



PROJECTO DE ESTRUTURAS DE UMA PASSAGEM SUPERIOR EM MADEIRA

HÉLDER RODRIGUES PINTO

Outubro de 2013

**PROJECTO DE ESTRUTURAS DE UMA PASSAGEM
SUPERIOR EM MADEIRA**

HELDER RODRIGUES PINTO

Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em

Engenharia Civil – Ramo de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Engenheiro Alexandre Aníbal Costa

Co-orientador: Professor Engenheiro José Gouveia Lello

ISEP – Outubro de 2013

“Temos o destino que merecemos. O nosso destino está de acordo com os nossos méritos.”

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao meu Orientador, Prof. Dr. Eng.º Alexandre Aníbal Costa, por todo apoio e disponibilidade prestados quer a nível técnico quer pelo incentivo e preocupação manifestados em várias ocasiões;

Ao Professor Eng.º José Carlos de Almeida Lello pelo esclarecimento de questões relativas à escolha do tipo de arco e caracterização dos esforços devidos à mesma;

À empresa do programa de cálculo “Dlubal”, mais concretamente à equipa de suporte, pelas respostas rápidas às minhas questões;

Ao Eng.º João Leitão da empresa Solid Calc, representante da Dlubal em Portugal, pelo esclarecimento via Email e videoconferência às questões relativas ao programa Dlubal;

À minha namorada Filipa Baptista, pela infinita paciência, motivação e apoio que teve para comigo nos últimos anos do meu percurso académico;

Aos meus amigos e colegas do Instituto Superior de Engenharia do Porto, em especial ao Cristiano, Luís, Nuno, André, Ricardo, Fagner e Diogo agradeço o apoio, a troca de ideias, esclarecimentos, as sugestões e a companhia que ajudaram na realização deste trabalho;

À família Baptista e à empresa “SCAB” pelo apoio prestado ao longo do meu percurso académico;

À minha irmã Sandra Pinto, pela preocupação, ajuda e incentivo.

Aos meus pais, o maior agradecimento pelo apoio incondicional em todos os momentos e pelo investimento na minha educação e felicidade.

RESUMO

Este projecto visa um estudo de uma solução para uma ponte pedonal de Madeira Lamelada Colada (MLC) entre o Hospital Pedro Hispano e o Norte-Shopping, localizada na Senhor da Hora.

Inicialmente foram analisadas diversas variantes, com vários tipos de sistemas, sendo adoptada uma ponte formada por dois arcos, que se aproximam à medida que se afastam dos encontros unidos por contraventamentos em cruz. O tabuleiro encontra-se suspenso por tirantes e apoiados dos dois lados nos encontros.

Foi realizado uma pequena introdução histórica da utilização da madeira enquanto material de construção, a sua fabricação e os vários tipos de pontes pedonais em MLC. O uso da madeira em estruturas fez com que a abordagem do Eurocódigo 5 (EC5) tivesse uma maior importância.

A estrutura é modelada no programa de cálculo “DLUBAL” através de um modelo de barras tridimensional de modo a efectuar uma análise estática e dinâmica global, recorrendo-se para tal a normas e princípios gerais de verificação de segurança dos regulamentos Europeus, nomeadamente os Eurocódigos das várias especialidades.

Apresentam-se em anexo vários desenhos da ponte, desenhos das peças de ligação, o mapa de trabalhos e quantidades, ideias preliminares, dimensionamento e a escolha dos ligadores e por fim os diagramas de esforços dos elementos aos Estados-limite Último.

PALAVRAS-CHAVE: ponte pedonal, ponte em arco, madeira lamelada colada.

ABSTRACT

The objective of this work is a study of a solution for a glued laminated (glulam) pedestrian bridge between the Pedro Hispano hospital and the Norte-Shopping, in Senhora da Hora, Matosinhos.

Initially, several variants and types of structural systems were analysed. A bridge formed by two arches was selected, including cross bracing at the top. The deck is suspended by tension rods and simply supported on both sides.

A small introduction was performed about the historical use of wood as a material for construction, their fabrication, and the different types of footbridges made of glued laminated timber. The use of timber in structures, made the Eurocode 5 (EC5) have a great importance as a topic.

The structure was modelled with the program "Dlubal" based on a three-dimensional model of bars, so that a static and global dynamics analysis could be calculated, including verifications according to standards and principles of the European regulations, in particular the Eurocodes.

Several bridge blueprints and detail drawings are presented in the Annex, along with a bill of quantities, preliminary ideas, dimensioning and selection of connectors and finally the force diagrams for the ultimate limit states.

KEYWORDS: pedestrian bridge, arch bridge, glued laminated timber.

KURZFASSUNG

Ziel dieser Arbeit ist eine Studie, welche eine Lösung für eine Fußgängerbrücke aus Brettschichtholz zwischen dem Spital Pedro Hispano und dem Norte Shopping in Senhora da Hora aufweist.

Anfangs wurden diverse Systemen und Varianten analysiert, indem eine Brücke von zwei Bogen eingeführt worden ist; diese Bogen, die sich per kreuzversteifungs holme vereinen, approximieren sich, wenn sie sich von den Betonzträger entfernen. Das Deck befindet sich durch Zugstäbe Abgestützt und wird auf beiden Seiten von den Betonträger gestützt.

Es wurde eine kleine Einleitung über die historische Nutzung von Holz als Material für Konstruktion, seine Fabrikation und die verschiedenen Arten von Fußgängerbrücken aus Brettschichtholz realisiert. Auch wird eines der wichtigsten Themen in der Nutzung von Holz in Strukturen erwähnt: der Eurocode 5 (EC5).

Die Struktur wird im Kalkulationsprogramm „DLUBAL“ anhand eines dreidimensionalen Modells modelliert, sodass eine statische und globale Dynamik Analyse effektuiert werden können, die auf Standards und Grundsätze der Verifikation der Sicherheit des europäischen Reglements, insbesondere die Eurocodes der verschiedenen Fachgebieten, zurückgreifen.

Im Anhang wurden verschiedene Zeichnungen der Brücke präsentiert, wie Zeichnungen von Verbindungsteilen, Arbeitsbeschreibungen und Mengen, erste Entwürfe, Dimensionierung und Auswahl der Verbindungen und schließlich die Diagramme der Elemente im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

SCHLÜSSELWÖRTER: Fußgängerbrücke, Bogenbrücke, Brettschichtholz.

Índice Geral

1. Introdução	1
1.1. Motivações.....	1
1.2. Objectivos e justificações	2
1.3. Estrutura da dissertação.....	2
2. Estado da arte	5
2.1. A madeira em construções de pontes.....	5
2.2. Tipos de estruturas de pontes	6
2.2.1. Pontes em vigas (inferior e superior)	6
2.2.2. Pontes sobre apoios inclinados.....	9
2.2.3. Ponte mista (treliça e apoios inclinados).....	11
2.2.4. Pontes de treliça.....	12
2.2.5. Pontes em arco	13
2.2.6. Ponte Suspensa por pré-esforço.....	16
2.3. Pavimento de pontes	17
3. Descrição geral do projecto	19
3.1. Escolha do local	19
3.2. Condicionantes do local	21
3.3. Implantação da ponte.....	22

3.4. Escolha e definição da geometria da estrutura	24
3.4.1. Plataforma.....	26
3.4.2. Tabuleiro	27
3.4.3. Perfil longitudinal	29
3.4.4. Arco.....	30
3.4.5. Sistema de suspensão.....	33
3.4.6. Encontros e acessos.....	34
4. Materiais e secção dos elementos estruturais.....	37
4.1. Propriedades da Madeira Lamelada Colada GL24h.....	37
4.2. Propriedades e dimensionamento dos tirantes.....	39
4.3. Elementos estruturais	41
5. Quantificação das acções.....	43
5.1. Acções permanentes	43
5.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais.....	43
5.1.2. Restantes cargas permanentes.....	43
5.2. Acções Variáveis	44
5.2.1. Sobrecarga.....	44
5.2.2. Temperatura	47
5.2.3. Vento.....	48

5.2.4. Acção sísmica.....	56
5.3. Combinação de acções	61
5.3.1. Combinação de acções permanentes.....	62
5.3.2. Combinações STR (ELU)	62
5.3.3. Combinações de estados limites de serviço (ELS).....	63
Combinação característica (ELS)	63
Combinação quase-permanente.....	63
6. Regulamentação	65
6.1. Introdução	65
6.2. Critérios de verificação à segurança.....	66
6.3. Introdução ao Eurocódigo 5 (EC5).....	66
6.3.1. Definição das acções.....	68
6.3.2. Variáveis de dimensionamento.....	68
6.3.3. Classe de serviço e duração das acções	69
6.3.4. Duração das acções	69
6.3.5. Classe de serviço.....	70
6.3.6. Factor de modificação (k_{mod}).....	71
6.4. Estado limite Últimos.....	72
6.4.1. Tracção paralela às fibras	73

6.4.2. Compressão paralela ao fio	74
6.4.3. Compressão perpendicular às fibras	75
6.4.4. Flexão.....	76
6.4.5. Flexão composta.....	78
6.4.6. Corte	79
6.5. Estado limite de utilização.....	80
6.5.1. Estado limite de deformação	81
6.5.2. E.L. deslizamento	84
6.6. Comportamento ao fogo EN 1995-1-2.....	84
6.7. Pontes em madeira, segundo EN 1995-2.....	86
6.7.1. Verificação de vibrações	88
6.8. Dimensionamento de elementos de madeira lamelada colada	90
7. Ligações.....	95
7.1. Tipo de ligações para estruturas de madeira.....	95
7.2. Ligação metálicas (recorrem a ligadores)	95
7.2.1. Parafusos de enroscar	96
7.2.2. Parafusos de porca e cavilhas.....	100
7.3. Teoria de Johansen	103
8. Análise e verificação da segurança da estrutura	109

8.1. Modelos de análise.....	109
8.2. Programas de cálculo.....	109
8.3. Validação do modelo e programa de cálculo	110
8.4. Modelação dos elementos estruturais.....	113
8.5. Conjuntos de barras	114
8.6. Casos de carga e combinações de carga	116
8.6.1. Casos de carga	116
8.6.2. Acções	117
8.6.3. Regras de combinação	118
8.6.4. Combinações de acções.....	119
8.7. Verificação dos estados-limite dos elementos.....	120
8.7.1. Arco.....	121
8.7.2. Contraventamento do arco	128
8.7.3. Viga principal	132
8.7.4. Viga transversal.....	138
8.7.5. Contraventamento do tabuleiro.....	142
8.8. Verificação dos estados limite último dos elementos ao fogo.....	146
8.8.1. Arco.....	146
8.8.2. Contraventamento do arco	149

8.8.3. Viga principal	151
8.8.4. Viga transversal.....	153
8.8.5. Contraventamento do tabuleiro	155
8.9. Análise sísmica.....	156
8.10. Ligações metálicas	164
8.10.1. Ligação do arco ao encontro.....	165
8.10.2. Ligação da viga transversal à principal	174
9. Conclusões	177
Bibliografia.....	179
Anexos	183

Índice de Figuras

Figura 1.1 Saldome 2, Rheinfelen Suíça (Holz-Magazin, 2012)	1
Figura 2.1 Viga inferior (Moderne Holzbruecken, 2003)	7
Figura 2.2 Viga superior (Moderne Holzbruecken, 2003)	7
Figura 2.3 Viga inferior com contraventamentos (Moderne Holzbruecken, 2003).....	7
Figura 2.4 Ponte Langlaufburecke Pradella em Sucol na Suíça	8
Figura 2.5 Secção transversal da Ponte com a respectiva cotação.....	8
Figura 2.6 a) Sistema simples em triângulo simétrico; b) Sistema triplo (Pfeifer, 2008)	9
Figura 2.7 a) Ligação por entalhe; b) Ligação por chapas metálicas; c) ligação metálica/parafusos	10
Figura 2.8 Ligações tipo a fundação (Pfeifer, 2008)	10
Figura 2.9 Ponte Pedonal em Bad Duerrheim, Alemanha (Mucha, 1995)	11
Figura 2.10 Sistema estrutural e a respectiva cotação (Mucha, 1995)	11
Figura 2.11 a) Treliça mista simples; b) Treliça mista (Pfeifer, 2008).....	12
Figura 2.12 a. Treliça trapezoidal b. Treliça rectangular (Pfeifer, 2008)	12
Figura 2.13 Ponte tipo treliça sobre o rio Orke em Vöhl-Ederbringhausen (Gerold, 2001)	12
Figura 2.14 Ponte Bongossi em Uelzen (Alemanha) (D.Patzwahl, 2012)	13
Figura 2.15 Ponte Kintaikyo, Iwakuni, Japão (Dementia.pt, 2009).....	14
Figura 2.16 Arco inferior com tabuleiro superior (Mehlhorn, 2007).....	15
Figura 2.17 Arco superior com tabuleiro inferior (Mehlhorn, 2007).....	15
Figura 2.18 Arco com tabuleiro intermediário (Mehlhorn, 2007).....	15

Figura 2.19 Cabos pré-esforçados (Mucha, 1995)	16
Figura 2.20 Ponte sobre o Canal Main-Donau em Essing (Mucha, 1995)	16
Figura 2.21 Ponte sobre o Canal Main-Donau em Essing (Mucha, 1995)	17
Figura 2.22 Efeito principais do pavimento (Mehlhorn, 2007)	18
Figura 3.1 Local de implantação da ponte (em rosa)	19
Figura 3.2 Percursos Hospital-Norte Shopping.....	20
Figura 3.3 Local da implantação da ponte	21
Figura 3.4 Traçado da ponte	23
Figura 3.5 Implantação tipo da ponte pedonal.....	23
Figura 3.6 Escolha do tipo de arcos (Dlubal)	25
Figura 3.7 Arco e contraventamentos (Dlubal)	25
Figura 3.8 Finnforest- Plataforma Kerto "Q" (Finnforest, 2010)	27
Figura 3.9 Constituição do tabuleiro (Dlubal)	28
Figura 3.10 Contraventamentos do tabuleiro (Dlubal)	29
Figura 3.11 Perfil longitudinal da ponte (Dlubal)	30
Figura 3.12 Exemplo de ligação entre encontro e arco (Pfeifer, 2008)	30
Figura 3.13 Arco circular	31
Figura 3.14 Arco parabólico	31
Figura 3.15 Esforço axial no arco circular	32
Figura 3.16 Esforço axial do arco parabólico.....	32
Figura 3.17 Esforço de momentos no arco circular.....	32

Figura 3.18 Esforço de momentos no arco parabólico	32
Figura 3.19 Vista frontal do arco e tirantes (Dlubal).....	34
Figura 3.20 Encontro sudoeste junto ao hospital	34
Figura 3.21 Encontro nordeste junto ao norteshopping	35
Figura 4.1 GL 24h (Holzabb, 2013).....	38
Figura 4.2 Tirante da Halfen-Detan	40
Figura 5.1 Sobrecarga a considerar para modelos de carga que não o de carga em multidão (EC1-3, 1994)	45
Figura 5.2 Acções a considerar em caso de presença acidental de um veículo numa ponte pedonal.46	
Figura 5.3 Aplicação da temperatura positiva no Dlubal.....	48
Figura 5.4 Direcções das acções do vento em pontes (EC1-4 Figura 8.2)	52
Figura 5.5 Altura a considerar para $A_{ref,x}$ (EC1-4 Figura 8.5).....	53
Figura 5.6 Coeficiente de força $C_{f,x}$ para tabuleiros de pontes (EC1-4, 8.3.1).....	54
Figura 5.7 Coeficiente de forças para secções rectangulares com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades do elemento (EC1-4 Figura 7.23)	55
Figura 5.8 Espectro de resposta de cálculo Tipo 1	61
Figura 5.9 Espectro de resposta de cálculo Tipo 2.....	61
Figura 6.1 Metodologia de cálculo de estruturas de madeira (Negrão, et al., 2009)	67
Figura 6.2 Compressão perpendicular ao fio em apoio contínuo (a) e discreto (b)	76
Figura 6.3 Descarga directa de forças concentradas junto ao apoio (EC5-1.1, 2004).....	80
Figura 6.4 Esquematização das componentes da deformação (Negrão, et al., 2009).....	81

Figura 6.5. Seção de uma viga de madeira laminada colada, exposta ao fogo durante 30 minutos ..	85
Figura 6.6 Coeficiente <i>kvert</i> (EN 1995-2 Anexo B Figura B.1).....	89
Figura 6.7 Coeficiente k_{hor} segundo (EN 1995-2 Anexo B Figura B.2))	90
Figura 6.8 a) Viga de uma água; b) Viga de duas águas; c)Viga curva; d)Viga de duas águas com intradorso curvo (Negrão, et al., 2009).....	91
Figura 6.9 Zona do cume que corresponde a área sombreada (Negrão, et al., 2009)	92
Figura 6.10 Distribuição de tensões (Correia, 2009).....	92
Figura 7.1 Pregos (Bricolagetotal, 2010)	96
Figura 7.2 Parafusos de enroscar (Negrão, et al., 2009).....	96
Figura 7.3 Diâmetro nominal (Negrão, et al., 2009).....	97
Figura 7.4 Pormenor espaçamento parafusos, em alçado (Negrão, et al., 2009)	99
Figura 7.5 Pormenor espaçamento parafusos, em topo (Negrão, et al., 2009)	99
Figura 7.6 Pormenor espaçamento parafusos com inclinação, em topo (Negrão, et al., 2009).....	99
Figura 7.7 Disposições construtivas (Negrão, et al., 2009)	103
Figura 7.8 Modos de rotura de ligações de Madeira; (1) Corte Simples; (2) Corte Duplo (Correia, 2009)	104
Figura 7.9 Expressões de uma ligação ao corte, ao corte simples (1) e ao corte duplo (2)	105
Figura 7.10 Modos de rotura aço-madeira (EC5-1.1, 2004).....	107
Figura 8.1 Dlubal Arco parabólico (Dlubal).....	111
Figura 8.2 Diagrama de momentos flectores MY (Dlubal).....	111
Figura 8.3 Robot Arco parabólico (Robot Autodesk)	112

Figura 8.4 Diagrama de momentos flectores MY (Robot Autodesk)	112
Figura 8.5 Arco e contraventamentos (Dlubal).....	113
Figura 8.6 Tabuleiro (vigas principais, vigas transversais e contraventamentos) (Dlubal).....	114
Figura 8.7 Comprimentos efectivos - Conjunto de barras (Dlubal)	115
Figura 8.8 Contraventamento do Arco.....	115
Figura 8.9 Comprimento efectivo da barra nº 245 (Dlubal).....	116
Figura 8.10 Aproveitamento do Arco	121
Figura 8.11 Deslocamento máximo - Arco 1.....	124
Figura 8.12 Deslocamento máximo - Arco 2.....	127
Figura 8.13 Aproveitamento do Contraventamento do Arco	128
Figura 8.14 Deslocamento máximo - Contraventamento do arco.....	131
Figura 8.15 Aproveitamento da Longarina.....	132
Figura 8.16 Deslocamento máximo – Viga principal 1	134
Figura 8.17 Deslocamento máximo- Viga principal 2.....	137
Figura 8.18 Aproveitamento da Carlinga	138
Figura 8.19 Deslocamento máximo - Viga transversal	141
Figura 8.20 Aproveitamento do Tabuleiro	142
Figura 8.21 Deslocamento máximo - Contraventamento do tabuleiro	145
Figura 8.22 Aproveitamento do Arco	148
Figura 8.23 Aproveitamento do contraventamento do arco	150
Figura 8.24 Aproveitamento da viga principal.....	152

Figura 8.25 Aproveitamento da viga transversal.....	154
Figura 8.26 Aproveitamento do contraventamento do tabuleiro.....	156
Figura 8.27 Primeiro modo de vibração	158
Figura 8.28 Terceiro modo de vibração	162
Figura 8.29 Quarto modo de vibração.....	162
Figura 8.30 Sexto modo de vibração	163
Figura 8.31 Sétimo modo de vibração	163
Figura 8.32 Disposição geométrica dos parafusos no arco (mm).....	167
Figura 8.33 Disposição geométrica da chapa no arco (mm).....	167
Figura 8.34 Comprimentos das superfícies de rotura por corte (laterais) e por tracção (de topo)..	172
Figura 8.35 Representação da ligação "Alumidi 200"	175
Figura 8.36 Característica da ligação "Alumidi 200"	176
Figura 8.37 Distancias mínimas aconselhadas da ligação.....	176

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 Percursos existentes	20
Tabela 3.2 Percursos alternativos com ponte	20
Tabela 4.1 Propriedades da MLC GL 24h.....	38
Tabela 4.2 Propriedades dos elementos estruturais	41
Tabela 5.1 Grupos de carga de trafego segundo EC 1-2.....	47
Tabela 5.2 Altura total a considerar $A_{ref,x}$ (EC1-4 Quadro 8.1)	53
Tabela 5.3 Classe de importância para pontes (CEN, 2010)	57
Tabela 5.4 Características sísmicas: Espectro elástico horizontal	59
Tabela 5.5 Características sísmicas: Espectro elástico Vertical.....	60
Tabela 5.6 Coeficientes de redução (ψ) de acordo com o EC 0.....	64
Tabela 6.1 Duração das acções (Faria, 2009)	69
Tabela 6.2 Factor k_{mod} para MLC (EC5 3.1).....	71
Tabela 6.3 Comprimentos efectivos (1995-1-1, 2004)	78
Tabela 6.4 Deformações máximas (Faria, 2009).....	82
Tabela 6.5 Valor de k_{def} para as diferentes classes de serviço ((EC5-1.1, 2004)).....	83
Tabela 6.6 Valores de K_{ser}	84
Tabela 6.7 Coeficiente parcial de segurança (CEN, 2004).....	86
Tabela 6.8 Limite de deformação segundo EN195-2 7.2.....	88
Tabela 6.9 Volume tensionado na zona do cume.....	92

