *Structural Timber: strength classes*, 2006.
- EN 1995, *Design of timber structures*, Eurocode 5 (EC5), European Committee for Standardization, Brussels, 2005.
- EN 1998, *Design of Structures for Earthquake Resistance*, Eurocode 8 (EC8), European Committee for Standardization, Brussels, 2003.
- EN 1992, *Design of Steel Structures*, Eurocode 3 (EC3), European Committee for Standardization, Brussels, 2003.
- Lopes, GM, Carvalho, NRF, Mata, RC, Barros, RC, Teixeira, FF, Mariz, MCG, (2008). *Modelo Estrutural Simplificado para a Análise de Coberturas Cilíndricas Lamelares em Madeira*. Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, 2-4/09/2008, Maputo.
- Lopes, GM, Carvalho, NRF, Mata, RC, Barros, RC, Teixeira, FF, Mariz, MCG, (2008). *Aspectos Regulamentares de EC5 de Interesse para o Projecto de Abóbada Cilíndrica Lamelar de Madeira*. Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, 2-4/09/2008, Maputo.
- Lopes, GM, Carvalho, RC, Barros, RC, (2008). *Dimensionamento das Lamelas de Cobertura Cilíndrica Lamelar de Madeira segundo o EC5*. Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, 2-4/09/2008, Maputo.
- Lopes, GM, Carvalho, RC, Barros, RC, (2008). *Verificação das Ligações entre Lamelas de Cobertura Cilíndrica Lamelar de Madeira segundo o EC5*. Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, 2-4/09/2008, Maputo.
- Hollaway, L. (1993). *Polymer Composites For Civil and Structural Engineering*. Blackie Academic & Professional, Glasgow.
- Kermani, A., (1999). *Structural Timber Design*. Blackwell Science, Edimburgo.
- PFeil.W. (1994). *Estruturas de Madeira*. Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro.
- Pletz, E. (2003). *Passarela Estaiada com Tabuleiro de Madeira Laminada Protendida em Módulos curvos*. Dissertação de Doutoramento, Escola de Engenharia de S. Carlos da Universidade de S. Paulo.
- Ritter, M.A., (1990). *Timber bridges: design, construction, inspection and maintenance*. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Engineering Staff, EM 7700-8.

Ritter, M., et al (1995). *Recommended Construction Practices for Stress-Laminated Wood Bridge Decks*. International Wood Engineering Conference, 1996, 237, USA.

Shaw, A., O'Connor, C. (2000). *Bridge Loads, Na international perspective*, London.

<http://www.mekano4.com/mekano.php?lang=ES>. 20/05/2008.

<http://www.dywidag-systems.com/downloads/dsi-brochures/united-kingdom.html>. 20/05/2008.

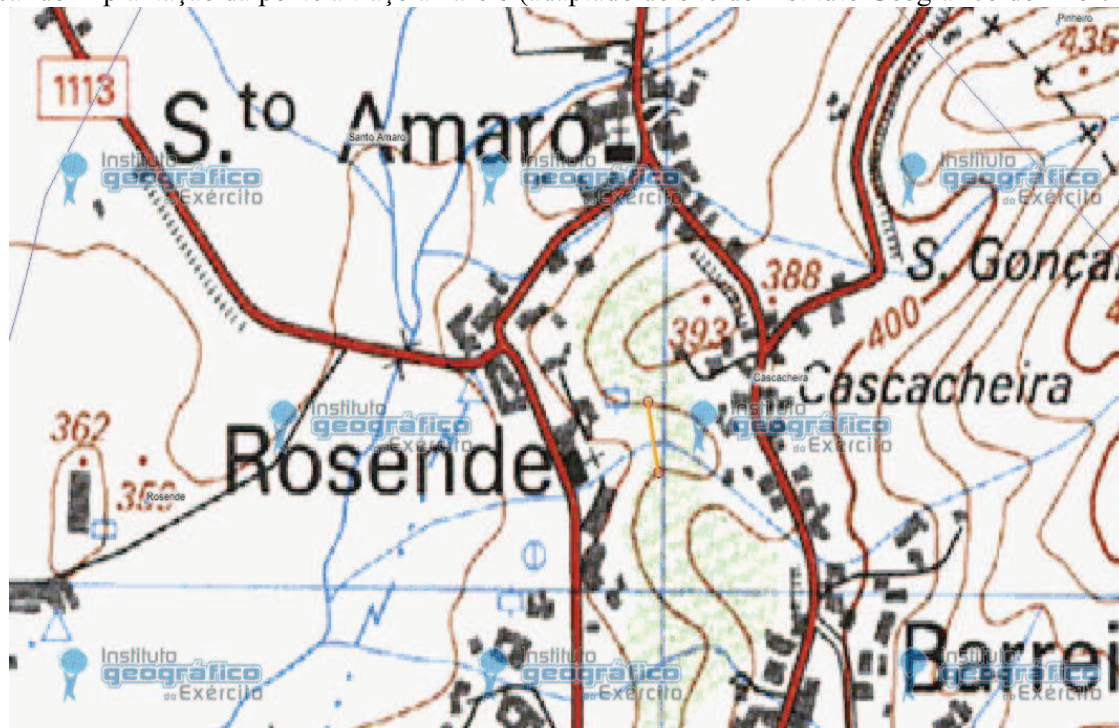
<http://www.oliveirasa.pt/PORT/fibr/fibr0008.html>. 12/04/2008.