Tabela 7.1 Espaçamentos mínimos (Faria, 2009)	98
Tabela 7.2 Classes resistência de parafusos de porca (Faria, 2009)	100
Tabela 7.3 Espaçamentos mínimos de cavilhas e parafusos de porca (Faria, 2009)	102
Tabela 7.4 Máxima contribuição do efeito de arranque (1995-1-1, 2004).....	106
Tabela 8.1 Verificação das reacções do arco	112
Tabela 8.2 Casos de carga (Dlubal).....	117
Tabela 8.3 Quadro de conjugação das acções.....	118
Tabela 8.4 Regras de combinações (Dlubal).....	118
Tabela 8.5 Combinações possíveis	119
Tabela 8.6 Combinações mais desfavoráveis ELU – Arco 1	121
Tabela 8.7 Esforços Internos da barra 1.....	122
Tabela 8.8 Verificação da barra 1.....	123
Tabela 8.9 Combinação mais desfavorável ELS	124
Tabela 8.10 Deformações no Arco 1	124
Tabela 8.11 Verificação a deformação do Arco 1	125
Tabela 8.12 Combinações mais desfavoráveis ELU - Arco 2.....	125
Tabela 8.13 Esforços Internos.....	125
Tabela 8.14 Verificação da barra 37	126
Tabela 8.15 Combinação mais desfavorável ELS – Arco 2.....	127
Tabela 8.16 Deformação do Arco 2	127
Tabela 8.17 Verificação à deformação do Arco 2	128

Tabela 8.18 Combinação mais desfavorável ELU – Contraventamento do Arco	129
Tabela 8.19 Esforços internos da barra 246.....	129
Tabela 8.20 Verificação da barra 246	130
Tabela 8.21 Combinação mais desfavorável ELS – Contraventamento do Arco.....	131
Tabela 8.22 Deformações do Contraventamento do Arco	131
Tabela 8.23 Verificação à deformação do Contraventamento do Arco	132
Tabela 8.24 Combinação mais desfavorável ELU - Viga principal 1.....	132
Tabela 8.25 Esforços internos da barra 41	133
Tabela 8.26 Verificação da barra 41	133
Tabela 8.27 Combinação mais desfavorável ELS – Viga principal 1.....	133
Tabela 8.28 Deformações da Longarina 1.....	134
Tabela 8.29 Verificação à deformação da viga principal 1	134
Tabela 8.30 Combinação mais desfavorável ELU – Viga principal 2.....	135
Tabela 8.31 Esforços internos da barra 119.....	135
Tabela 8.32 Verificação da barra 119	136
Tabela 8.33 Combinação mais desfavorável ELS - Viga principal 2	137
Tabela 8.34 Deformações da Viga principal 2	137
Tabela 8.35 Verificação à deformação da viga principal 2	137
Tabela 8.36 Combinação mais desfavorável – Viga transversal	138
Tabela 8.37 Esforços internos da barra 42	139
Tabela 8.38 Verificação da barra 42.....	140

Tabela 8.39 Combinação mais desfavorável ELS – Viga transversal	141
Tabela 8.40 Deformações da viga transversal.....	141
Tabela 8.41 Verificação à deformação da viga transversal	141
Tabela 8.42 Combinação mais desfavorável ELU - Contraventamento do tabuleiro	142
Tabela 8.43 Esforços internos da barra 98	143
Tabela 8.44 Verificação da barra 98.....	144
Tabela 8.45 Combinação mais desfavorável ELS - Contraventamento do tabuleiro.....	145
Tabela 8.46 Deformações do Contraventamento do tabuleiro.....	145
Tabela 8.47 Verificação à deformação do Contraventamento do tabuleiro	146
Tabela 8.48 Parâmetros da acção do fogo	147
Tabela 8.49 Propriedade efectiva do arco.....	147
Tabela 8.50 Combinação mais desfavorável ELU - Arco	148
Tabela 8.51 Propriedade efectiva do contraventamento do arco.....	149
Tabela 8.52 Combinação mais desfavorável ELU - Contraventamento do arco	150
Tabela 8.53 Propriedade efectiva da viga principal.....	151
Tabela 8.54 Combinação mais desfavorável ELU - Viga principal.....	152
Tabela 8.55 Propriedade efectiva da viga transversal	153
Tabela 8.56 Combinação mais desfavorável ELU - Viga transversal	154
Tabela 8.57 Propriedade efectiva da Contraventamento do tabuleiro	155
Tabela 8.58 Combinação mais desfavorável ELU - Contraventamento do tabuleiro	156
Tabela 8.59 Número de modos segundo a análise modal.....	159

Tabela 8.60 Classe de Conforto (Vibrações em Pontes Pedonais, 2008)	161
Tabela 8.61 Esforços mais desfavoráveis nos encontros do arco.....	164
Tabela 8.62 Esforços mais desfavoráveis nas longarinas.....	164
Tabela 8.63 Esforços actuantes no arco.....	165
Tabela 8.64 Esforços actuantes característicos	166
Tabela 8.65 Características da chapa	168
Tabela 8.66 Características do parafuso	168
Tabela 8.67 Espaçamentos dos parafusos e espessuras entre chapas.....	169
Tabela 8.68 Espaçamentos mínimos e da ligação	172
Tabela 8.69 Esforços actuantes na viga transversal	174
Tabela 8.70 Esforços actuantes característicos	175

Índice de abreviaturas

A	Área da secção transversal;
A_{ef}	Área da secção transversal efectiva;
a_1	Espaçamento entre ligadores de uma fiada;
a_2	Espaçamento entre fiadas de ligadores;
$a_{3,c}$	Distância entre um ligador e o topo não carregado;
$a_{3,t}$	Distância entre um ligador e o topo carregado;
$a_{4,c}$	Distância entre um ligador e o bordo não carregado;
$a_{4,t}$	Distância entre um ligador e o bordo carregado;
α	Ângulo com a direcção das fibras;
b	Largura;
b_w	Largura de dispersão;
CEN	Comité Europeu para a Normalização;
d	Diâmetro;
d_1	Diâmetro da pré-furação de um ligador;
$E_{0,05}$	Quinto percentil do módulo de elasticidade;
E_d	Módulo de elasticidade de dimensionamento;
E_{mean}	Módulo de elasticidade médio;
EC5	Eurocódigo 5;

EN	Norma Europeia;
F	Força;
$F_{ax, Ed}$	Força de arranque aplicada a um ligador, de cálculo;
$F_{ax, Rd}$	Resistência de arranque aplicada a um ligador, de cálculo;
$F_{ax, Rk}$	Força de arranque aplicada a um ligador, característica;
$f_{ax, k}$	Resistência de arranque característica;
$f_{c, 0, d}$	Resistência de cálculo à compressão paralela às fibras;
$f_{c, 90, k}$	Resistência de cálculo à compressão perpendicular às fibras;
$f_{head, k}$	Resistência característica ao arranque da cabeça em pregos;
f_1	Frequência fundamental;
$f_{m, k}$	Resistência característica à flexão;
$f_{t, 0, k}$	Resistência característica à tração paralela às fibras;
$f_{t, 90, d}$	Resistência característica à tração perpendicular às fibras;
f_v, d	Resistência de cálculo ao corte;
GL## h	Madeira lamelada colada homogénea da classe ##;
GL## c	Madeira lamelada colada composta da classe ##;
h	Altura, profundidade;
h_{ef}	Altura efectiva;
k_{crit}	Factor utilizado para a encurvadura lateral;

k_{def}	Factor de deformação;
k_h	Factor de correcção da resistência para a altura;
k_m	Factor que considera a redistribuição de esforços de flexão numa secção;
k_{mod}	Factor de Modificação para a duração das cargas e teor de água;
k_r	Factor de redução;
k_{shape}	Factor dependente da forma da secção transversal;
k_{sys}	Factor de resistência do sistema;
k_{vol}	Factor de Volume;
LVL	Laminated Veneer Lumber;
l	Vão, comprimento;
l_{ef}	Comprimento efectivo;
MLC	Madeira Lamelada Colada;
m	Massa;
NP	Norma Portuguesa;
n_{40}	Número de frequências abaixo de 40 Hz;
n_{ef}	Número efectivo de ligadores;
OSB	Oriented Strand Board;
t	Espessura;
t_{pen}	Profundidade de cravação;

u_{creep}	Deformação por fluência;
u_{fin}	Deformação final;
u_{inst}	Deformação instantânea;
v	Velocidade de resposta unitária;
w_c	Contra flecha;
%Vol	Percentagem de Volume;
%Hum	Percentagem de Humidade.

1. Introdução

1.1. Motivações

Um dos primeiros materiais a ser usados pelo homem para a construção foi a madeira, devido a fácil obtenção, simples de trabalhar e por ser muito versátil. Era um material muito usado em coberturas e pisos de edifícios. Com a chegada de novos materiais, hoje em dia, a madeira passou para o terceiro plano face ao betão e ao aço. Com o aparecimento da Madeira Lamelada Colada (MLC), a madeira conseguiu revolucionar o mercado de hoje, tornando-se um material capaz de competir com os materiais actualmente utilizados e de satisfazer as necessidades dos projectistas que procuram uma abordagem mais inovadora.

Além dos factos mencionados anteriormente a motivação que levou à criação deste projecto foi o facto ser natural de Basileia, Suíça. Durante a minha vida estive sempre rodeado por estruturas megalómanas de madeiras, como por exemplo, a maior cúpula em madeira da Europa foi construída pela empresa “Häring AG” (Holz-Magazin, 2012) em Pratteln (Suíça). Como tal o interesse por estruturas de madeira foi sempre grande.



Figura 1.1 Saldome 2, Rheinfelden Suíça (Holz-Magazin, 2012)

1.2. Objectivos e justificações

O objectivo da dissertação é aplicar os conhecimentos obtidos da madeira lamelada colada para projectar uma ponte pedonal, realçando os pormenores necessários para o bom funcionamento deste tipo de estruturas e o que se pode realizar com este tipo de material.

A ponte pedonal tem como objectivo final a ligação do Hospital Pedro Hispano e do Norte Shopping na Senhora da Hora. Esta ligação irá permitir a fácil e rápida acessibilidade dos visitantes e funcionários do Hospital para o centro comercial, assim como para os residentes locais. Para a escolha do tipo de ponte, foram estudadas diferentes hipóteses para a sua construção.

Será apresentado ao longo deste projecto as várias fases de dimensionamento como peças desenhadas (Anexo A), mapa de quantidades (Anexo B) e ideias preliminares no Anexo C.

1.3. Estrutura da dissertação

A dissertação é constituída por 8 capítulos, incluindo este capítulo de “Introdução,” onde se enquadra o tema em estudo, evidenciando a relevância do âmbito em que se insere, bem como os objectivos que se pretende atingir. É apresentado no capítulo 2, um resumo histórico de pontes em madeira, apresentando vários tipos de pontes, incluindo a sua concepção e sistemas estruturais. O capítulo 3, tem como objectivo a formulação e descrição do problema, apresentando a localização do projecto, as características e condicionantes do local. Seguidamente é estudada a solução geométrica a adoptar e é feito o pré-dimensionamento do arco da ponte. São definidos e descritos no capítulo 4, os materiais usados no projecto, a descrição geométrica dos elementos estruturais e as suas características mecânicas. As várias acções que a ponte irá suportar e estar sujeito estão

expostas no capítulo 5, sendo também apresentada as combinações de acções consideradas no cálculo. Referem-se, no capítulo 6, as principais normas europeias/portuguesas a serem aplicados no projecto em causa. Este capítulo visa aos vários cuidados a ter no dimensionamento de estruturas de madeiras segundo o Eurocódigo 5 (EC5) incluindo as três partes, regras gerais e regras para edifícios, regras gerais para a verificação da resistência ao fogo e regras gerais para pontes. O capítulo 7 refere-se aos vários tipos de ligação existentes para madeira e aos vários tipos de rotura que ela possa sofrer. Procedeu-se no capítulo 8, ao estudo das opções tomadas na modelação da estrutura em dois programas de cálculo automático. Seguidamente é validado o modelo de cálculo através da comparação de resultados. São apresentadas as várias combinações de esforços actuantes sobre a estrutura, com as devidas verificações aos dois estados limite como também ao fogo. Foi efectuada uma análise dinâmica e sísmica da ponte, para avaliação do comportamento ao sismo como para a obtenção das frequências próprias da ponte. Concluindo assim a verificação do dimensionamento dos diferentes elementos estruturais com vista à definição geral da estrutura.

2. Estado da arte

2.1. A madeira em construções de pontes

Após um passado de grande importância, a madeira praticamente perdeu a sua redundância no presente. Hoje em dia, a escolha da madeira para a construção de pontes não é devido as suas grandes propriedades mecânicas mas sim por razões arquitectónicas e tradição. A madeira é um material orgânico e que por sua vez torna o meio ambiente melhor, no entanto devido a alguns interesses económicos tem-se observado um fenómeno de desflorestação das florestas tropicais, o que põe em causa a utilização da madeira.

Desde a sua extracção até ao produto final, a madeira é o material de construção, em termos de consumo de energia o mais barato em comparação com os outros tipos de materiais de construção. Dependendo da orientação das fibras da madeira, a alta resistência à compressão, tracção e a flexão são umas das vantagens chave deste material.

Para a construção de uma ponte é fundamental a relação entre o peso próprio e a resistência do material e como tal a madeira oferece todos estes aspectos, por exemplo:

Segundo o autor (Dietrich, 1998), uma viga de pinho com um comprimento de 3 metros sujeita a uma força de 20 toneladas a meio vão, pesará 60 Kg. Para as mesmas condições, uma viga de aço, o peso irá rondar os 130 Kg e para uma viga de betão armado é de 300 Kg. Se a carga aplicada fosse de tracção as diferenças tornavam-se mais evidentes. O comprimento onde se irá dar a rotura de uma peça suspensa de secção constante para a madeira rondará os 7 km, para o aço o comprimento é de 3 km e para o betão armado esta comparação não pode ser feita devido este ser um material composto por betão e varões de aço. Assim sendo, a madeira supera em relação ao peso/resistência aos outros

materiais de construção. Derivado a estas notáveis características, espera-se que possa ser dado novamente um novo futuro na construção de pontes para este material.

2.2. Tipos de estruturas de pontes

Resumidamente irão ser apresentados diferentes tipos de estruturas de pontes, muito das vezes o tipo de ponte é condicionado pelo vão. Para uma maior informação sobre os vários tipos de sistemas estruturais para pontes em madeira, pode ser visto nas seguintes referências, (Melan, 1922), (August, 1955) e (Mucha, 1995).

2.2.1. Pontes em vigas (inferior e superior)

As pontes em vigas podem ser definidas em função da plataforma estar na face superior ou inferior às vigas. Quando a plataforma se encontra acima das vigas, estas estão posicionadas lado a lado inferiormente a plataforma para que os esforços podem ser conduzidos para os pilares ou para aos encontros. Quando a plataforma é subjacente as vigas, o conjunto irá formar uma “calha” para que os esforços possam ser transmitidos das vigas laterais para os pilares ou aos encontros. O comportamento estrutural nos dois sistemas é idêntico. As mais simples de estruturar são as simplesmente apoiadas de um ou dois vãos (Moderne Holzbruecken, 2003).



Figura 2.1 Viga inferior (Moderne Holzbruecken, 2003)



Figura 2.2 Viga superior (Moderne Holzbruecken, 2003)

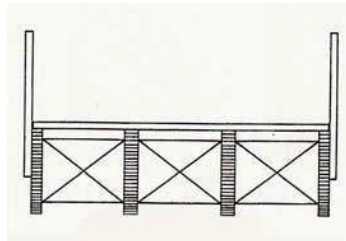


Figura 2.3 Viga inferior com contraventamentos (Moderne Holzbruecken, 2003)

Particularmente em pontes com vigas inferiormente ao pavimento, estas podem ser construídas num sistema fechado, isto é, as vigas podem ser envolvidas por um caixote exterior. Este tipo de fecho pode ser por razões de protecção das vigas aos agentes atmosféricos como por razões arquitectónicas. Tem que se ter a atenção que as vigas principais estejam estingidas ao bambeamento. Para evitar este tipo de situações deve-se recorrer a contraventamentos das vigas (ver Figura 2.3). Estes contraventamentos podem

ser materializados em madeira ou aço e vão ser sujeitos a esforços axiais de tracção ou compressão.

Neste sistema a ligação das vigas com alguns elementos da estrutura como o contraventamento ou viga secundaria pode ser realizada com chapas metálicas, com pregos, cavilhas, chapas dentadas ou com placas dentadas. Apresenta-se de seguida, na Figura 2.4, um exemplo.

- Langlaufbrücke Pradella (Suíça/Scuol) (Minder, 1990).



Figura 2.4 Ponte Langlaufburecke Pradella em Sucol na Suíça

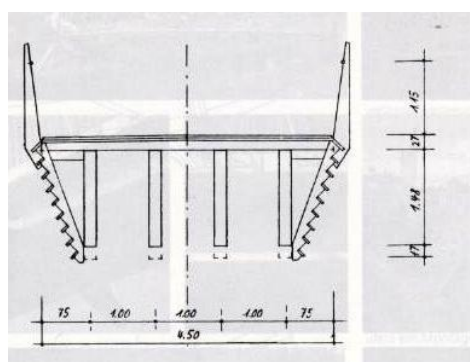


Figura 2.5 Secção transversal da Ponte com a respectiva cotação

Esta ponte foi construída em 1990 e tem um comprimento de 85 m. As quatro vigas de madeira lamelada colada estão a um afastamento de 100 cm entre elas. As dimensões das

vigas são de 20,00 x 128,70 - 165,00 cm. Os comprimentos dos vãos são de 21,50 m, 42,00 m e de 21,50 m. A sobrecarga é de 4.0 kN/m² (Minder, 1990).

2.2.2. Pontes sobre apoios inclinados

Este tipo de ponte é constituído por vigas contínuas (“Streckbalken”) que estão apoiadas por pilares inclinados (“Stützen”) rectos ou curvos. Dependendo do número de apoios da ponte, pode-se falar de uma, duas ou múltiplos de corpos. Neste tipo de ponte são produzidas forças horizontais, devido aos apoios inclinados, onde estas serão conduzidas para as fundações (Pfeifer, 2008).

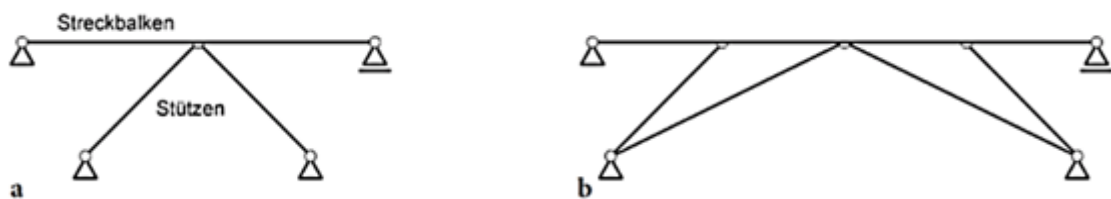


Figura 2.6 a) Sistema simples em triângulo simétrico; b) Sistema triplo (Pfeifer, 2008)

As figuras seguintes ilustram os possíveis tipos de ligações para este tipo de pontes.

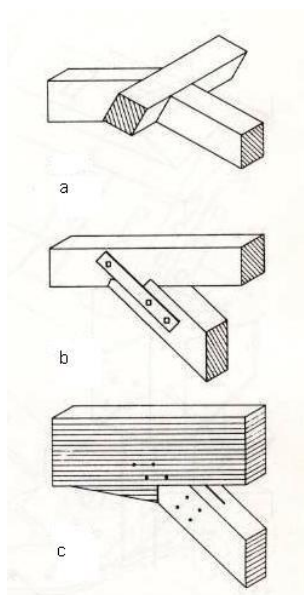


Figura 2.7 a) Ligação por entalhe; b) Ligação por chapas metálicas; c) ligação metálica/parafusos

(Pfeifer, 2008)

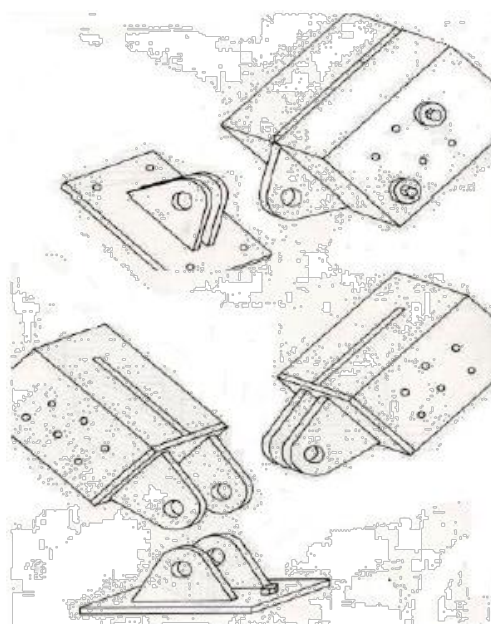


Figura 2.8 Ligações tipo a fundação (Pfeifer, 2008)

Exemplo de uma ponte com apoios inclinados:

- Ponte Pedonal sobre a L182 em Bad Dürkheim (Alemanha) (Mucha, 1995)
 - Construído em 1974;
 - Madeira Lamelada Colada;

- Largura do pavimento útil é de 2 m;
- Longarinas primárias 82x18,50 cm;
- Pilar 42x26 cm;
- Viga transversal 20x18 cm;
- Longarinas secundárias de 18x18 cm.