<http://www.igeoe.pt/>. 18/08/2008.

Anexo A1

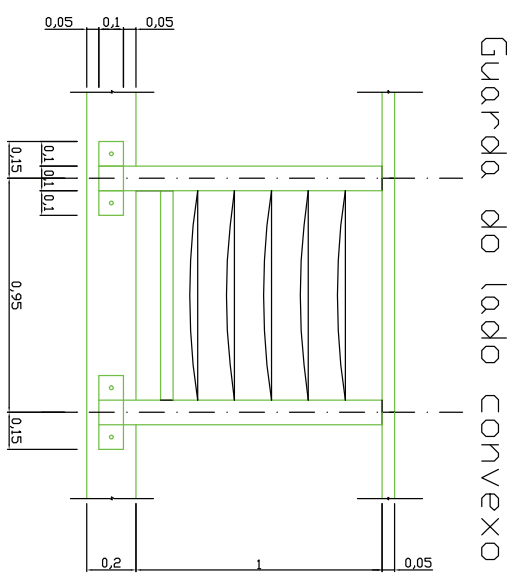
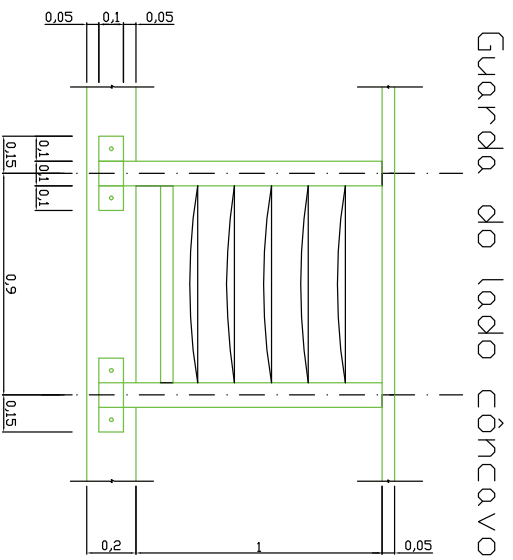
LOCALIZAÇÃO

Local de implantação da ponte a traço amarelo (adaptado do site do Instituto Geográfico do Exército):

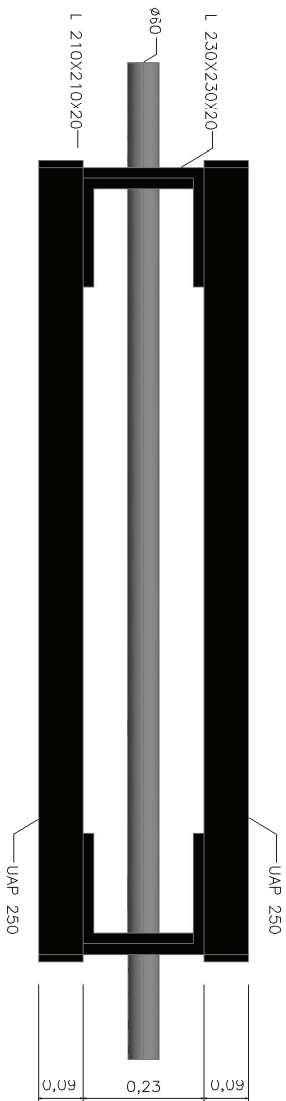


Anexo A2

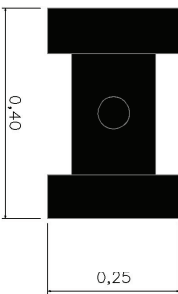
DESENHOS DE PROJECTO



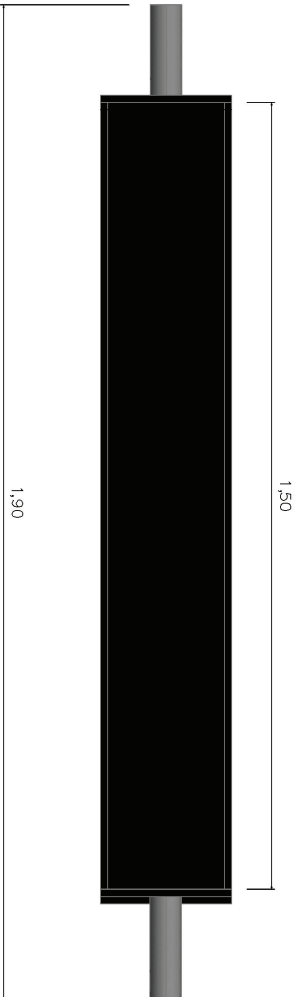
DATA: JULHO 2008	NOME: SUSANA MOREIRA	Nº 1
ESCALA: 1:20		
Secções adoptadas para os guarda-corpos		