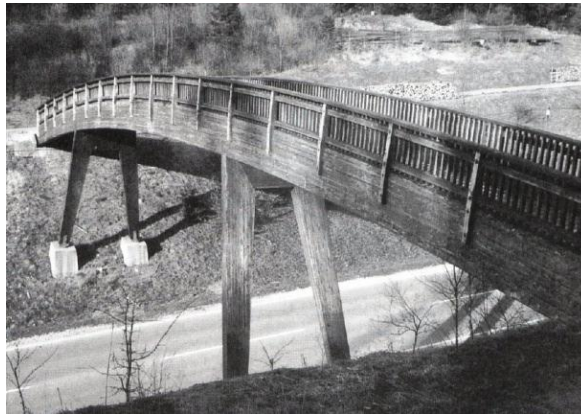


Figura 2.9 Ponte Pedonal em Bad Duerheim, Alemanha (Mucha, 1995)

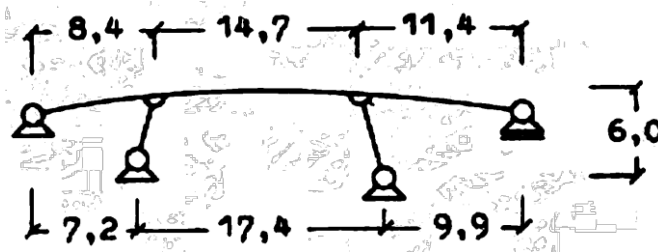


Figura 2.10 Sistema estrutural e a respectiva cotação (Mucha, 1995)

2.2.3. Ponte mista (treliça e apoios inclinados)

Este tipo de ponte como se pode observar na Figura 2.11 é uma combinação de treliça com apoios inclinados. Isto é, as forças verticais que a estrutura é sujeito são transmitidas para os apoios inclinados onde irão ser absorvidos pela fundação.

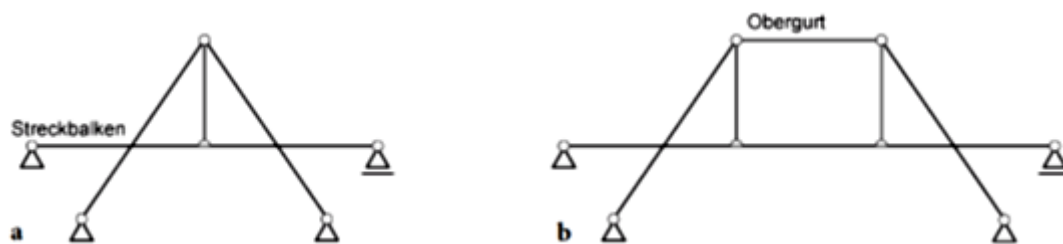


Figura 2.11 a) Treliça mista simples; b) Treliça mista (Pfeifer, 2008)

2.2.4. Pontes de treliça

As pontes em treliça são pontes constituídas principalmente por barras articuladas. Este tipo de sistema normalmente permite que as cargas sejam transmitidas entre a ligação e as barras como esforço axial como se pode observar na Figura 2.12. Embora este sistema seja rígido como se pode ver na Figura 2.13, não existe a ocorrência de tensões acrescidas devido à flexão.

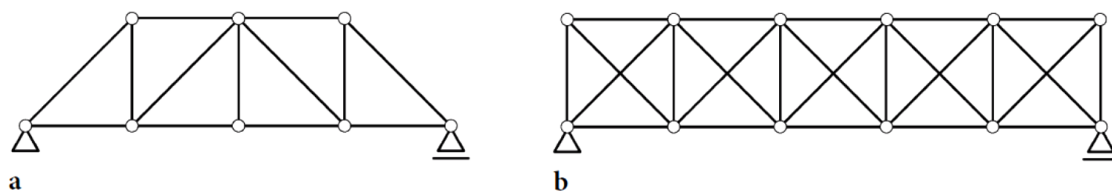


Figura 2.12 a. Treliça trapezoidal b. Treliça rectangular (Pfeifer, 2008)



Figura 2.13 Ponte tipo treliça sobre o rio Orke em Vöhl-Ederbringhausen (Gerold, 2001)

- Exemplo de uma ponte em treliça:
 - Construído em 1999;
 - Comprimento: 14,69 m;
 - Largura do pavimento útil: 2,50 m;
 - Largura do pavimento: 3,11 m;
 - Carga 5 kN/m²;
 - Armação de aço;
 - Guarda com 1.20 m de altura.



Figura 2.14 Ponte Bongossi em Uelzen (Alemanha) (D.Patzwahl, 2012)

2.2.5. Pontes em arco

Também classificado como sistemas estruturais de forma-activa, é composto por elementos rígidos e flexíveis, suportada por extremidades fixas, com a capacidade de suportar-se e cobrir um vão. A transmissão das cargas até aos apoios ocorre através de esforços normais: o arco por compressão (rígido), na existência de cabos de suspensão (flexível), por tração. Esta característica ocorre devido à forma da estrutura de forma activa a coincidir com o fluxo dos esforços, sendo este o trajecto natural das forças. Um dos sistemas estruturais

mais antigo utilizados eram os arcos, pois os romanos fizeram vários usos desse sistema em pedra há 2100 anos (da Matta, 2009).

Na Figura 2.15 pode-se observar uma ponte do Japão que sucessivamente foi reabilitada. A ponte foi construída em 1673 mas devido a várias catástrofes naturais a ponte foi destruída e reconstruída várias vezes. A última vez que a ponte foi reconstruída foi na década de 60, onde hoje sobre o rio Nishiki (Japão) apresenta um impacto visual deslumbrante. A ponte apresenta 5 arcos de madeira com muitos pormenores (Dementia.pt, 2009).



Figura 2.15 Ponte Kintai-kyo, Iwakuni, Japão (Dementia.pt, 2009)

As pontes em arco podem ser subdivididas em três grandes grupos:

- Onde o tabuleiro é apoiado no arco, acompanhando assim a sua curvatura (Figura 2.16), que por sua vez apresenta uma solução mais simples de realização. Dependendo da curvatura, este sistema pode não ser aplicado a pontes rodoviárias;
- O tabuleiro pode estar parcialmente desligado da estrutura resistente, isto é, o tabuleiro está suspenso por tirantes inferiormente ao arco (Figura 2.17).
- Combinação dos dois grupos acima mencionados (Figura 2.18). Este tipo de solução prevê que o tabuleiro tenha alguma rigidez. Permite uma maior flexibilidade na utilização mas em contra partida tem uma complexidade acrescida no dimensionamento.

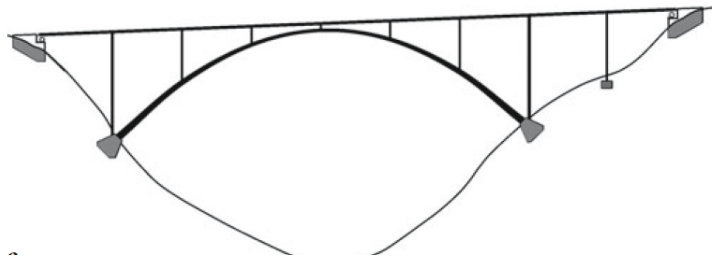


Figura 2.16 Arco inferior com tabuleiro superior (Mehlhorn, 2007)

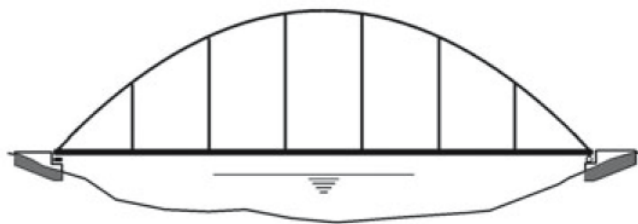


Figura 2.17 Arco superior com tabuleiro inferior (Mehlhorn, 2007)



Figura 2.18 Arco com tabuleiro intermediário (Mehlhorn, 2007)

2.2.6. Ponte Suspensa por pré-esforço

Na forma mais simples de resumir uma ponte suspensa com cabos pré-esforçados é uma ponte do tipo treliça com o tabuleiro pousado e ligado por cabos pré-esforçados, como se pode observar nas figuras que se seguem.



Figura 2.19 Cabos pré-esforçados (Mucha, 1995)

A ponte mais famosa e mais impressionante do tipo de sistema de pontes suspensas por pré-esforço é a ponte sobre o canal do Main-Donau em Essing (Alemanha), como se pode observar na Figura 2.20 e na Figura 2.21.



Figura 2.20 Ponte sobre o Canal Main-Donau em Essing (Mucha, 1995)



Figura 2.21 Ponte sobre o Canal Main-Donau em Essing (Mucha, 1995)

Informação acrescida da ponte em causa:

- Construída em 1986;
- Autor do projecto: Richard Johann Dietrich;
- Ponte para Pedestres e ciclistas;
- Ponte sobre o Canal-Main-Donau;
- Local: Essing (Alemanha);
- Comprimento total de 189,91 metros;
- Altura de 7 metros;
- Custo: 2,0 milhões de Euros.

2.3. Pavimento de pontes

Os pavimentos para pontes em madeira dependem muitas das vezes do tipo de construção, tipo de cargas submetidas e do funcionamento estrutural da própria ponte. De seguida irá ser apresentado um tipo de pavimento de pontes em madeira. Uma das soluções mais económicas de pavimentos de pontes são obtidas por vigas, painéis de madeiras ou por compósitos de madeira (OSB). O pavimento pode ser constituído por várias vigas de madeira, estas podem ser ligadas, dependendo do sistema de apoio, por pregagens,

cavilhas, parafusos, pré-esforço ou/e por colagem em pressão, ver Figura 2.22 (Mehlhorn, 2007). Como se pode ver na figura seguinte, o pavimento com a designação (a) é constituída por várias vigas de madeira sem nenhuma ligação entre si, assim sendo apenas uma viga irá suportar a carga (por exemplo uma carga de uma roda). Na designação (b), apresenta várias vigas de madeira ligadas entre si por pré-esforço, isto vai originar que todas as vigas irão suportar a carga conjuntamente.

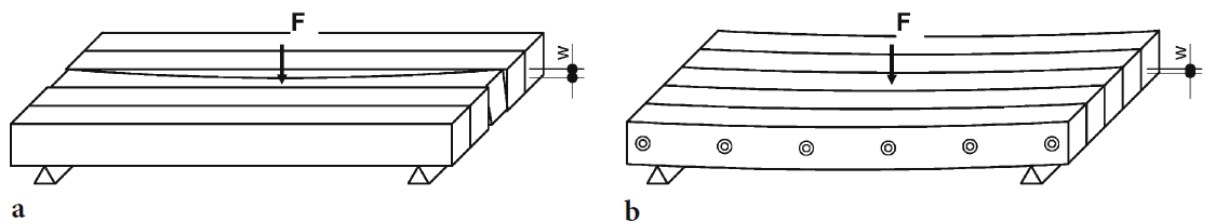


Figura 2.22 Efeito principais do pavimento (Mehlhorn, 2007)

3. Descrição geral do projecto

3.1. Escolha do local

A localização da ponte pedonal já referenciada no capítulo 1 tem como intuito facilitar a ligação do Hospital Pedro Hispano e do Norte Shopping na Senhora da Hora. Esta ligação irá permitir a fácil e rápida acessibilidade dos visitantes e funcionários do Hospital para o centro comercial, como também para os residentes locais. Esta ligação traria somente um problema de acesso à ponte mas por outro lado implicará um impacto visual positivo sobre a envolvente.



Figura 3.1 Local de implantação da ponte (em rosa)

Para justificar a implantação da ponte, foi feita uma medição de vários percursos a partir da entrada do Hospital Pedro Hispano (ver Figura 3.2) e resumidas na Tabela 3.1 os percursos existentes e na Tabela 3.2 os percursos alternativos.



Figura 3.2 Percursos Hospital-Norte Shopping

Tabela 3.1 Percursos existentes

Percurso	Cor	Distância em metros
Pe. 1	Amarelo	1174
Pe. 2	Vermelho	750

Tabela 3.2 Percursos alternativos com ponte

Percursos Alternativos com a implantação da ponte	Cor	Distância em metros
Alt. 1	Rosa	296
Alt. 2	Verde	333

Comparando os valores das tabelas acima, com a existência da ponte o percurso do hospital para o centro comercial reduziria a distância para 300 metros, o que significa metade da distância que o percurso Pe. 2. A alternativa 2 só é válida se o terreno que se

encontra entre o hospital e a ponte fosse cedido, onde eventualmente poderia implicar certas complicações.

3.2. Condicionantes do local

Uma das condicionantes do local, no que diz respeito a implantação da ponte, irá ser os acessos para a ponte. Como se pode observar na Figura 3.3, o espaço entre a A28 e a Avenida Calouste Gulbenkian é de 10 metros, onde irá dificultar a implantação dos encontros e a rampa de acesso. Do lado oposto não haverá problemas devido ao muito espaço existente.

Em fase de construção a IC1 poderá ser outra condicionante, visto que se trata de um itinerário muito utilizado no dia de semana e nas horas de ponta.

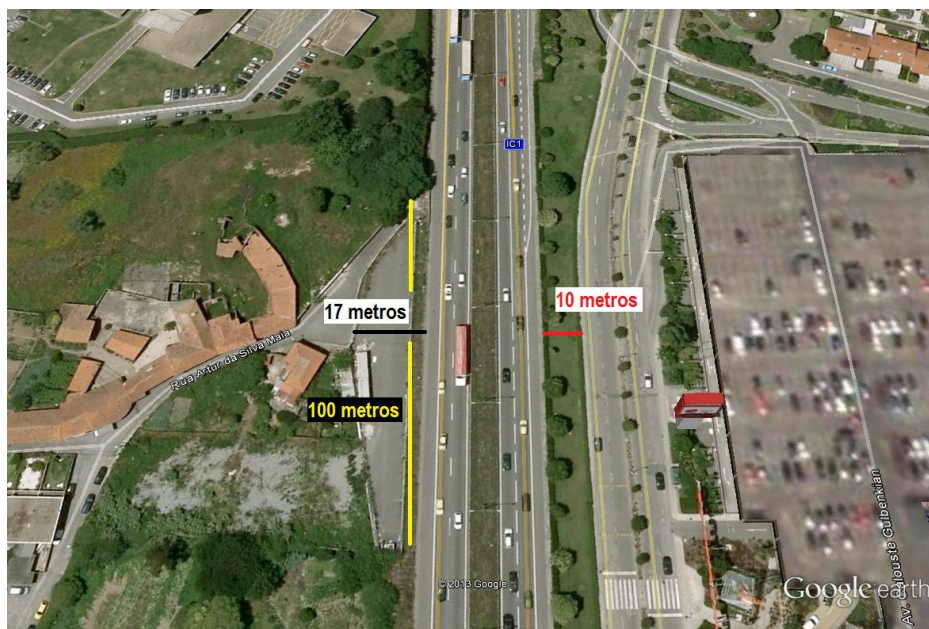


Figura 3.3 Local da implantação da ponte

3.3. Implantação da ponte

Na implantação da ponte, para além dos dados e condicionantes referidos anteriormente, existem outros factores que devem ser tidos em consideração nas decisões tomadas na concepção desta obra, a segurança da estrutura, os prazos a manter na fase da sua construção, durabilidade dos materiais, estética, o significado que esta tem para a os residentes locais e o seu impacto ambiental são exigências que devem ser ponderadas e confrontadas com as condições e dados do local.

A implantação a adoptar, num primeiro instante, necessita de uma atenção especial quer em planta, quer em perfil. Em planta, preferencialmente como primeira opção será ligar a ponte de forma mais ortogonal possível em relação a Avenida Calouste Gulbenkian. A implantação proposta na Figura 3.4 e Figura 3.5 implica o atravessamento da A28 que apresenta uma largura de aproximadamente 30 metros.

No entanto essa opção seria desajustada com as vias já existentes causando problemas na fluidez da circulação e na comodidade dos utilizadores no acesso à ponte.



Figura 3.4 Traçado da ponte



Figura 3.5 Implantação tipo da ponte pedonal

A existência da passadeira, que liga o centro comercial à paragem do autocarro (como se pode observar na Figura 3.3), na Avenida Calouste Gulbenkian, servirá como passagem para a rampa que vai dar como acesso a ponte pedonal. O acesso do lado do Hospital irá

ter um ou dois acessos, dependendo da aprovação da cedência de terreno entre o projecto e o Hospital.

Após a escolha do traçado em planta foi necessário fazer a análise longitudinal das vias para apurar múltiplos parâmetros a respeitar, como a altura mínima livre acima da faixa de rodagem, que segundo o “Decreto n.º 46/90 de 26 de Outubro- Acordo Europeu sobre as Grandes Estradas de Tráfego Internacional (AGR), Anexo II - V.2)” é de 4.50 metros.

Foi então adoptada a solução de elevar a altura acima da faixa de rodagem para 5 metros, isto devido a ponte se encontrar próxima do Porto Leixões onde por vezes a existência de transportes especiais são frequentes.

3.4. Escolha e definição da geometria da estrutura

A escolha do tipo de obra de arte deve não só ter em consideração às condicionantes mencionadas nos subcapítulos anteriores mas também às implicações dos processos construtivos escolhidos para a execução do tabuleiro visto que o vão ronda os 40 metros.

A escolha do tipo de sistema estrutural, já referenciado em 2.2, pode ocorrer por vigas, onde se utiliza a flexão generalizada como meio de transmissão de cargas, por arco, onde este suporta o tabuleiro superiormente, inferiormente ou intermedicamente ou por sistemas de tirantes ou por cabos suspensos para suporte do tabuleiro.

Para obter uma boa integração paisagística, foram estudadas diversas alternativas, como se apresenta no Anexo B. Tirando o proveito da madeira, em concreto a Madeira Lamelada Colada (MLC), decidiu-se adoptar uma solução em arco. Torna-se agora necessário estipular o tipo de arco.

Ao analisar numa primeira fase a tipologia de ponte em arco, surgiram varias questões acerca do tipo de arco. No programa de cálculo “Dlubal” a introdução do tipo de arco pode ocorrer segundo a forma de círculo, parábola, hipérbole ou catenária como se pode observar na Figura 3.6. A escolha do tipo de arco irá ser estudado no Capítulo 3.4.4.

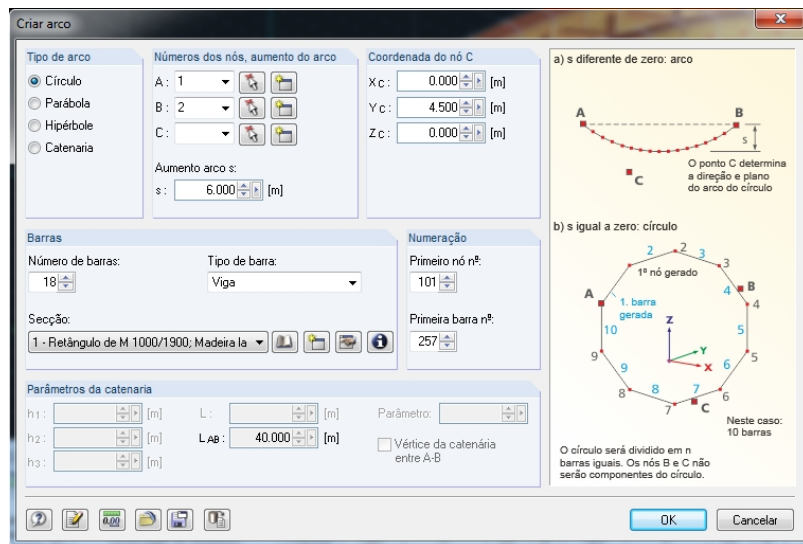


Figura 3.6 Escolha do tipo de arcos (Dlubal)

Assim sendo, a solução foi concebida em arco com tabuleiro inferior, ficando este totalmente suspenso no arco, conforme se pode observar na Figura 3.7.

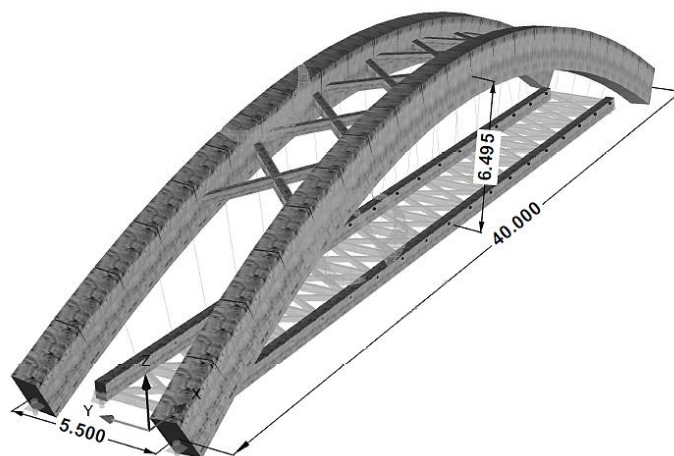


Figura 3.7 Arco e contraventamentos (Dlubal)

A escolha do tipo do sistema estrutural do projecto faz com que o tabuleiro esteja desligado do arco, isto é, está unicamente ligado por tirantes. A ponte é constituída por dois arcos simétricos e preferiu-se inclinar os arcos em cerca de 5 graus para o interior. Esta inclinação irá permitir que o vento lateral não embata perpendicularmente ao arco, isto é, a inclinação irá aliviar o arco à solicitação lateral. Também devido a solicitações laterais foi necessário a utilização de contraventamentos, estes vão absorver parte do esforço lateral exercido no arco e diminuir o comprimento de encurvadura do arco.

3.4.1. Plataforma

A solução proposta para a plataforma foi escolhida através do catálogo da *Finnforest* disponível em www.finnforest.de, onde verifica os vários parâmetros a obedecer (ver Figura 3.8). As placas têm uma espessura de 6,30 centímetros e uma largura de 2 metros. O revestimento superior foi escolhido através da empresa alemã “Cds Bautenschutzprodukte (Systemdatenblatt cds-Flexit für Holzbrückenbeschichtungen im Außenbereich, 2010)”. A placa será constituída por cinco camadas:

- Primário (Cds flexit);
- Camada de areia de 0,8 mm;
- Secundário (Cds Flexit);
- Enchimento com areia de sílica de 1,2 mm;
- Camada final de Durop de 2 mm.