VISTA DE CIMA

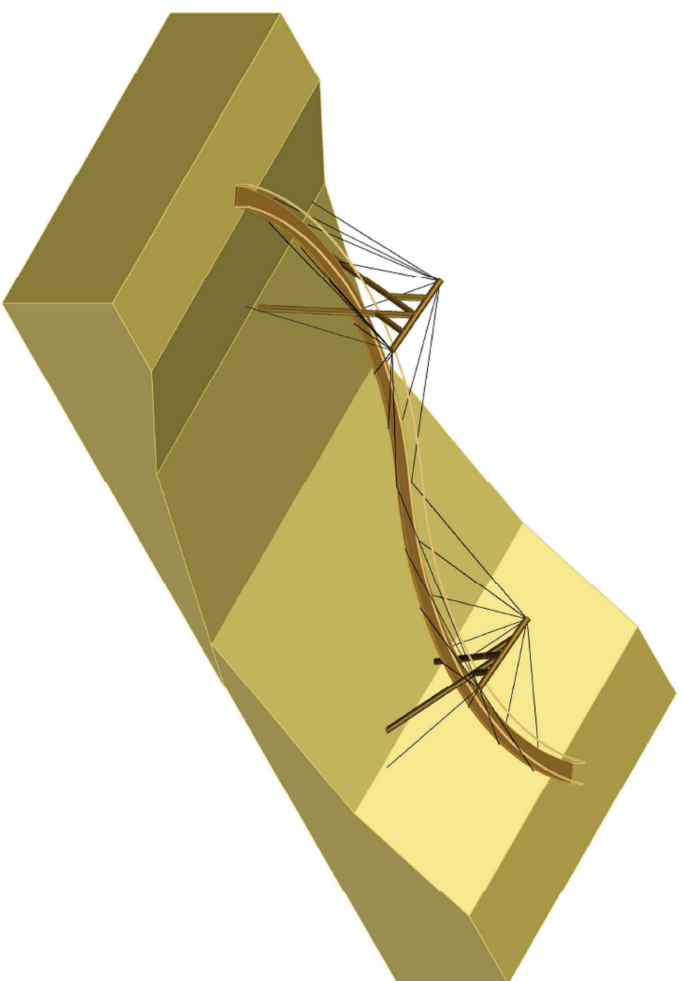


VISTA DE TOPO



VISTA DE FRENTE

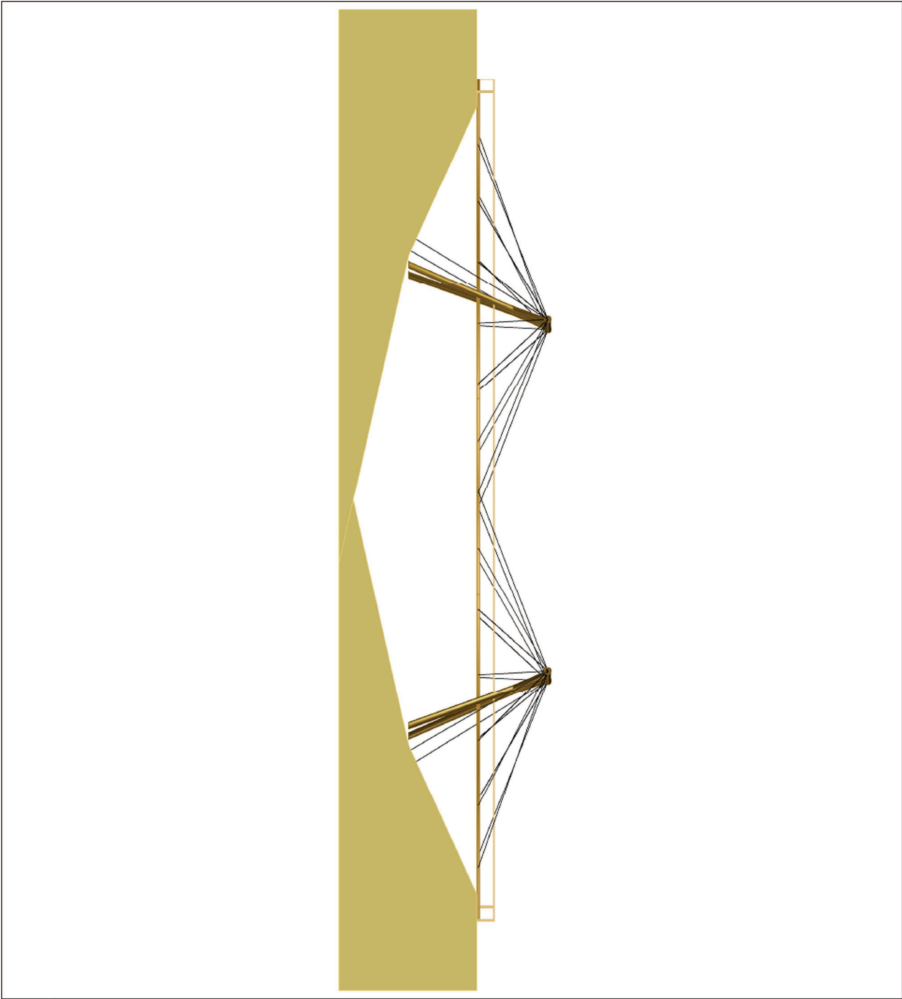
DATA: JULHO 2008	NOME:	Nº 1
ESCALA: 1:5	SISTEMA MÓDULO	
	FORNECEDOR DE LIGAÇÃO	
	ENTRE MÓDULOS	



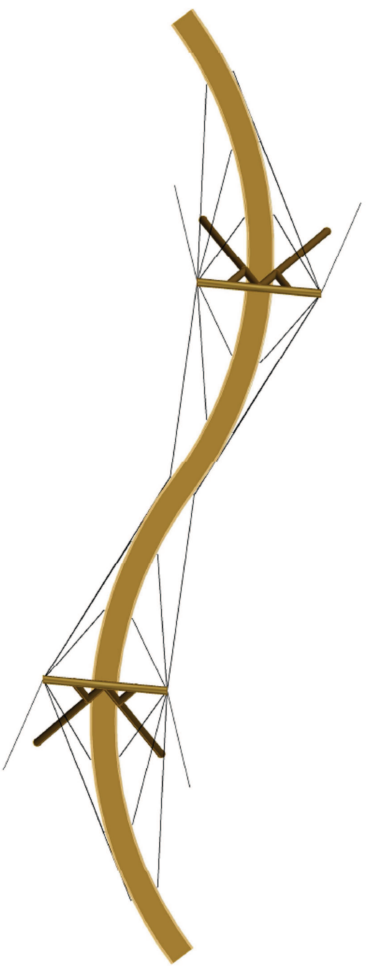
MODELO 3D

SUSANA MOREIRA

Nº1



ALÇADO	SUSANA MOREIRA	Nº2
--------	----------------	-----



PLANTA	SUSANA MOREIRA	Nº3
--------	----------------	-----