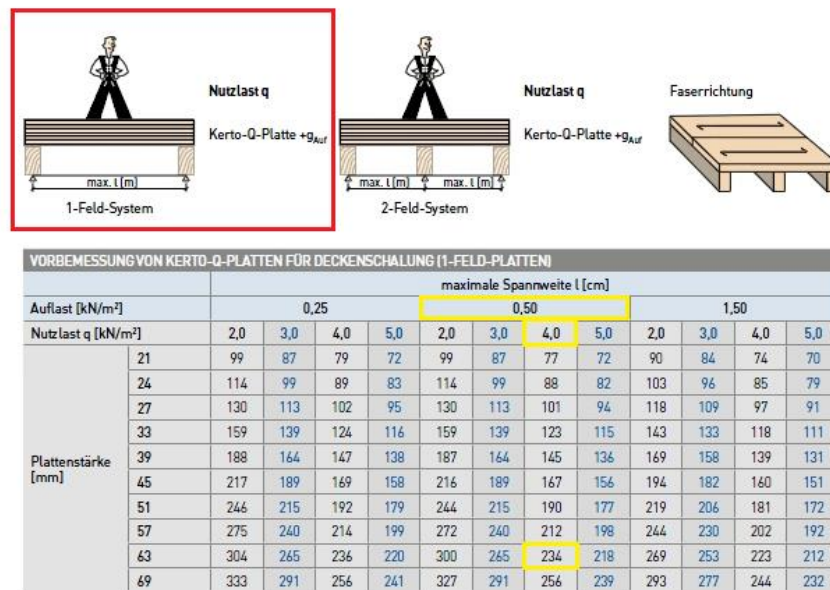


Figura 3.8 Finnforest- Plataforma Kerto "Q" (Finnforest, 2010)

Tradução das palavras representadas na Figura 3.8:

- Maximale Spannweite = Vão máximo;
- Plattenstärke = Espessura da plataforma;
- Auflast = Sobrecargas acrescidas como por exemplo o revestimento;
- Nutzlast q = Sobrecarga útil;

3.4.2. Tabuleiro

A plataforma está apoiada nas vigas transversais e por sua vez as vigas transversais estão apoiadas nas vigas principais. O sistema estrutural do tabuleiro irá ser suportado pelo arco por intermédio de tirantes e nas extremidades apoiado directamente nos encontros de betão armado. Como tal, a optimização da solução da secção transversal tem como objectivo um baixo peso e uma resistência elevada. Pode-se dizer que o elemento de maior rigidez é o arco, o que de ponto de vista estético se torna uma solução agradável e estruturalmente eficiente.

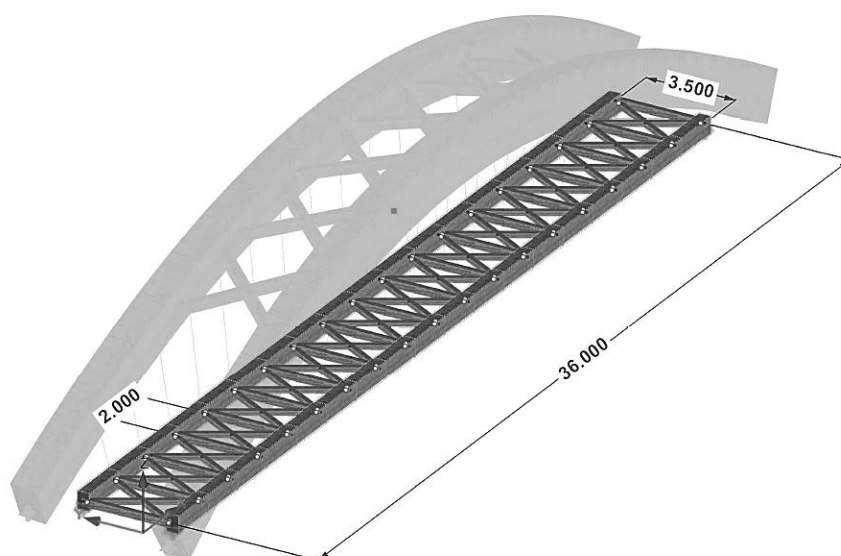


Figura 3.9 Constituição do tabuleiro (Dlubal)

O tabuleiro é constituído por duas vigas principais (longarinas) de 36 m, de secção transversal $0,44 \times 0,64 \text{ m}^2$, 19 vigas transversais (carlingas) de 3,50 m de comprimento, de secção transversal $0,20 \times 0,28 \text{ m}^2$ espaçadas de dois em dois metros e 18 conjuntos de contraventamentos de secção transversal $0,20 \times 0,18 \text{ m}^2$ com uma largura de 4,00 metros espaçadas de dois em dois metros (ver Figura 3.9 e Figura 3.10).

As vigas referidas anteriormente conferem a rigidez necessária para resistir aos esforços de flexão e compressão a que o tabuleiro está sujeito como os contraventamentos para as acções do vento.



Figura 3.10 Contraventamentos do tabuleiro (Dlubal)

Estas secções podem ser consultadas com maior rigor no anexo A.

3.4.3. Perfil longitudinal

O comprimento total da ponte é de 40 m, mas é de salientar que este comprimento é entre eixos de apoio dos dois arcos, onde por sua vez o comprimento do tabuleiro entre os apoios dos encontros é de 36 m. Existem duas zonas distintas de apoios, sendo o tabuleiro apoiado por intermédio de tirantes e nos extremos apoiadas directamente nos encontros.

Como se pode observar na Figura 3.11, é apresentado uma solução de um tabuleiro contínuo apoiado nos encontros e o arco apoiado a 2,00 m do tabuleiro com um desnível de 0,50 m relativamente ao encontro.

tipo, foi efectuado um estudo ao comportamento do arco parabólico e círculo. Este estudo fez com que recorresse ao programa de cálculo “Dlubal”.

Para tal, foi inserido no programa um arco de geometria parabólica e circular. Ambos têm um comprimento longitudinal de 40 metros, uma altura de 6 metros e são aplicadas forças de 30 kN de dois em dois metros para simular os esforços provocados pelos tirantes como se pode observar na Figura 3.13 e Figura 3.14. Em ambos os arcos foi utilizado um secção rectangular de GL 32h.

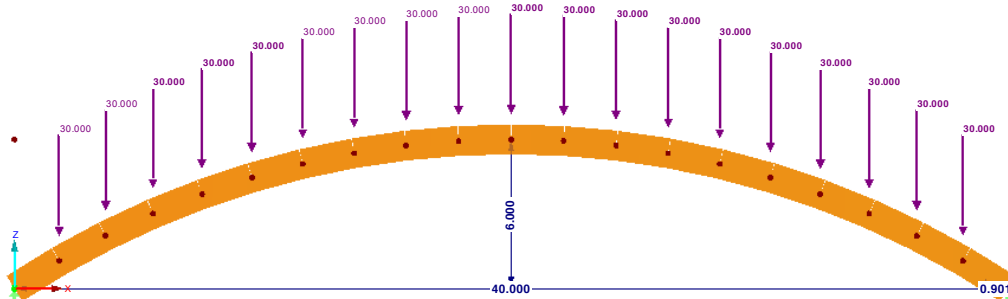


Figura 3.13 Arco circular

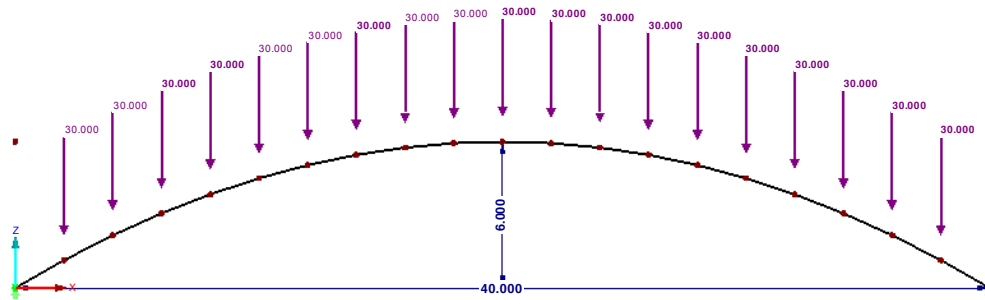


Figura 3.14 Arco parabólico

Após a introdução dos elementos referidos anteriormente, pôde-se observar na Figura 3.15 e na Figura 3.16 um comportamento idêntico aos esforços axiais e na Figura 3.17 e na Figura 3.18 um comportamento distinto aos momentos flectores.

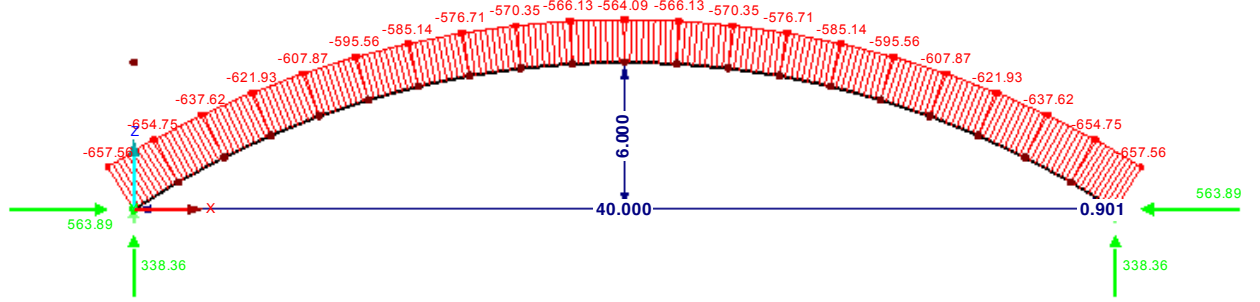


Figura 3.15 Esforço axial no arco circular

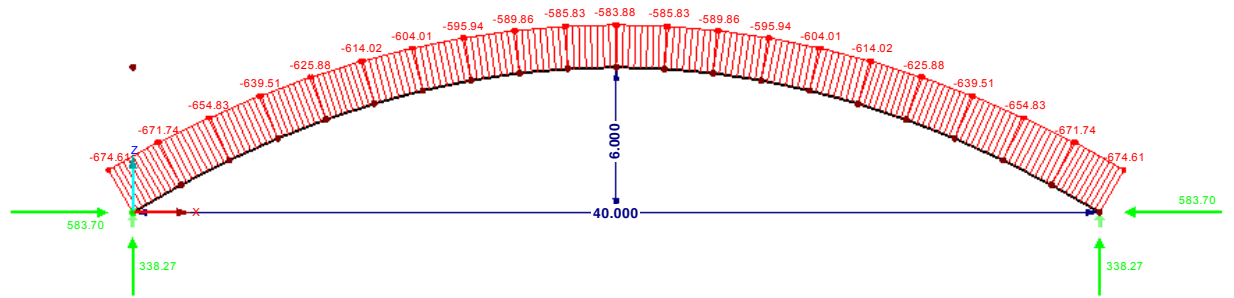


Figura 3.16 Esforço axial do arco parabólico

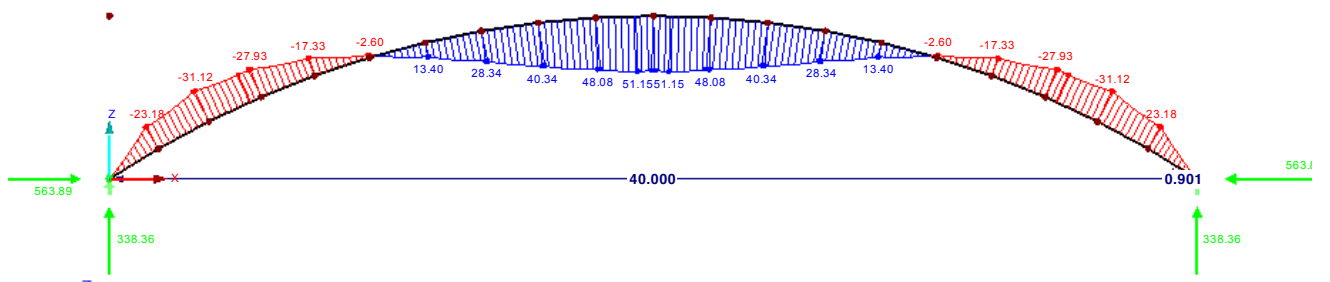


Figura 3.17 Esforço de momentos no arco circular

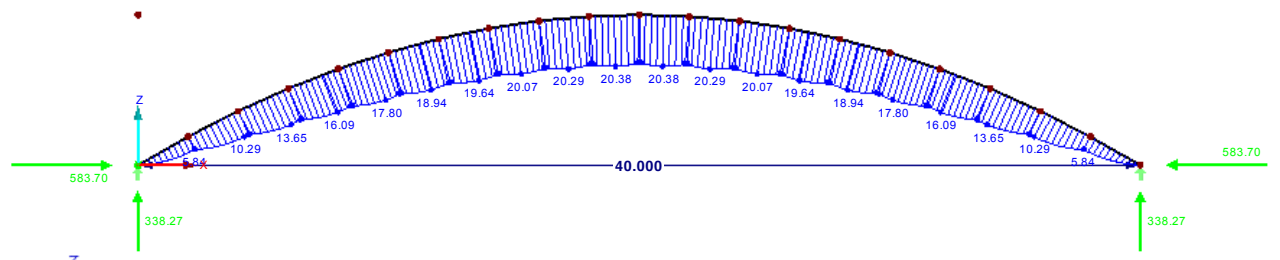


Figura 3.18 Esforço de momentos no arco parabólico

Tendo em conta que o comportamento em ambos os arco aos esforços axiais são similar, a escolha do arco foi determinada pelo seu comportamento aos momentos flectores. Comparando ambos os diagramas de momentos, chega-se a conclusão que é mais benéfico a utilização do arco parabólico, isto porque o arco apenas é solicitado a momentos flectores positivos e o arco circular estar solicitado por momentos flectores positivos e negativos. Também é de salientar o diferencial de ambos os arcos aos momentos flectores positivos, onde no circular ronda os 51,2 kN.m e no parabólico é de 20,4 kN.m ou seja mais de metade.

3.4.5. Sistema de suspensão

O sistema de suspensão adoptada na ponte é lateral e inclinada transversalmente por tirantes igualmente repartidos na longitudinal de 2 em 2 metros, com o objectivo de reduzir problemas de instabilidade no arco e obter a menor espessura dos tirantes. Este tipo de suspensão vai permitir o aligeiramento do tabuleiro, permitindo a utilização de secções reduzidas. Com a repartição contínua ao longo do perfil longitudinal, vai permitir a redução de elementos e simplificar os detalhes estruturais do projecto. A comparação deste tipo de suspensão é muito similar ao comportamento a uma viga continuamente apoiada entre tirantes igualmente espaçados.

A ponte é constituída por 17 tirantes em cada arco, onde o comprimento varia entre os 1,50 e 5,23 metros e a variação do ângulo varia entre os 72,98° aos 85,70°.



Figura 3.19 Vista frontal do arco e tirantes (Dlupal)

3.4.6. Encontros e acessos

Ambos os encontros irão ser de betão armado, onde cada encontro é constituído por um bloco central para receber o tabuleiro e dois blocos laterais para a ligação dos arcos. Cada encontro vai ter uma rampa de acesso, como se pode observar na Figura 3.20

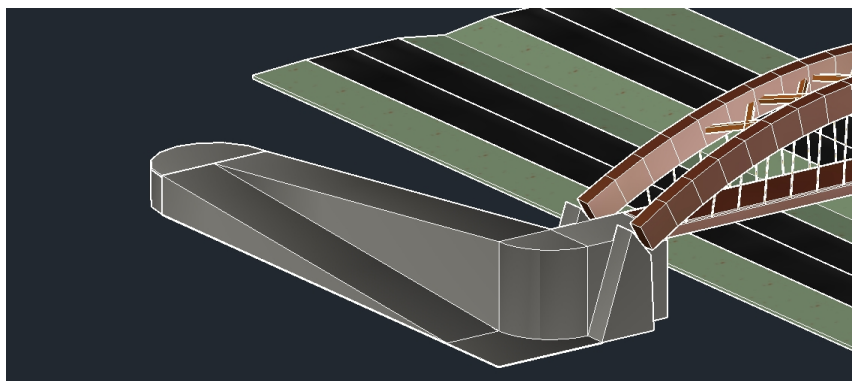


Figura 3.20 Encontro sudoeste junto ao hospital

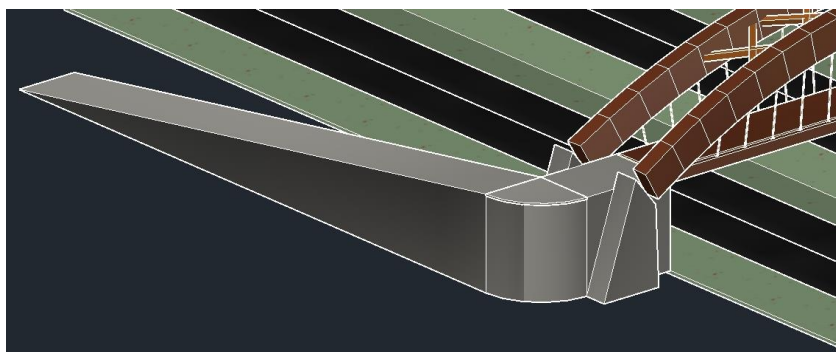


Figura 3.21 Encontro nordeste junto ao norteshopping

4. Materiais e secção dos elementos estruturais

Os materiais estruturais a utilizar no projecto foram influenciados sobretudo pela solução estrutural adoptada. Porém, no caso do projecto em estudo uma das condicionantes na escolha do material foi atender aos aspectos de durabilidade em confronto com possíveis agentes agressivos. A escolha estrutural em arco, a sua extensão e curvatura, referenciado em 3.4.4, condiciona a escolha do material. Em contrapartida devido a ordem de grandeza dos esforços actuantes pressupõe a utilização de materiais de maior resistência e leveza.

Na selecção devem considerar-se as propriedades dos materiais bem como a sua funcionalidade. Assim, os seguintes materiais foram escolhidos para os principais componentes da obra de arte:

<u>Arcos:</u>	Madeira Lamelada Colada GL 24h
<u>Longarinas:</u>	Madeira Lamelada Colada GL 24h
<u>Carlingas:</u>	Madeira Lamelada Colada GL 24h
<u>Contraventamentos do arco e tabuleiro:</u>	Madeira Lamelada Colada GL 24h
<u>Tirantes:</u>	Aço S 460 N

4.1. Propriedades da Madeira Lamelada Colada GL24h

As propriedades do material GL 24h foram retiradas da norma EN 1995-1-1: 2009-10 e apresentadas na Tabela 4.1. Pode-se observar também na Figura 4.1 o aspecto visual do material.



Figura 4.1 GL 24h (Holzabb, 2013)

Tabela 4.1 Propriedades da MLC GL 24h

Madeira Lamelada Colada GL 24h / EN 1995-1-1:2009-10			
Propriedades principais			
Módulo de elasticidade	E	1160.00	MPa
Módulo de corte	G	72.00	MPa
Peso específico	γ	3.70	kN/m ³
Coefficiente de expansão térmica	α	5,00E-02	1/°C
Coefficiente de segurança parcial	γ_M	1.25	
Propriedades adicionais			
Resistência característica para flexão	$f_{m,k}$	2.40	MPa
Resistência característica para tracção	$f_{t,0,k}$	1.65	MPa
Resistência característica para tracção perpendicular	$f_{t,90,k}$	0.04	MPa
Resistência característica para compressão	$f_{c,0,k}$	2.40	MPa
Resistência característica para compressão perpendicular	$f_{c,90,k}$	0.27	MPa
Resistência característica para corte/torção	$f_{v,k}$	0.27	MPa
Módulo de elasticidade paralelo	$E_{0,mean}$	1160.00	MPa
Módulo de elasticidade perpendicular	$E_{90,mean}$	39.00	MPa
Módulo de corte	G_{mean}	72.00	MPa
Densidade bruta	ρ_k	380.00	kg/m ³

Módulo de elasticidade paralelo	$E_{0,05}$	940.00	MPa
Módulo de elasticidade perpendicular	$E_{90,05}$	32.50	MPa
Módulo de corte	G_{05}	58.30	MPa
Resistência ao corte por roletes	$f_{r,k}$	0.10	MPa
Categoria	Madeira Lamelada Colada		

4.2. Propriedades e dimensionamento dos tirantes

Os tirantes são de autoria da empresa “HALFEN PORTUGAL”. As propriedades e o dimensionamento do tirante mais esforçado pode ser observado na Figura 4.2.

DETAN 4.40 - SISTEMA DE TIRANTES

Dimensionamento Tirante

Todas as instruções, em particular os valores estáticos são relativos ao sistema da HALFEN.

A capacidade de carga de peças similares, que não da marca HALFEN, pode ser diferente e conduzir a danos.

A garantia não se aplica a produtos de terceiros.

Regulamento : Homologação ETA - 05 / 0207 (NAD Germany)

Material : S 460 N ; $\gamma_{M1} = 1,10$, $\gamma_{M2} = 1,25$; Acabamento : bruto (wb)

$f_{y,k} = 460 \text{ N/mm}^2$; $f_{u,k} = 625 \text{ N/mm}^2$; E-Modul = 210.000 N/mm^2

Força de Tracção : $N_{S,d} = 40,00 \text{ kN}$; $\gamma_f = 1,00$; $N_{z,d} = 40,00 \text{ kN}$

comprimento tirante L = 5.230 mm

Forquilha : M16 ; System - Diam. ds = 16 mm

Carga limite : Z = 70,48 kN

Valor efectivo 56,75 %

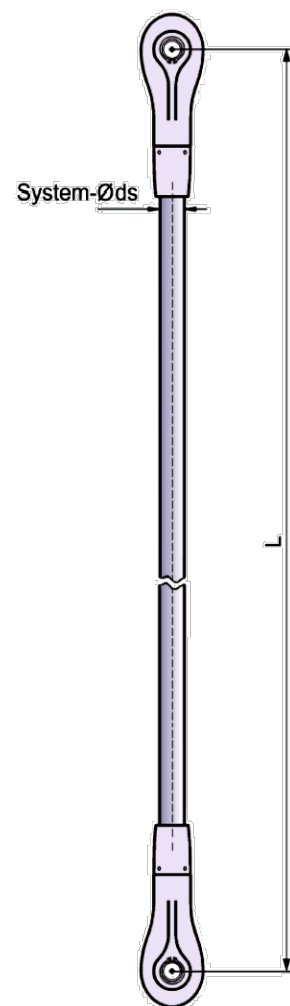


Figura 4.2 Tirante da Halfen-Detan

4.3. Elementos estruturais

De seguida serão apresentados as propriedades das secções dos vários elementos da ponte.

Tabela 4.2 Propriedades dos elementos estruturais

Elemento Estrutural		Arco	Vigas transversais	Contraventamento do arco	Contraventamento do tabuleiro	Vigas principais
Secção		1000 x 1900	200 x 280	360 x 360	200 x 180	440 x 640
Momentos de inércia [cm ⁴]	Torção J	42466338	41788,59	236265,98	18028,87	1044672,4
	Flexão I _y	57158337	36586,67	139968	9720	961194,7
	Flexão I _z	15833334	18666,67	139968	12000	454314,7
Áreas de secção [cm ²]	Axial A	19000	560	1296	360	2816
	Cortante A _y	15833,33	466,67	1080	300	2346,67
	Cortante A _z	15833,33	466,67	1080	300	2346,67
Dimensões gerais [mm]	Largura b	1000	200	360	200	440
	Altura h	1900	280	360	180	640

5. Quantificação das acções

As acções de projecto de uma ponte em arco como a sua combinação são definidas segundo as normas europeias. Todas as acções são quantificadas com os critérios estabelecidos no Eurocódigo 1, “Acções em estruturas – Parte 2: Acções em estruturas: Sobrecargas em pontes”.

As acções de projecto consideradas são as cargas permanentes (peso próprio, restantes cargas permanentes), as sobrecargas de utilização, as acções de variações de temperatura, as acções do vento e do sismo. A acção do fogo irá ser tratada no capítulo 6.6. Para o dimensionamento e a verificação da estrutura foram consideradas as acções descritas no seguinte subcapítulo.

5.1. Acções permanentes

5.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais

Os pesos próprios foram calculados com base nas características geométricas das secções, tendo em conta os pesos específicos dos materiais:

- Elementos de madeira lamelada colada (GL 24 h): $\gamma = 3.70 \text{ kN/m}^3$;
- Tirantes em aço de pré-esforço, incluindo revestimentos: $\gamma = 78 \text{ kN/m}^3$.

5.1.2. Restantes cargas permanentes

Nas restantes acções permanentes estão consideradas as seguintes acções:

- Pavimento Kerto “Q” (esp.= 6,30 cm com 30,24 kg/m³): 0.3024 kN/m²
- Guarda-corpos metálico: 2 x 1 kN/m

- Revestimento sobre o pavimento Kerto “Q” (Systemdatenblatt cds-Flexit für Holzbrückenbeschichtungen im Außenbereich, 2010):
 - Cds Flexit (Primário): 0,40 kg/m²
 - Camada de areia (0,3-0,8 mm): ca. de 2 kg/m²
 - Cds Flexit (Secundário): 1,5 kg/m²
 - Enchimento de areia de sílica (0,7-1,2 mm): 0,3 kg/m²
 - Camada final (Durop 1 - 2 mm): ca. de 5 kg/m²
 - Total de 9,20 kg/m² (ca. 0,10 kN/m²)

No programa de cálculo “Dlubal” considerou-se um acréscimo de carga ao revestimento de 0,50 kN/m², para eventuais intervenções ou mudanças de revestimentos futuras.

As acções definidas foram distribuídas de acordo com a localização na plataforma da passagem superior.

5.2. Acções Variáveis

5.2.1. Sobrecarga

Segundo a secção 5.3.2.1 da norma europeia, EN 1991: Acções em estruturas – Parte 2: Cargas de tráfego em pontes, considera acções de tráfego em pontes pedonais. Na secção referida da norma define que para o dimensionamento de pontes pedonais a aplicação da sobrecarga deve ser uniformemente distribuída com o valor característico de 5 kN/m², aplicada nas posições mais desfavoráveis da sua superfície, nas direcções longitudinal e transversal. Normalmente o valor de sobrecarga para modelos deste género é utilizado para carga em multidão. Caso contrário, o EC 1-2 recomenda o recurso à seguinte expressão que se traduz na Figura 5.1 e na equação 5.1.

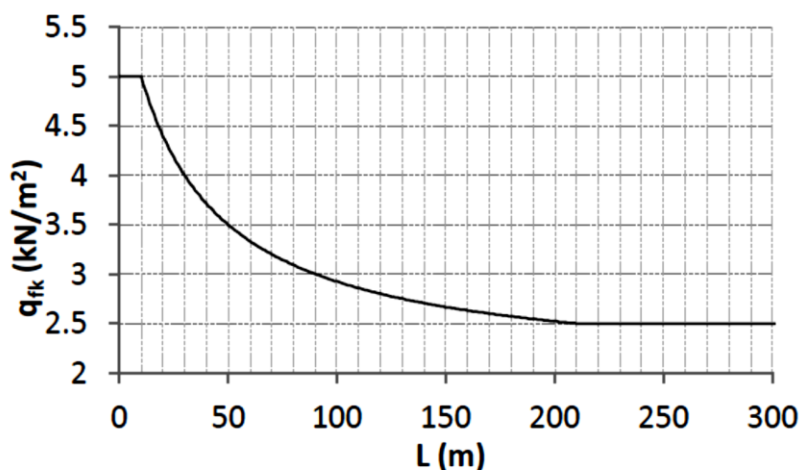


Figura 5.1 Sobrecarga a considerar para modelos de carga que não o de carga em multidão (EC1-3, 1994)

Em que, L corresponde ao comprimento do tabuleiro onde se insere a carga (em metros).

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L+30} \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

A equação 5.1, representa a sobrecarga em função do comprimento da ponte, substituindo L por 40 m, chega-se a uma sobrecarga de 3,71 kN/m². A sobrecarga a utilizar no modelo irá ser de 4 kN/m²

Nas secções 5.3.2.2 e 5.3.2.3, do Eurocódigo 1-2, define uma sobrecarga concentrada Q_{fwk} igual a 10 kN a actuar numa área quadrada de 0.10 m de lado e dependendo das restrições de acesso previstas para a ponte pedonal a projectar, pode ser necessário considerar a entrada ocasional de veículos na ponte, nomeadamente, veículos para manutenção ou de emergência (Q_{serv}). Estas acções são consideradas para ter em conta efeitos locais.

A carga de veículo em serviço Q_{serv} que, caso o seu valor não seja especificado no Anexo Nacional, pode ser tido em conta com a consideração da presença acidental de veículos na ponte. Tendo em conta o caso acidental referido no parágrafo anterior é facilmente resumido pela Figura 5.2.

Tabela 5.1 Grupos de carga de trafego segundo EC 1-2

Tipo de carga		Forças verticais	Forças horizontais	
Sistema de carga		Cargas uniformemente distribuídas	Veículo de serviço	
Grupos de carga	Gr₁	q_{fk}	0	Q_{fk}
	Gr₂	0	Q_{serv}	Q_{fk}

Segundo o Anexo A2 do Eurocódigo 0, no ponto 2.3, são descritas as regras de combinações específicas para pontes pedonais. Das seguintes regras destacam-se estas:

- A carga concentrada $Q_{f_{wk}}$ não deve ser combinada com qualquer outra acção variável que não seja devida ao tráfego;
- As acções de vento e acções térmicas não devem ser consideradas em simultâneo, salvo indicação em contrário (no Anexo Nacional) para condições climáticas locais;
- Devem ser definidas combinações específicas para casos em que o tráfego de pontes pedonais esteja completamente protegido de todos os tipos de mau tempo.

Segundo o ponto 4.8.1 do Eurocódigo 1-3 (EC1-3, 1994), deve-se considerar uma acção de 1 kN/m ao longo da guarda da ponte.

5.2.2. Temperatura

As acções térmicas são tratadas no Eurocódigo 1 Parte 1-5 (NP EN 1991-1-5). O Eurocódigo mencionado, somente faz referência a estruturas de betão, aço e misto, desprezando o material madeira. Como tal foi utilizada uma variação de temperatura segundo o artigo (Jobst, 2010). Este refere-se que em estruturas de pontes em madeira deve-se aplicar uma variação de temperatura de +20 °C e -20 °C (Jobst, 2010). Como se

pode verificar na Figura 5.3, foi aplicada separadamente uma temperatura de $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$.

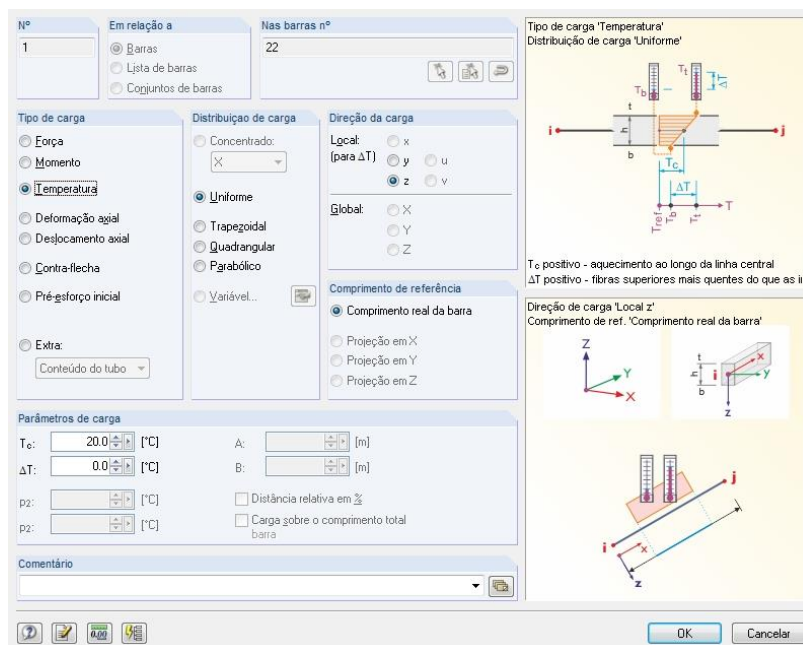


Figura 5.3 Aplicação da temperatura positiva no Dlubal

5.2.3. Vento

A acção do vento em pontes apresenta alguma dificuldade, em que a norma EN 1991-1-4 determina que se realizem ensaios em túnel de vento sobre uma maquete aeroelástica para permitir a avaliação em rigor da acção do vento sobre a estrutura e a detecção de fenómenos de instabilidade.

Porém, devido a impossibilidade e a falta de meios e estudo complexo para a avaliação e quantificação da acção, esta foi calculada estaticamente. Foram consideradas forças equivalentes à acção do vento de forma a ter uma estimativa quanto às acções dinâmicas actuantes.

A metodologia simplificada de aproximação das acções dinâmicas do vento e a acções estáticas são regulamentadas no Eurocódigo como no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). Assim sendo, foi aceite que para estruturas com frequências próprias superiores a 1Hz, a consideração da acção estática equivalente à acção do vento conduz a resultados satisfatórios (Ministério, 1983).

Devido falta de referências à aplicação da acção do vento em pontes em arco, levou à quantificação da acção do vento no tabuleiro segundo o EN 1991-1-4 8.3 e simultaneamente à adopção de uma metodologia simplificada com base no EN 1991-1-4 7.6 para o cálculo das acções do vento sobre o arco.

De acordo com o Eurocódigo 1, a velocidade do vento é dada por:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} \quad (5.2)$$

em que:

- V_b valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direcção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno da categoria II.
- C_{dir} coeficiente direccional do vento
- C_{season} coeficiente de sazão do vento
- $V_{b,0}$ velocidade de referência do vento

A ponte localiza-se a menos de 5 km da costa oceânica, assim sendo o local é pertencente à zona B, onde a velocidade de referência do vento é de 30 m/s. O valor do factor direccional é dado como 1.0. O factor de época é também de 1.0, uma vez que a redução desse valor só seria admissível no caso de estruturas provisórias apenas existentes nos

meses de verão, o que uma vez não se enquadra neste caso. Então podemos concluir que a velocidade do vento local é de 30.00 m/s (EC1-4 NA-4.2 (1), Nota 2).

De seguida é necessário calcular a velocidade média do vento, para uma altura z acima do solo, que é dependente da rugosidade do terreno e orografia da envolvente, segundo a fórmula:

$$V_m = C_r(z) \times C_0(z) \times V_b \quad (5.3)$$

O coeficiente de rugosidade é calculado com base num perfil de velocidades logarítmicas segundo às seguintes equações:

$$C_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \text{ para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (5.4)$$

$$C_r(z) = C_r(z_{\min}), \text{ para } z \leq z_{\min} \quad (5.5)$$

A altura máxima atingida pela ponte (z), incluindo a guarda, ou seja, z é igual a 6,84 m, z_0 e z_{\min} são obtidos da tabela do anexo nacional do EC1-4 4.3 (Quadro 4.1).

O terreno foi considerado como sendo de tipo II devido à localização da ponte próxima de um hospital, centro comerciais e de vegetação. Então, como z se encontra dentro do intervalo z_{\min} , z_{\max} de 200 m e onde $z_{0,II}$ é igual a 0,05. O valor de C_r é calculado pela equação 5.7, onde k_r , é o coeficiente de terreno que depende do comprimento de rugosidade z_0 dado por:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \times \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = 0,019 \quad (5.6)$$

Substituindo k_r na equação acima:

$$C_r(6,84) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,019 \times \ln\left(\frac{6,84}{0,05}\right) = 0,9345 \quad (5.7)$$

Como a implantação da estrutura não se localiza numa zona de falésia ou de colina onde a orografia provoque um aumento da velocidade do vento, o coeficiente de orografia $C_o(z)$ é considerado igual a 1,0. Usando a equação tem-se:

$$V_m = C_r(z) \times C_o(z) \times V_b = 0,9345 \times 1 \times 30 = 28,035 \text{ m/s} \quad (5.8)$$

Depois de obtermos a velocidade média do vento é necessário calcular a pressão dinâmica de pico, resultante da velocidade média e de flutuações de curta duração na velocidade do vento, através da equação:

$$qb(z) = [1 + 7 \times I_{v(z)}] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2 \quad (5.9)$$

Onde $I_v(z)$ é a intensidade de turbulência à altura z e ρ é a massa volúmica do ar, igual a 1,25 kg/m³:

$$I_{v(z)} = \frac{k_l}{C_o \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,00}{1,00 \times \ln\left(\frac{6,84}{0,05}\right)} = 0,203 \quad (5.10)$$

O coeficiente de turbulência (k_l) é igual a 1.0. Substituindo $I_v(z)$ na equação surge:

$$qb(6,84) = [1 + 7 \times 0,203] \times \frac{1}{2} \times 1,25^{E-3} \times 28,035^2 = 1,19 \text{ kN/m}^2 \quad (5.11)$$

A força horizontal que corresponde à acção do vento actuando transversalmente à estrutura é função da pressão de pico e para o seu cálculo é recomendada a aplicação da seguinte expressão:

$$F_{w,x} = C_s \times C_d \times qb(z) \times C_{f,x} \times A_{ref,x} \quad (5.12)$$

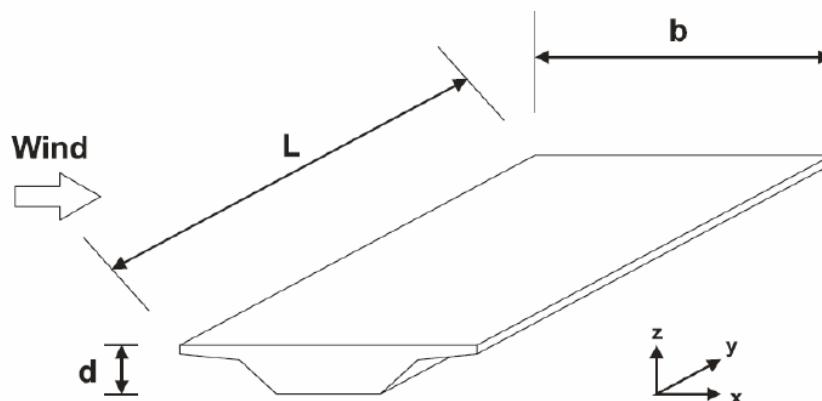
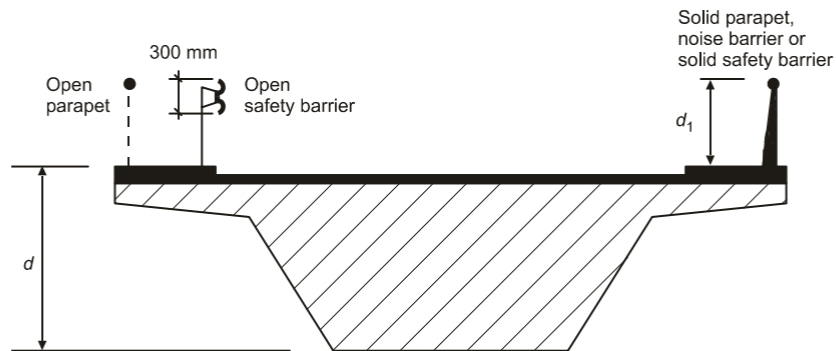


Figura 5.4 Direcções das acções do vento em pontes (EC1-4 Figura 8.2)

A área de referência ($A_{ref,x}$), é calculada onde o vento actua e o coeficiente de força, $C_f = C_{f,x,0}$, é necessário calcular a altura equivalente do tabuleiro, que depende das características das guardas adoptadas, assim como da presença do tráfego de pessoas e bicicletas.

Como no caso em estudo não é efectuado um procedimento de cálculo de resposta dinâmica, é aconselhado atribuir o valor 1.0 para c_s c_d .

A altura equivalente do tabuleiro depende das condições das guardas adoptadas.



Legenda:

Open parapet	Guarda-corpo vazado
Open safety barrier	Guarda de segurança vazada
Solid parapet, noise barrier or solid safety barrier	Guarda-corpo não vazado, barreira anti-ruído ou guarda de segurança não vazada

Figura 5.5 Altura a considerar para $A_{ref,x}$ (EC1-4 Figura 8.5)

Tabela 5.2 Altura d total a considerar $A_{ref,x}$ (EC1-4 Quadro 8.1)

Barreiras de segurança	Num lado	Nos dois lados
Guarda-corpo vazado ou guarda de segurança vazada	$d+0,30$ m	$d+0,60$ m
Guarda-corpo não vazado ou guarda de segurança não vazada	$d+d_1$	$d + 2d_1$
Guarda-corpo vazado e guarda de segurança vazada	$d + 0,60$ m	$d+ 1,2m$

Em ambos os lados para a ponte em estudo adoptou-se um guarda-corpo vazado de 1,20 m de altura, onde o d_{total} é de $0,64+0,6$ que é igual a 1,24 m.

Sabendo que o tabuleiro tem 3,50 m de largura (b), é possível obter o valor para a relação b/d_{total} , que é de 2,82. Observando Figura 5.6, transposta do EC1, obtêm-se $C_{f,x}$ igual a 1,70.

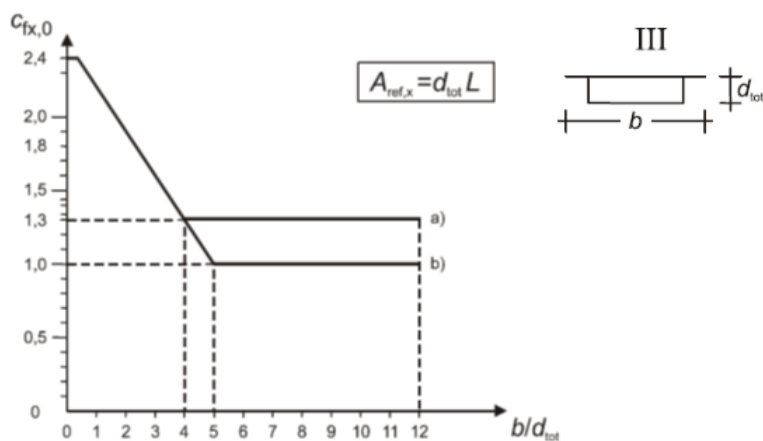


Figura 5.6 Coeficiente de força $C_{f,x}$ para tabuleiros de pontes (EC1-4, 8.3.1)

Assim a acção horizontal do vento na direcção transversal ao tabuleiro toma assim o valor de 2,509 kN/m.

Segundo o eixo longitudinal do tabuleiro, a força horizontal segundo o Eurocódigo 1, para este tipo de tabuleiro, é dado como 25% da força na direcção transversal, resultando assim uma acção de 0,63 kN/m.

A direcção vertical, na ausência de testes de túnel de vento, o coeficiente de força ($C_{f,z}$) recomendado é de $\pm 0,9$. Assim sendo, considerando o valor b de 3,50 m resulta uma força vertical igual a $\pm 3,749$ kN/m.

A acção do vento no arco foi calculada segundo o procedimento estabelecido pelo EC1-4 7.6 referente a elementos estruturais de secção rectangular.

Foi necessário quantificar o coeficiente de força C_f , admitindo que o vento incide perpendicularmente a uma face, de onde resulta a seguinte expressão:

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_r \times \psi_\lambda \quad (5.13)$$

Onde:

- $C_{f,0}$ - coeficiente de força para elementos de secção rectangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades, fornecido na Figura 5.7;
- Ψ_r - coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados, onde depende do número de Reynolds;
- Ψ_λ - coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento.

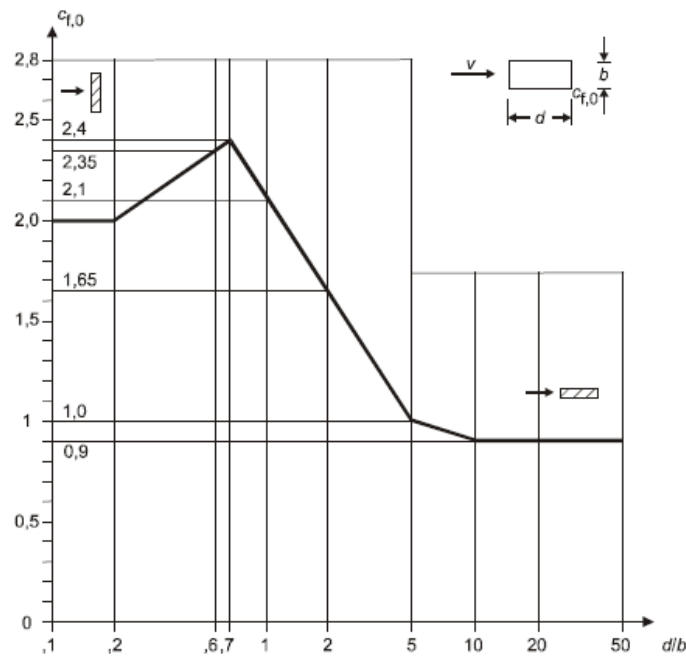


Figura 5.7 Coeficiente de forças para secções rectangulares com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades do elemento (EC1-4 Figura 7.23)

Como as dimensões do arco são uniforme ao longo do seu traçado ($d=1$ m por $b=1,90$ m), a quantificação desta acção toma valores da seguinte forma, sendo a razão d/b de 0.53, através da Figura 5.7 obtém-se o valor de $C_{f,0}$ igual a 2.35.

O coeficiente Ψ_r , considerou-se de 1,0. Para o coeficiente Ψ_s , todos os elementos sem livre escoamento em torno das extremidades, como acontece neste caso em estudo, o EC1 recomenda que o coeficiente toma o valor de 1,0. Segundo a expressão 5.13, o coeficiente de força referente ao arco (C_f), é igual a 2,35.

Utilizando as equações anteriores para a acção do vento no tabuleiro, a acção horizontal do vento transversal ao arco para uma altura de $\approx 11,47$ m toma um valor de 6,247 kN/m.

5.2.4. Acção sísmica

A acção sísmica para pontes está estipulada no Eurocódigo 8 - Parte 2. Segundo o ponto 3.2.1, os efeitos dos sismos devem ser contabilizados através de espectros de reposta, que estão definidos na secção 3 da EN 1998-1. Em conformidade com o estipulado em 3.1.2 e na tabela 3.1, pode-se classificar o terreno como sendo tipo B.

Segundo o Eurocódigo 8, existem dois tipos de cenários sísmicos a considerar, que podem afectar Portugal. O primeiro tipo de sismo, designado como afastado, refere-se aos sismos epicentro na região Atlântica e que corresponde à acção sísmico tipo 1. O segundo tipo, designado como próximo, refere-se aos sismos com epicentro no território continental ou no Arquipélago dos açores e que corresponde à acção sísmico tipo 2.

No Eurocódigo 8 parte 2, segundo a cláusula 3.5 que se refere à classe de importância para pontes, podemos concluir que a ponte em estudo pode ser classificada como de classe 2. Esta escolha tem em conta a sua envolvente, a ponte tem na sua envolvente infra-estruturas cuja operacionalidade deve ser assegurada, mesmo depois de uma acção sísmica de elevada magnitude, como é o no caso do Hospital Pedro Hispano que é de classe IV segundo o Eurocódigo 8-1.

Tabela 5.3 Classe de importância para pontes (CEN, 2010)

Classe de importância		γ_I
Maior do que a média	III	1.30
Média	II	1.00
Menos do que a média	I	0.85

O espectro de cálculo permite retractor a capacidade de dissipação de energia da estrutura, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou outros mecanismos que, de outra forma só poderiam ser simulados através de uma análise estrutural não-linear. O espectro de cálculo obtém-se através de uma análise elástica fundamentada num espectro de resposta reduzido, introduzindo um coeficiente de comportamento, q . O coeficiente de comportamento, q , é uma aproximação da relação entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica e as forças sísmicas para a situação em que é considerado um amortecimento viscoso de 1.5%, característico de estruturas de madeira. As forças sísmicas podem ser usadas para a concepção e dimensionamento estrutural, quando o modelo é linear, utilizando os valores de q . Em casos em $q > 1.5$ devem ser justificados por uma análise apropriada.

Na cláusula 3.2 da EN 1998-2 (Kolias, 2012) está definido o modo de cálculo dos espectros de resposta em função de vários parâmetros, sendo no caso geral:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = \alpha_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2.5 - 1) \right] \quad (5.14)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = \alpha_g \eta S 2.5 \quad (5.15)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = \alpha_g \eta S 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5.16)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ seg}: S_e(T) = \alpha_g \eta S 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5.17)$$

Onde:

- a_g - aceleração de projecto em rocha, que se calcula como sendo o produto de $\gamma_1 a_{gR}$, em que γ_1 é o coeficiente de importância e a_{gR} é a aceleração de projecto em rocha para um período de retorno de referencia de 475 anos.
- T_B - limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;
- T_C - limite superior do ramo espectral de aceleração constante;
- T_D - valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- T - período de vibração de um sistema de um grau de liberdade;
- $S_e(T)$ - espectro de resposta elástico;
- η - factor de correcção de amortecimento.

A ponte em estudo pode considerar-se uma estrutura de importância média., essencial à ligeira manutenção das comunicações sobretudo após um sismo e concebida para um período de vida útil maior que o habitual. Como tal, considera-se uma estrutura de classe de importância II, tomando γ_1 o valor de 1.00. A ponte é de ductilidade limitada dado o desconhecimento da ductilidade estrutural, considerando-se assim $q = 1.20$.

As características sísmicas regulamentares para a região onde se localiza a ponte estão sintetizadas na Tabela 5.4, para ambos os cenários acima descritos.

Tabela 5.4 Características sísmicas: Espectro elástico horizontal

	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2
Classe de Importância (γ)	II	II
Tipo de terreno	B	B
Zona sísmica	1.60	2.50
Coefficiente de comportamento (q)	1.20	1.20
S	1.35	1.00
T _B	0.10	0.10
T _C	0.60	0.25
T _D	2.00	2.00
Factor de correcção de amortecimento (η -horizontal)	1.24	1.24
Aceleração de projecto em rocha (α_g)	0.35	0.80

Segundo o Eurocódigo 8-3.3 (Kolias, 2012), para obter o espectro elástico vertical, tem que se recorrer a substituição da primeira e segunda equação definido na cláusula 3.2 da EN 1998-2:

- Alteração do coeficiente de 2,50 por 3.00;
- Aceleração de projecto em rocha (α_g) por α_{vrg} ;
- Alteração do valor S para 1,0.

Após a alteração dos valores obtém-se a Tabela 5.5 com as novas características para o espectro elástico vertical.

Tabela 5.5 Características sísmicas: Espectro elástico vertical

	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2
Classe de Importância (Υ)	II	II
Tipo de terreno	B	B
Zona sísmica	1.60	2.50
Coefficiente de comportamento (q)	1.20	1.20
S	1.00	1.00
T_B	0.50	0.05
T_C	0.25	0.15
T_D	1.00	1.00
Factor de correcção de amortecimento (η -vertical)	0.833	0.833
Aceleração de projecto em rocha (α_g)	0.75	0.95

Segundo a alínea 3.4 do Eurocódigo 8 (Kolias, 2012), os componentes horizontais são definidas pelas últimas 3 equações, substituindo o factor de correcção de amortecimento (η) pelo inverso do factor de comportamento (q) isto é, $\eta = 1 / q$.

Para o período muito curto alcance a seguinte equação 5.14 irá ser substituída pela equação 5.18:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = \alpha_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.18)$$

Depois das alterações para a ponte em caso vai dar origem a dois espectros de resposta de cálculo:

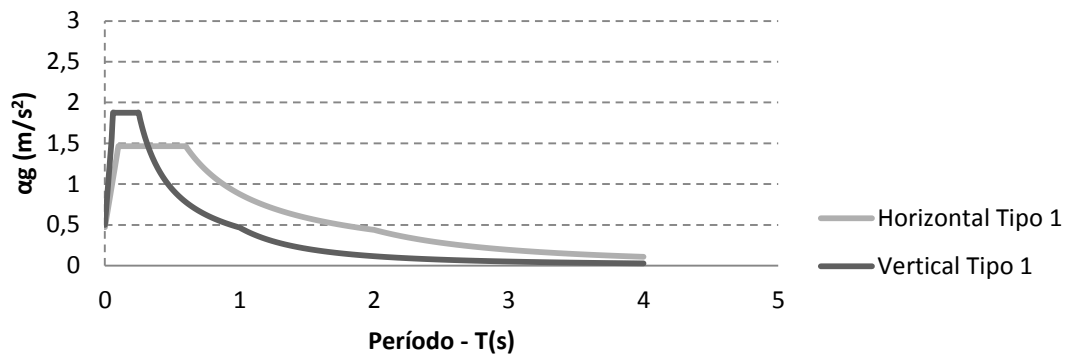


Figura 5.8 Espectro de resposta de cálculo Tipo 1

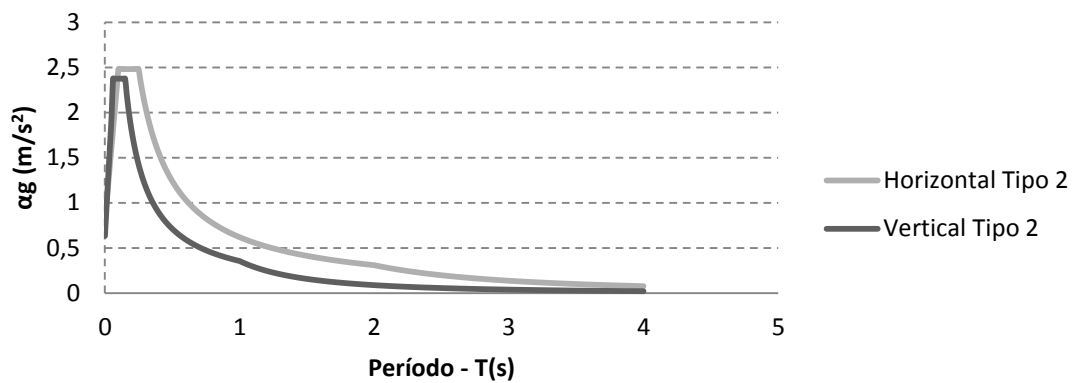


Figura 5.9 Espectro de resposta de cálculo Tipo 2

5.3. Combinação de acções

Após de quantificar as acções como relevantes para a verificação de segurança da ponte em relação aos diferentes estados limites, devem ser definidas quais aquelas cuja acção simultânea será provável de ocorrer e as condições em que os seus efeitos serão mais desfavoráveis.

Segundo o EC 0, na secção A2.2.3 (2) do Anexo 2 – Aplicação a pontes, não se considera possível a ocorrência simultânea da acção da temperatura e do vento.

Em todas as combinações, a presença das acções permanentes deve ser tido em conta, tomando os seus valores superiores ou inferiores conforme se entenda resultar mais desfavorável para a estrutura.

A consideração das combinações tem em conta a verificação da segurança da estrutura em relação aos estados limites últimos (ELU), (ver Capítulo 6.4) e combinações que visam a verificação dos estados limites de serviço (ELS), (ver Capítulo 6.5).

5.3.1. Combinação de acções permanentes

Considera-se como combinação inicial a combinação de acções permanentes, relativa à acção isolada dos pesos próprios:

$$\sum G_{k,i} \quad (5.19)$$

5.3.2. Combinações STR (ELU)

As combinações STR, também conhecido como rotura estrutural do elemento, têm como princípio efectuar a verificação da estrutura por forma a garantir que o projecto e o dimensionamento dos membros verificam em qualquer situação, onde $G_{k,j}$ é a acção não permanente base, definida pela seguinte equação 5.20. A combinação que se tornam mais relevantes para o dimensionamento estrutural.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.20)$$

Os valores de cálculo para o γ_G são de 1,35 ou 1,00 caso a acção seja favorável ou desfavorável, respectivamente. Em relação aos valores a considerar para as acções

variáveis, estes são dependentes do facto de a acção ser originária de tráfego pedonal, onde o valor a considerar é 1,35, ou ser de outra origem, sendo o valor a considerar 1,50.

5.3.3. Combinações de estados limites de serviço (ELS)

Estas combinações de ELS têm como objectivo o estudo da estrutura para as acções a que a estrutura está submetida durante a fase de utilização ao longo da sua vida útil. Este tipo de análise vai permitir a obtenção dos valores de deslocamentos e tensões que permitem garantir que a estrutura se mantém em perfeição, como por exemplo na verificação da deformação.

Combinação característica (ELS)

Para a combinação característica, incluindo o peso próprio da estrutura que assume o valor característico, temos a acção base que assume valor idêntico ao peso próprio e as restantes acções cujo valor característico é reduzido com recurso ao factor Ψ_0 .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.21)$$

Combinação quase-permanente

A combinação quase-permanente actua durante grande parte da vida útil da estrutura (pelo menos metade da vida da construção). Nestas combinações de serviço, todas as acções variáveis são consideradas com os seus valores permanentes. O coeficiente k_{def} , é um factor de correcção para ter em conta a fluência (ver capítulo 6.5).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j}(1 + k_{def}) + P + Q_{k,1}(1 + \psi_{2,1}k_{def}) + \sum_{i > 1} Q_{k,i}(\psi_{0,i} + \psi_{2,1}k_{def}) \quad (5.22)$$

Tabela 5.6 Coeficientes de redução (ψ) de acordo com o EC 0

Acção	Símbolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga	Gr 1	0,40	0,40	0
	$Q_{f,wk}$	0	0	0
	Gr 2	0	0	0
Força do vento	$F_{w,k}$	0,30	0,20	0
Temperatura	T_k	0,60	0,60	0,50

6. Regulamentação

6.1. Introdução

Todos os dimensionamentos e verificações do projecto foram elaborados com o cumprimento das normas europeias, designadas de Eurocódigos. Para as diversas análises efectuadas utilizaram-se as normas Portuguesas em vigor, nomeadamente o RSA (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes), em casos de regulamentação não mencionada.

As normas europeias utilizadas foram:

Eurocódigo 0 - Bases para o projecto de estruturas

- EN1990:2002, Bases para o projecto de estruturas;
- EN1990:2003, Anexo A2, Aplicação em pontes.

Eurocódigo 1 - Acções em estruturas

- EN1991-1-1:2002, Acções em estruturas: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- EN1991-1-4:2005, Acções em estruturas: Acções gerais – Acções do vento;
- EN1991-1-5:2009, Acções em estruturas: Acções gerais – Acções térmicas;
- EN1991-2:2002, Acções em estruturas: Sobrecargas em pontes.

Eurocódigo 5 - Projecto de estruturas de madeira

- EN 1995-1-1:2004, Regras Gerais e Regras para Edifícios;
- EN 1995-1-2:2004, Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo;
- EN 1995-2:2004, Parte 2: Pontes.

Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos

- EN 1998-1-1:2010, Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- EN 1998-1-1:2010, Parte 2 - Pontes;
- EN 1998-2:2005, Part 2: Bridges (EC8-2, 2010);
- Part 2: Pontes (Kolias, 2012).

6.2. Critérios de verificação à segurança

O dimensionamento e a verificação de segurança, segundo os critérios do Eurocódigo 0, a aplicação do Estado-Limite Último (ELU) e do Estado-Limite de Utilização (ELS) devem ser considerados.

A verificação dos vários elementos estruturais de madeira, estão representados no Eurocódigo 5 parte 1.1. Este apresenta vários modelos de cálculo como também várias fórmulas, especificamente aplicáveis à avaliação da capacidade resistente dos elementos. Na parte 1.2 do EC5, estão definidas as regras gerais de verificação das estruturas de madeira sujeito ao fogo, como também inclui vários métodos de verificação dos elementos. Para o caso de pontes, a segunda parte do EC5 irá referir-se a conjuntos de regras a aplicar em pontes como a regras para tabuleiros de madeira pré-esforçada.

6.3. Introdução ao Eurocódigo 5 (EC5)

O projecto de estruturas de madeira deve estar de acordo com a EN 1990:2002 (Eurocódigo 0), que define as regras base de projecto utilizando os Eurocódigos. No capítulo 2 do EC5, designado Bases de Projecto, define os aspectos fundamentais de carácter geral a respeitar pelos projectistas no cálculo de estruturas de madeira. Como

aspectos fundamentais específicos das estruturas de madeira vale a pena referir a questão da duração das acções, a importância do teor em água e definição dos princípios de cálculo segundo a metodologia dos Estados-Limite (Negrão, et al., 2009).

Genericamente, a verificação da estabilidade assenta nos princípios gerais definidos na EN 1990:2002, utiliza acções definidas pelo projectista nos termos das normas de acções (EN 1991 – diversas partes) e recorre aos métodos definidos nas três partes do EC5 para avaliar a capacidade resistente, as condições de utilização e a durabilidade (Negrão, et al., 2009). O EC 5 é composto pelas seguintes partes:

- EN 1995-1-1 Regras específicas para edifícios;
- EN 1995-1-2 Regras específicas para estruturas de madeira ao fogo;
- EN 1995-2 Regras específicas para pontes em madeira.

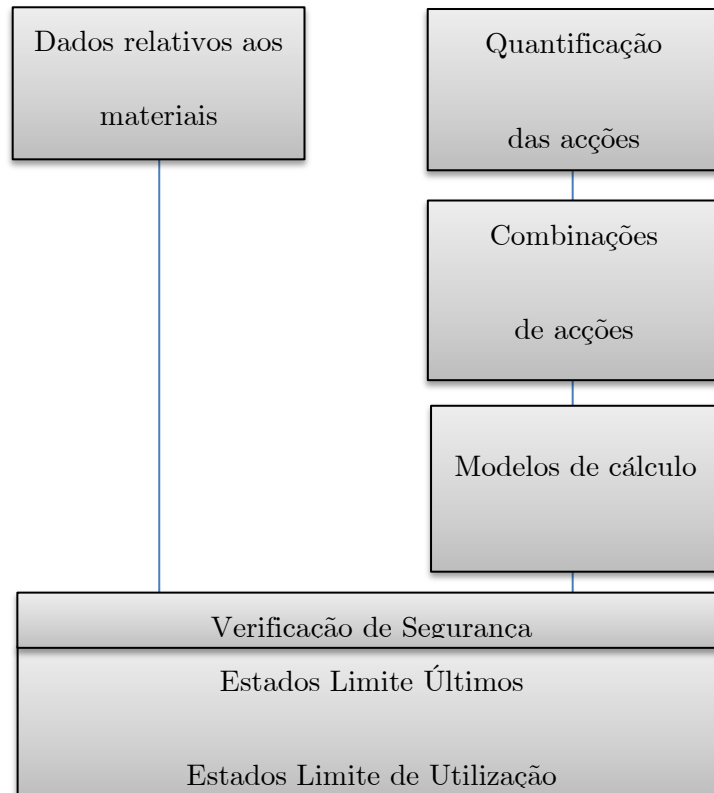


Figura 6.1 Metodologia de cálculo de estruturas de madeira (Negrão, et al., 2009)

6.3.1. Definição das acções

As acções podem ser definidas como permanentes (G) ou variáveis (Q). A acção permanente pode ser caracterizada como uma acção que será constante ao longo da vida útil da estrutura, isto é, o peso da madeira, o revestimento e o peso de elementos metálicos. Por outro lado a acção variável é caracterizada como uma acção com duração, assim sendo esta acção pode ser uma sobrecarga de utilização, acção do vento ou neve.

Às acções referidas anteriormente, serão atribuídas classes de duração. Assim sendo, esta duração é o tempo qua a estrutura se encontra sujeita a uma dada acção.

A avaliação das acções, já referidas no capítulo 5, é tido em conta para a verificação do desempenho da estrutura. As acções de sobrecarga e do vento têm um relevante papel no que diz respeito a acções dinâmicas. As acções dinâmicas irão ser referidas no capítulo 8.9

6.3.2. Variáveis de dimensionamento

As acções a ser consideradas devem estar de acordo com o EC 1 e as resistências devem ser ajustadas segundo a duração das mesmas e pela humidade na madeira. Então para o método dos coeficientes parciais de segurança introduz-se o factor k_{mod} que modifica a resistência de acordo com a duração da carga e o teor de água da madeira, resultando assim a seguinte expressão (Negrão, et al., 2009):

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (6.1)$$

Em que,

- X_d – Valor característico da resistência;
- X_k – Valor de dimensionamento da resistência;

- γ_m – Coeficiente parcial de segurança do material, $\gamma_m=1,25$ (para o caso da madeira lamelada colada);
- k_{mod} – Factor de modificação da duração da carga.

6.3.3. Classe de serviço e duração das acções

A madeira, sendo um material orgânico, é susceptível de degradação por agentes biológicos, como insectos ou fungos, levando a que as estruturas feitas neste material se necessite de precaver contra estes ataques. O Eurocódigo 5 subscreeve que se deve utilizar madeira com durabilidade natural suficiente de acordo com risco de exposição da estrutura, ou então deve-se utilizar um tratamento preservador adequado, segundo as seguintes normas (Negrão, et al., 2009):

- EN 335-1, Definição das classes de risco;
- EN 350, Definição da durabilidade natural;
- EN 460, Relação entre as classes de risco e a classe de durabilidade.

6.3.4. Duração das acções

Na Tabela 6.1, pode-se verificar as classes definidas e a duração das acções associada a cada classe. O peso próprio é designado como classe de acção permanente, por outro lado as acções variáveis, são definidas e estimadas pelo seu tempo de duração.

Tabela 6.1 Duração das acções (Faria, 2009)

Classe das acções	Período de Actuação	Exemplo
Permanente	>10 Anos	Peso Próprio
Longa duração	6 Meses -10 Anos	Armazém
Média duração	1 Semana- 6 Meses	Sobrecargas Neve

		Vento
Curta duração	<1 Semana	Neve
		Sismo
Instantânea	Instantânea	Acidente

6.3.5. Classe de serviço

As estruturas de madeira devem ser calculadas de forma diferente consoante o ambiente em que se encontram, pois este determina as suas condições de equilíbrio termo-higrométrico, que se reflectem em diferentes dimensões das peças consoante o teor em água em que se encontram. Esta questão é resolvida no EC5 através do conceito de classe de serviço. As classes de serviço previstas no EC5 são 3 e correspondem sensivelmente às classes de risco 1 a 3, definidas na norma EN 355-1, as quais se destinam a enquadrar o problema da durabilidade natural da madeira face às condições ambientais em se encontra as peças (Negrão, et al., 2009). A norma EN 335-1 (1992) estipula as seguintes classes de risco:

- Classe de risco 1 – Ambiente interior protegido.
- Classe de risco 2 – Ambiente interior não protegido ou exterior não sujeito à acção directa da água das chuvas e com contactos muito esporádicos com água líquida.
- Classe de risco 3 – Ambiente exterior com contactos frequentes com água das chuvas, muitas vezes em períodos longos.

As classes de risco 1 a 3 correspondem às classes de serviço 1 a 3 previstas no EC5. Assim sendo, serão apresentadas as três classes de serviço:

- Classe de Serviço 1: Caracteriza-se por um teor de humidade correspondente a uma temperatura de 20 °C e uma humidade relativa do ar que excede 65% somente em algumas semanas do ano.
- Classe de Serviço 2: Caracteriza-se por um teor de humidade correspondente a uma temperatura de 20 °C e uma humidade relativa do ar que excede 85% umas poucas semanas do ano.
- Classe de Serviço 3: Condições climáticas que conduzam a teores de humidade superiores à classe de serviço 2.

6.3.6. Factor de modificação (k_{mod})

A designação factor de modificação, é devido a perda da resistência da madeira sujeita a cargas temporárias. Este factor é de grande importância no dimensionamento de elementos estruturais de madeira, isto porque a capacidade resistente poderá diminuir até 50% da resistência característica. O factor k_{mod} , pode ser obtido em função da classe de duração e da classe de serviço. Para uma combinação de carga com várias acções de diferentes classes de duração, o factor de modificação a aplicar será de acordo com a acção de menor duração (EC5, 3.1.3 (2)).

Tabela 6.2 Factor k_{mod} para MLC (EC5 3.1)

Factor k_{mod} para MLC			
Classe de duração	Classe de Serviço		
	1	2	3
Permanente	0.60	0.6	0.50
Longo prazo	0.70	0.7	0.55
Médio prazo	0.80	0.8	0.65
Curto prazo	0.90	0.9	0.70

Instantâneo	1.10	1.10	0.90
-------------	------	------	------

Com esta diminuição de resistência a longo prazo, introduzida pelo coeficiente k_{mod} , a obtenção da combinação mais desfavorável terá de ser verificada em todas as combinações de acções, pois a combinação que conduz a maiores esforços poderá não ser a mais desfavorável.

Para o dimensionamento, o módulo de elasticidade, de distorção e outros valores característicos da MLC são também reduzidos segundo as expressões seguintes:

$$E_d = \frac{E_{médio}}{\gamma_m} \quad (6.2)$$

$$G_d = \frac{G_{médio}}{\gamma_m} \quad (6.3)$$

Onde,

- E_d – Módulo de elasticidade de dimensionamento;
- G_d – Módulo de distorção de dimensionamento;
- $E_{médio}$ – Módulo de elasticidade médio;
- $G_{médio}$ – Módulo de distorção médio;
- γ_m – Coeficiente parcial de segurança do material, para o caso da MLC $\gamma_m=1,25$
(EC 5 tabela 2.3)

6.4. Estado limite Últimos

O procedimento a ter em conta no dimensionamento ao ELU, já referenciado neste subcapítulo, é aplicado a todos elementos de madeira lamelada colada com secção transversal constante e cujo fio é paralelo ao eixo longitudinal da peça.

A verificação da segurança em relação aos estados-limite últimos, em que a distribuição dos esforços nos elementos é afectada pela distribuição de rigidez na estrutura, os valores

médios finais do módulo de elasticidade (E_{mean}), do módulo de distorção (G_{mean}) e do módulo de deslizamento (K_{ser}), deverão ser calculados a partir das seguintes expressões (Negrão, et al., 2009):

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1+\psi_2 K_{def})} \quad (6.4)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{(1+\psi_2 K_{def})} \quad (6.5)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1+\psi_2 K_{def})} \quad (6.6)$$

Onde,

- K_{def} , é o factor para a avaliação da deformação devido a à fluência e que tem em conta a classe de serviço pertinente;
- ψ_2 , é o valor do coeficiente para a acção quase-permanente;
- E_{mean} , é o valor médio do modulo de elasticidade;
- G_{mean} , é o valor médio do modulo de distorção.

6.4.1. Tração paralela às fibras

O EC 5 estipula a verificação da tração paralela às fibras com a seguinte expressão:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (6.7)$$

Onde,

- $\sigma_{t,0,d}$, é o valor de cálculo da tensão actuante de tração paralela ao fio;
- $f_{t,0,d}$, é o valor de cálculo da tensão resistente de tração paralela ao fio.

6.4.2. Compressão paralela ao fio

Os elementos devem verificar a situação de compressão paralela ao fio pela seguinte expressão:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (6.8)$$

Onde,

- $\sigma_{c,0,d}$ Valor de cálculo da tensão actuante de compressão paralela ao fio;
- $f_{c,0,d}$ Valor de cálculo da tensão resistente de compressão paralela ao fio.

No caso de elementos esbeltos, deve-se prosseguir a verificação ao bambeamento dos elementos pelas seguintes equações:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.9)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} k_m + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.10)$$

Onde:

- $k_{c,y}$, é dado por:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_{c,y} + \sqrt{k_{c,y}^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (6.11)$$

- k_y , é dado por:

$$k_y = 0.50 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,y} - 0.30) + \lambda_{rel,y}^2) \quad (6.12)$$

- β_c -para MLC é igual a 1;
- $\lambda_{rel,y}$ é dado por:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.13)$$

- $E_{0,05}$ é o quantilho de 5% do módulo de elasticidade;
- λ_y - pode obter-se pela seguinte expressão:

$$\lambda_y = \frac{L_{v,y}}{i_y} \quad (6.14)$$

- $L_{v,y}$ - é o comprimento de encurvatura segundo o eixo y;
- i_y - é o raio de giração do elemento segundo o eixo y;
- $k_{c,z}$ - é dado pelas mesmas expressões que $k_{c,y}$, mas com valores para o eixo z;
- Os restantes valores podem ser encontrados na flexão composta no capítulo 6.4.5.

6.4.3. Compressão perpendicular às fibras

As áreas de contacto são muito importantes, pois estes contactos vão influenciar o esmagamento da peça. Para evitar este esmagamento, deve-se verificar a compressão perpendicular às fibras. A equação geral é dada por:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \quad (6.15)$$

Onde,

- $\sigma_{c,90,d}$, valor de cálculo da tensão de compressão na zona de contacto perpendicular ao fio;
- $f_{c,90,d}$, valor de cálculo da resistência à compressão perpendicular ao fio;
- $k_{c,90}$, factor que tem em conta a configuração do carregamento, a possibilidade de fendimento e o grau de deformação por compressão;

O valor de $k_{c,90}$ pode ser dado por:

- Vigas continuamente apoiadas, com $h \leq \frac{l_1}{2}$:
 - $k_{c,90} = 1.50$ para madeira lamelada colada de resinosas;
- Vigas sobre apoios discretos, com $h \leq \frac{l_1}{2}$:
 - $k_{c,90} = 1.75$ para madeira lamelada colada de resinosas e $l \leq 400mm$;

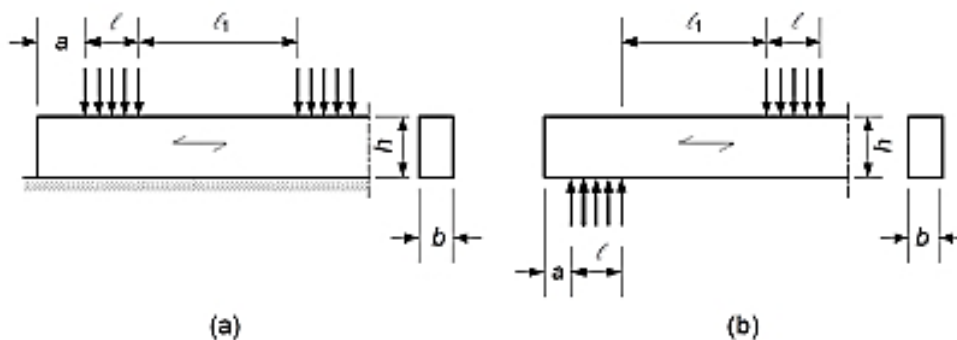


Figura 6.2 Compressão perpendicular ao fio em apoio contínuo (a) e discreto (b)

(EC5-1.1, 2004)

6.4.4. Flexão

Segundo o estado limite último, o EC5 refere-se a verificação à flexão estipulada pelas seguintes expressões:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.16)$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} k_m + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.17)$$

Onde,

- $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$, são os valores de cálculo das tensões actuantes de flexão em relação aos eixos principais;
- $f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$, são as capacidades resistentes de dimensionamento, segundo os respectivos eixos y e z. As capacidades resistentes podem ainda ser influenciadas pelas dimensões das secções, e pode ser majorada através do coeficiente k_h da expressão 6.18:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1}, 1.1 \right\} \quad (6.18)$$

Onde,

- k_h – factor de correcção para o tamanho da secção;
- h – é dada pela altura da peça quando é sujeita à flexão ou largura quando é sujeita à tracção paralela, (mm);
- k_m , é um factor de redução que tem em conta a existência de irregularidades da secção como a redistribuição de esforço. Este factor é dado por:
 - $k_m = 0,7$, para secções rectangulares;
 - $k_m = 1,0$, para outras secções.

Deve-se ter o cuidado na verificação ao bambeamento, pois o EC5 prescreve que a instabilidade lateral deve ser sempre verificada. Como tal a esbelteza é dada por:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (6.19)$$

Onde:

- $\sigma_{m,crit}$ é o esforço de flexão crítico dado por:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \times \sqrt{E_{0,05} \times I_z \times G_{0,05} \times I_{tor}}}{l_{ef} \times W_y} \quad (6.20)$$

Em simplificação é dada a expressão para secções rectangulares (resinosas) e considerando

$$\frac{E_{0,05}}{G_{0,05}} = 16:$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0.78 \times b^2}{h \times l_{ef}} \times E_{0,05} \quad (6.21)$$

Onde:

- $E_{0,05}$ – O quinto percentil do módulo de elasticidade paralela as fibras;
- $G_{0,05}$ – O quinto percentil do módulo de distorção paralela as fibras;
- I_z – Inércia segundo o eixo z;
- I_{tor} – Momento de inércia à distorção;

- l_{ef} – Comprimento efectivo é dado pela Tabela 6.3;
- W_y – Módulo de secção segundo o eixo

Tabela 6.3 Comprimentos efectivos (1995-1-1, 2004)

Tipo de apoios	Tipo de carga	l_{ef}/l
Simplesmente apoiada	Momento constante	1
	Carga uniformemente distribuída	0,9
	Força concentrada a meio vão	0,8
Encastrado	Carga uniformemente distribuída	0,5
	Força concentrada no nó livre	0,8
Valido para apoios bloqueados à distorção		

Por fim obtém-se o coeficiente k_{crit} que se usa na equação 6.22 para a verificação à encurvadura.

$$k_{crit} = \begin{cases} 1, & \text{para } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - 0.75 \times \lambda_{rel,m}, & \text{para } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.40 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2}, & \text{para } \lambda_{rel,m} > 1.40 \end{cases} \quad (6.22)$$

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} \times f_{m,d} \quad (6.23)$$

6.4.5. Flexão composta

A verificação à segurança da flexão composta varia entre flexão com tração e flexão com compressão. Para a verificação à flexão com tração é necessário satisfazer:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.24)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} k_m + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.25)$$

Para a verificação à flexão com compressão:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.26)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} k_m + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.27)$$

6.4.6. Corte

A verificação da segurança relativamente ao corte é realizada a partir de:

$$\tau_{sd} = f_{v,d} \quad (6.28)$$

Em que,

- τ_{sd} - é o valor de cálculo da tensão de corte;
- $f_{v,d}$ - é o valor de cálculo da resistência ao corte.
- Para seções rectangulares ($A=bxh$):

$$\tau_{sd} = \frac{3 V_{sd}}{2 A} \quad (6.29)$$

No caso de peças à flexão, deve ser considerada uma largura reduzida da secção na verificação ao corte, para levar em conta o efeito das fendas. Essa largura, que corresponde a diminuir a resistência ao corte a partir de um factor k_{cr} , é definido por:

$$b_{ef} = k_{cr} \times b \quad (6.30)$$

Onde,

- $k_{cr} = 0,67$ - para madeira maciça e madeira lamelada colada;

A existência de forças concentradas à uma distância do apoio menor que a altura da peça, o EC5 (EC5-1.1, 2004), podem ser desprezadas.

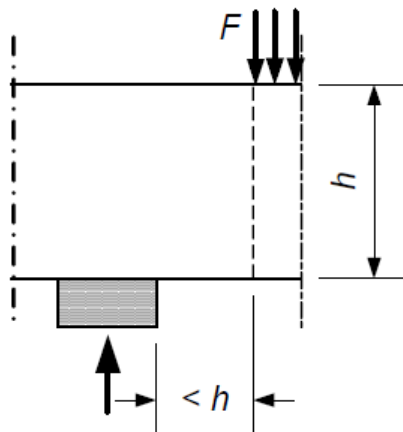


Figura 6.3 Descarga directa de forças concentradas junto ao apoio (EC5-1.1, 2004)

6.5. Estado limite de utilização

Para a verificação da segurança em relação aos estados-limite de utilização, se a estrutura for construída por elementos ou componentes com diferentes propriedades no tempo, os valores médios finais do módulo de elasticidade ($E_{médio,fin}$), do módulo de distorção ($G_{médio,fin}$) e do módulo de deslizamento ($K_{ser,fin}$), utilizados para o cálculo da deformação final, deverão ser obtidos a partir das seguintes expressões (Negrão, et al., 2009):

$$E_{médio,fin} = \frac{E_{médio}}{(1+k_{def})} \quad (6.31)$$

$$G_{médio,fin} = \frac{G_{médio}}{(1+k_{def})} \quad (6.32)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{(1+k_{def})} \quad (6.33)$$

Onde,

- E_{medio} – Módulo de elasticidade médio;
- G_{medio} – Módulo de distorção médio;
- K_{ser} – Módulo de deslizamento;
- k_{def} – Factor de correcção da deformação por fluência é dado na Tabela 6.5

6.5.1. Estado limite de deformação

Dependendo da duração da carga actuante, o EC5, define limites máximos de deformação das vigas encastradas ou apoiadas. As várias deformações existentes são as seguintes:

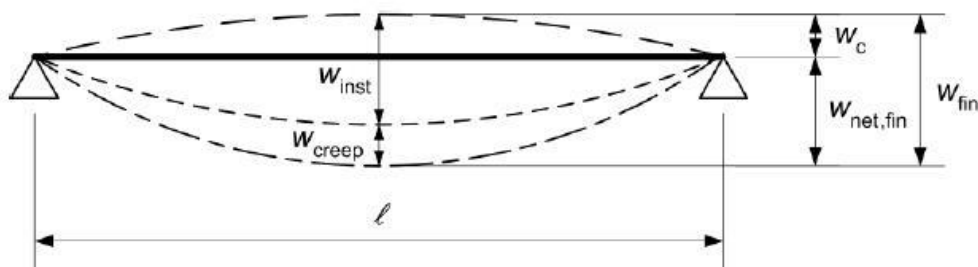


Figura 6.4 Esquematização das componentes da deformação (Negrão, et al., 2009)

Onde,

- w_c : Contra flecha;
- w_{inst} : Deformação instantânea;
- w_{creep} : Deformação devido à fluência;
- w_{fin} : Deformação final;
- $w_{net,fin}$: Deformação final corrigida.

A deformação final pode ser dada por:

$$w_{net,fin} = w_{inst} + w_{creep} - w_c = w_{fin} - w_c \quad (6.34)$$

Os valores máximos da deformação, dependentes de l (comprimento do elemento) e do sistema de apoio, são dados pelo EC5. Estes valores máximos encontram-se na tabela seguinte.

Tabela 6.4 Deformações máximas (Faria, 2009)

	w_{inst}	$w_{net,fin}$	w_{fin}
Viga simplesmente apoiada	$l/300$ a $l/500$	$l/250$ a $l/350$	$l/150$ a $l/300$
Viga em consola	$l/150$ a $l/250$	$l/125$ a $l/175$	$l/75$ a $l/150$

Para o cálculo destas deformações deve-se seguir os seguintes princípios:

1. A deformação instantânea, w_{inst} , é calculada para a combinação característica segundo EC 0, utilizando os valores médios dos módulos respectivos, como de elasticidade, corte e deslizamento;
2. A deformação final, ou a longo prazo, é calculada para a combinação quase-permanente de acções;
3. Para estruturas em que existam materiais com diferentes fluências, deve-se utilizar valores médios para os módulos de elasticidade, corte e deslizamento;
4. Para estruturas em que os materiais tenham todo o mesmo comportamento à fluência, pode utilizar-se a expressão, corrigida por o EN 1995-1-1 A1 (EC5-1-1-A1, 2006):

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q1} + \sum u_{fin,Qi} \quad (6.35)$$

Onde,

- Para a acção permanente, G :

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} \times (k_{def}) \quad (6.36)$$

- Para a principal acção variável, $Q1$:

$$u_{fin,Q1} = u_{inst,Q1} \times (1 + \psi_{2,1}k_{def}) \quad (6.37)$$

- Para as restantes acções variáveis, Qi :

$$u_{fin,Qi} = u_{inst,Qi} \times (\psi_{0,i} + \psi_{2,i}k_{def}) \quad (6.38)$$

- $u_{fin,G}$, $u_{fin,Q1}$, $u_{fin,Qi}$ - São as deformadas instantâneas para as acções G , $Q1$, Qi , respectivamente;
- $\Psi_{2,i}$ - coeficientes da combinação quase-permanente;
- $\Psi_{0,i}$ - coeficientes da combinação característica;
- k_{def} - factor de correcção para ter em conta a fluência, dado na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 Valor de k_{def} para as diferentes classes de serviço ((EC5-1.1, 2004))

Material	Norma	Valores de $k_{def,w}$ por		
		classes de serviço		
		1	2	3
MLC	EN 14080	0.60	0.80	2.0

Para assegurar esta verificação de serviço, o valor de u_{fin} (w_{fin}) tem de ser menor que o estabelecido na Tabela 6.4.

6.5.2. E.L. deslizamento

A ligação entre elementos de madeira é efectuada normalmente por ligadores, quer por parafusos ou chapas metálicas. Quando os ligadores estão sujeitos a cargas, estes irão sofrer deformações pequenas, essas deformações em função da carga é dada pelo módulo de deslizamento instantâneo (K_{ser}), que segundo o EC5 define em função da densidade dos materiais a serem ligados (ρ_m em kg/m^3) e o diâmetro do ligador (d em mm). Os valores de K_{ser} podem ser vistos na Tabela 6.6 consoante o tipo de ligação:

Tabela 6.6 Valores de K_{ser}

Tipo de ligação	K_{ser}
Cavilhas	$\rho_m^{1,5} d / 23$
Parafusos de porca	
Parafusos de enroscar	

Caso as densidades de duas madeiras a ligar sejam diferentes utiliza-se $\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \times \rho_{m,2}}$, caso se esteja a ligar madeira com betão ou aço, $\rho_m = 2 \times \rho_{madeira}$.

6.6. Comportamento ao fogo EN 1995-1-2

Sabendo que a madeira é um material combustível, a ideia que se retira é que as estruturas de madeira têm um mau comportamento ao fogo mas não é bem o caso, como será explicado a seguir. Segundo Negrão e Faria (Negrão, et al., 2009) as estruturas em madeira têm, em geral, um melhor comportamento que os materiais em aço ou em betão armado. Isto porque a madeira apresenta uma baixa condutibilidade térmica, mesmo sendo combustível, podendo a superfície estar em combustão e a alguns centímetros de

profundidade estar “fria”. Como se pode observar na figura abaixo, a secção não carbonizada é que irá resistir e designada como secção efectiva.

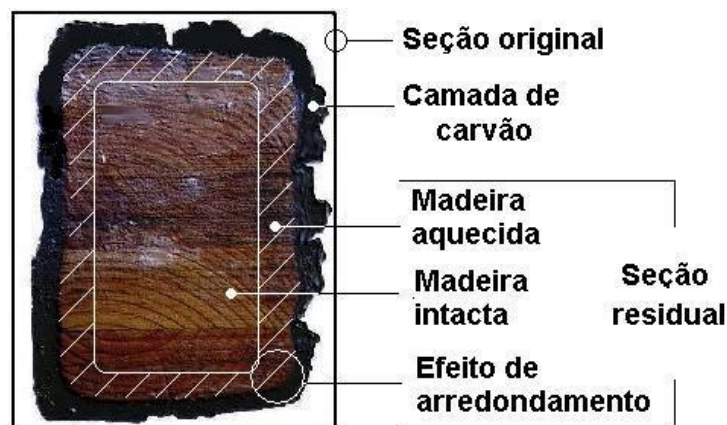


Figura 6.5. Secção de uma viga de madeira laminada colada, exposta ao fogo durante 30 minutos

(Pinto, 2004)

Segundo a EC5-1.2, a verificação e dimensionamento das estruturas de madeira ao fogo, têm que respeitar um conjunto de regras, incluindo a possibilidade do uso de protecção nos elementos estruturais com gesso ou outro tipo material. No anexo F da norma em causa, apresenta um fluxograma onde são indicados os vários passos para a verificação do comportamento ao fogo do EC5.

Segundo a norma EC5-1.2, existem vários métodos para a verificação da resistência ao fogo:

- Para um elemento de MLC linear (viga), não protegido, a profundidade de carbonização, nas superfícies expostas, desenvolve-se à velocidade de $0,7 \text{ mm/min}$. Este valor depende da espécie da madeira;

- Para o método da secção efectiva, a largura a descontar a cada uma das faces é dado por:

$$d_{ef} = 0.70 \times t + 7 \times k_0(\text{mm}) \quad (6.39)$$

Em que,

- t é o tempo de exposição ao fogo em minutos;

$$k_0 = \begin{cases} \frac{t}{20}, & \text{para } t \leq 20 \text{ min} \\ 1.00, & \text{para } t > 20 \text{ min} \end{cases} \quad (6.40)$$

- Devido a redução de secção do elemento por motivo do fogo, as acções e resistências de cálculo têm de ser recalculadas, segundo o capítulo 2 do EC 5 parte 1.2.

6.7. Pontes em madeira, segundo EN 1995-2

O EC 5 parte 2 de regras e princípios construtivos específicos para as pontes em madeira, trata de assuntos específicos como a vibração de tráfego, dimensionamento dos tabuleiros e a durabilidade da estrutura.

No dimensionamento segundo o EN 1995-2, define que o tráfego de peões e de veículos devem ser considerados como uma acção de curto prazo e o seu coeficiente parcial de segurança dado pela Tabela 6.7.

Para as restantes variáveis devem ser utilizados os coeficientes parciais de segurança dados pela parte 1 segundo o mesmo Eurocódigo. Executa-se o caso de acidente onde o coeficiente parcial de segurança deve ser $\gamma_m=1,0$.

Tabela 6.7 Coeficiente parcial de segurança (CEN, 2004)

Madeira e derivados	Coeficiente parcial de segurança (γ_m)
Verificação normal	

• Madeira maciça	$\gamma_m = 1.30$
• Madeira lamelada colada	$\gamma_m = 1.25$
• LVL, contraplacado, OSB	$\gamma_m = 1.20$
Ligações	
• Verificação normal	$\gamma_m = 1.30$
Ligações entre madeira e betão	
• Verificação normal	$\gamma_m = 1.25$
Elementos de pré-esforços em aço	$\gamma_m = 1.15$

Como se trata de estruturas de pontes, existe elementos expostos a agentes de degradação, como a radiação solar e chuva. É necessário um especial cuidado durante a fase de projecto, para que a durabilidade da estrutura cumpra os requisitos da norma. Como tal o EC5-2 recomenda várias disposições construtivas que têm que ser respeitadas, como por exemplo:

- Se for viável, realizar a cobertura total da estrutura;
- Inclinação dos elementos da ponte para escoamento da água “parada”;
- Uma geometria da ponte que permita que todas as peças sejam ventiladas;
- Na presença de peças em aço, tem que ser verificado o ataque pelos produtos de tratamento ou pela acidez natural de algumas madeiras;

A verificação à fadiga, segundo a EN 1995-2 (6.2), normalmente não é necessário para pontes pedonais por essa razão não se irá efectuar essa verificação.

Para os estados limites de serviço, referenciada na cláusula 7 da EN 1995-2, são impostos valores-limite para deformações. Os limites destas deformações provocadas por uma só carga de tráfego em vigas, lamelas ou treliças com um comprimento “l”, estão representadas na Tabela 6.8

Tabela 6.8 Limite de deformação segundo EN1995-2 7.2

Acção	Intervalo limite de deformação
Sobrecarga característica de tráfego	1/400 até 1/500
Sobrecarga pedonal	
ou	1/200 até 1/400
Sobrecarga de trafego baixa	

6.7.1. Verificação de vibrações

Na cláusula referida anteriormente, EN 1995-2 (7), refere a verificação a vibrações (EN 1995-2 (7.3)) causadas por peões (7.3.1) e pelo vento (7.3.2). As vibrações causadas por pedestres têm de cumprir os parâmetros dados pelo Anexo B da mesma norma. As vibrações causadas pelo vento têm de cumprir os parâmetros dados pela norma EN 1991-1-4, já referido no capítulo 5.2.3.

Para as vibrações verticais causadas por pedestres, o mesmo anexo aproxima, para um peão a caminhar a seguinte aceleração:

$$a_{vert,1} = \begin{cases} \frac{200}{M\xi} & , \text{para } f_{vert} \leq 2,50 \text{ Hz} \\ \frac{100}{M\xi} & , \text{para } 2,50 \text{ Hz} < f_{vert} \leq 5,00 \text{ Hz} \end{cases} \quad (6.41)$$

Onde,

- $a_{vert,1}$ – Aceleração vertical para 1 peão, em m/s^2 ;

- M – Massa total da ponte, em kg ;
- ζ - Coeficiente de amortecimento, assumindo:
 - $\zeta=0,010$, para estruturas sem ligações mecânicas,
 - $\zeta=0,015$, para estruturas com ligações mecânicas.
- f_{vert} – Frequência natural fundamental para deformações verticais da ponte, em Hz .

Para um conjunto de pessoas a caminhar a aceleração é dada por:

$$a_{vert,n} = 0,23 a_{vert,1} n k_{vert} \quad (6.42)$$

Onde,

- k_{vert} - Coeficiente que tem em conta frequência da ponte, é dado por:

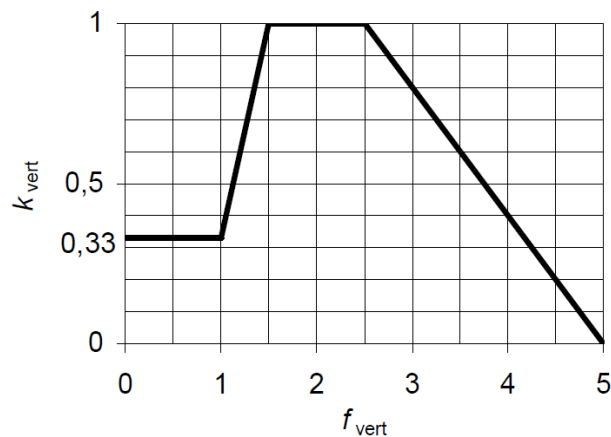


Figura 6.6 Coeficiente k_{vert} (EN 1995-2 Anexo B Figura B.1)

- n – Número de peões, este valor pode tomar os seguintes valores:
 - $n = 13$, para um grupo isolado de peões;
 - $n = 0,60A$, para um contínuo de peões, onde A é a área do tabuleiro da ponte;
- $a_{vert,1}$ – Aceleração vertical para 1 peão, em m/s^2 ;

Para acelerações horizontais, o método semelhante utilizado anteriormente, tendo para 1 peão:

$$a_{hor,1} = \frac{50}{M\xi}, \text{ para } 0,50 \text{ Hz} < f_{hor} \leq 2,50 \text{ Hz} \quad (6.43)$$

Para vários peões:

$$a_{hor,n} = 0,18 a_{hor,1} n k_{hor} \quad (6.44)$$

Onde, k_{hor} , é dado pela seguinte figura:

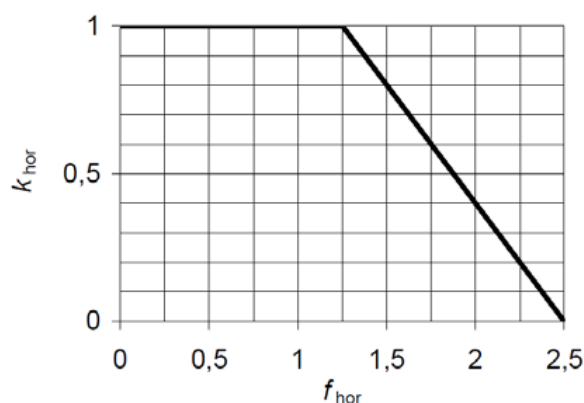


Figura 6.7 Coeficiente k_{hor} segundo (EN 1995-2 Anexo B Figura B.2))

A verificação das vibrações próprias da ponte irá ser referenciada no capítulo 8.9

6.8. Dimensionamento de elementos de madeira lamelada colada

Neste subcapítulo vai ser abordado resumidamente aspectos particulares no dimensionamento de elementos em lamelada colada, de acordo com o EC5. Como se pode observar na Figura 6.8, existe vários elementos com variação do tipo de eixo longitudinal

ou de secção. Estes elementos terão que respeitar as verificações para o estado-limite último, já referenciadas no capítulo 6.4.

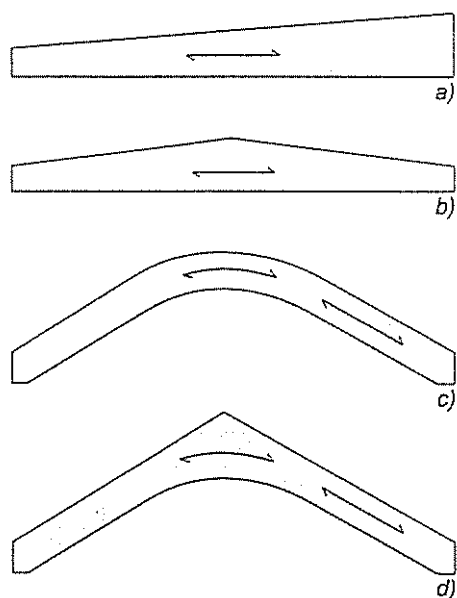


Figura 6.8 a) Viga de uma água; b) Viga de duas águas; c) Viga curva; d) Viga de duas águas com intradorso curvo (Negrão, et al., 2009)

Como se pode ver na Figura 6.7, a zona do cume poderá provocar fenómenos que poderão reduzir a resistência do elemento, como por exemplo, a tensões residuais resultantes da fabricação da peça, a distribuição dos esforços interno ou devido a combinação de tensões de corte com as tensões radiais perpendiculares às lamelas, provocada pela flexão. O volume sujeito a essas tensões radiais é limitado a $2/3$ do volume da viga.

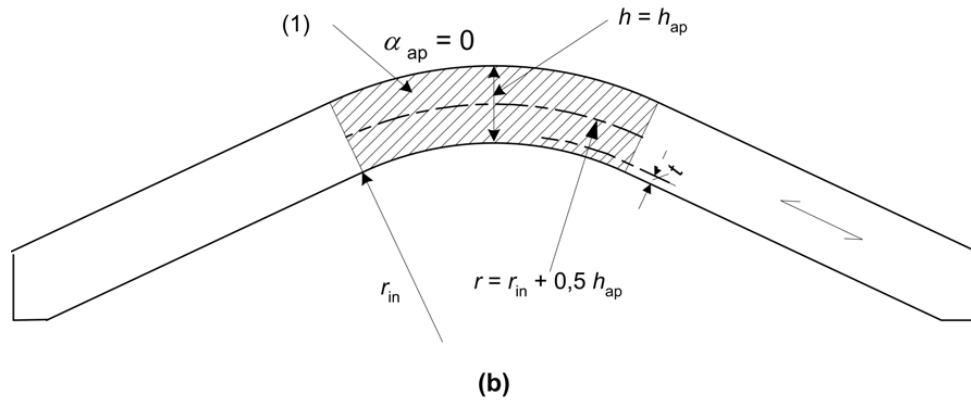


Figura 6.9 Zona do cume que corresponde a área sombreada (Negrão, et al., 2009)

A distribuição das tensões devido à flexão para este tipo de vigas pode ser resumida segundo a Figura 6.10.

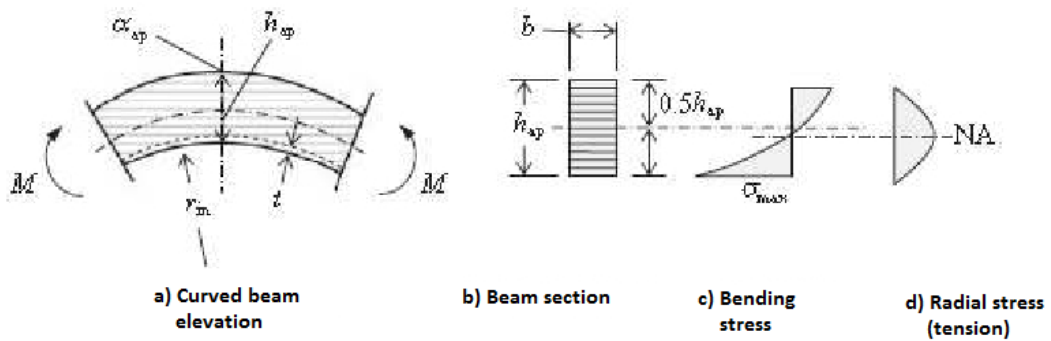


Figura 6.10 Distribuição de tensões (Correia, 2009)

Tabela 6.9 Volume tensionado na zona do cume

Tipo de Viga	Volume tensionado na zona do cume
Viga Curva	$\frac{\beta\pi}{180} \times b \times (h_{ap}^2 \times +2h_{ap} \times r_{in})$

A equação seguinte, representará o valor cálculo das tensões normais de flexão ($\sigma_{m,d}$), para a zona do cume corresponde como no caso da Figura 6.10. Devido ao desvio do eixo da peça, que irá perturbar o regime de tensões da zona do cume, terá que ser considerado

um coeficiente de modificação das tensões obtidas pela teoria das peças lineares (Negrão, et al., 2009).

$$\sigma_{m,d} = k_I \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} \quad (6.45)$$

Onde:

- $M_{ap,d}$ é o valor de cálculo do momento flector actuante na secção do cume
- k_I é o coeficiente de modificação da distribuição linear, dado por:

$$k_I = k_1 + k_2 \times \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \times \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \times \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3 \quad (6.46)$$

Onde “r” é o raio de curvatura da linha média, na secção do cume, relacionado com o raio do intradorso, r_{in} , por:

$$r = r_{in} + 0.50 \times h_{ap} \quad (6.47)$$

- k_1, k_2, k_3, k_4 são coeficientes obtidos por ajustamento de curvas a resultados experimentais, que dependem do ângulo α . As suas expressões são:

$$k_1 = 1 + 1.40 \times \tan \alpha_{ap} + 5.40 \times \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.48)$$

$$k_2 = 0.35 - 8 \times \tan \alpha_{ap} \quad (6.49)$$

$$k_3 = 0.60 + 8.30 \times \tan \alpha_{ap} - 7.80 \times \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.50)$$

$$k_4 = 6 \times \tan^2 \alpha_{ap} \quad (6.51)$$

7. Ligações

7.1. Tipo de ligações para estruturas de madeira

As ligações para estruturas de madeira é um tema muito complexo ao que diz respeito ao dimensionamento. Devido a diferentes direcções das fibras existe uma dificuldade em obter uma passagem eficaz dos esforços, mas também existe uma dificuldade de transmissão de esforços sem recorrer a ligadores e dificuldade de obter ligações rígidas.

Existem dois tipos de ligações:

- Ligação tradicional por entalhe (sem recorrer a ligadores);
- Ligação metálicas (recorrem a ligadores).

Para o projecto em causa, não será utilizado ligações do tipo tradicional, como tal não será abordado neste capítulo.

7.2. Ligação metálicas (recorrem a ligadores)

A ligação do tipo metálico, poderá ser dividido em ligadores tipo ou por ligadores planos. Percebe-se como ligador tipo, a utilização unicamente por pregos, parafusos e cavilhas. No que diz respeito a ligadores planos é a utilização de chapas metálicas com ligadores mencionados previamente.



Figura 7.1 Pregos (Bricolagetotal, 2010)

7.2.1. Parafusos de enroscar

Este tipo de parafuso é muito um dos mais aplicados em estruturas de madeira e uma vasta gama de tipos e dimensões. Os mais comuns são os de cabeça sextavada (Figura 7.2 a) como também de cabeça de embeber (Figura 7.2 b) ou de cabeça redonda (Figura 7.2.c). Os parafusos de enroscar são muito usados na fixação de aparelhos de apoio indirecto, em conjugação com pregos. Em parafusos com diâmetro menor que 6 mm em madeiras de Resinosas, a pré-furação não será necessário, nos restantes casos a pré-furação será sempre inferior ao diâmetro do parafuso.

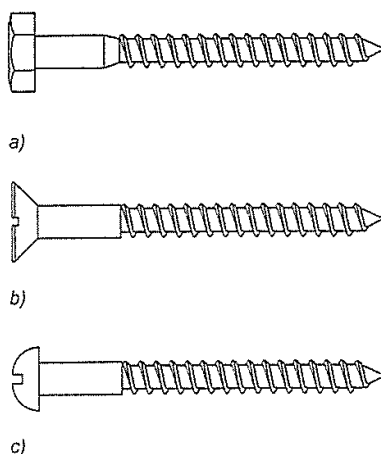


Figura 7.2 Parafusos de enroscar (Negrão, et al., 2009)

Para conhecer o funcionamento ao corte deste tipo de parafuso, é necessário saber qual a zona que está ao corte. No caso em que a zona de corte é na parte lisa do parafuso, deve-se considerar a secção com diâmetro nominal, se não for o caso deve-se considerar 1,10 vezes o diâmetro roscado. Este aumento de 10% é devido à contribuição da rosca para a resistência como se pode ver na Figura 7.3. Segundo o EC 5, a verificação da segurança deve ser feita segundo as regras das cavilhas e parafusos de rosca para um diâmetro maior que 6 mm.

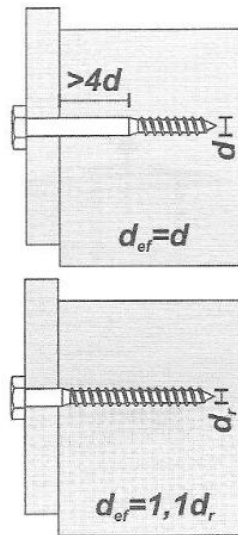


Figura 7.3 Diâmetro nominal (Negrão, et al., 2009)

A parte roscada do parafuso contribui para os esforços de tracção que é sujeito, mas isto só se verifica quando a parte enroscada for igual ou superior a 6 vezes o seu diâmetro, segundo EC 5. Para diâmetros entre 6 e 12 mm, a resistência característica dos parafusos é dado por (MPa):

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{n_{ef} \times f_{ax,k} \times d \times l_{ef} \times k_d}{1.20 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (7.1)$$

Onde:

- $f_{ax,k}$, é a resistência individual de cada parafuso à tração paralela ao mesmo, em MPa, dada por:

$$f_{ax,k} = 0.52 \times d^{-0.50} \times l_{ef}^{-0.10} \times \rho_k^{0.80} \quad (7.2)$$

- k_d , é um coeficiente dado por:

$$k_d = \min \left\{ \begin{array}{l} d/8 \\ 1 \end{array} \right. \quad (7.3)$$

- n_{ef} , número efectivo de parafusos, dado por:

$$n_{ef} = n^{0.90} \quad (7.4)$$

- n – é o número de parafuso da ligação;
- l_{ef} – é o comprimento da parte enroscada;
- d – diâmetro exterior da rosca;
- ρ_k – densidade da madeira;
- α – ângulo entre a direcção do parafuso e as fibras.

Deve se ter o cuidado dos espaçamentos mínimos entre parafusos com a espessura mínima de 12d das peças a unir.

Tabela 7.1 Espaçamentos mínimos (Faria, 2009)

Dimensão	Valor
Espaçamento na direcção do fio, a1	7d
Espaçamento na direcção perpendicular ao fio, a2	5d
Distância mínima do centro geométrico (G) da parte roscada inserida na peça ao topo desta, a1, CG	10d
Distância mínima do centro geométrico (G) da parte roscada inserida na peça ao lado desta, a2, CG	4d

Espaçamentos mínimos de parafusos de enroscar:

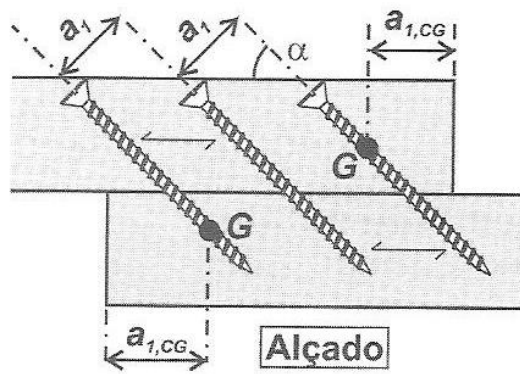


Figura 7.4 Pormenor espaçamento parafusos, em alçado (Negrão, et al., 2009)

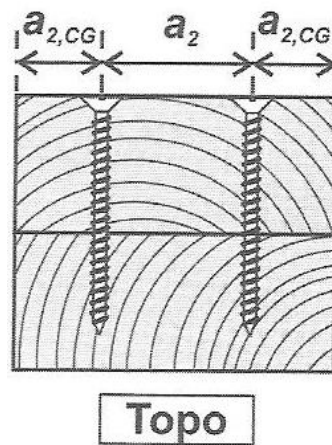


Figura 7.5 Pormenor espaçamento parafusos, em topo (Negrão, et al., 2009)

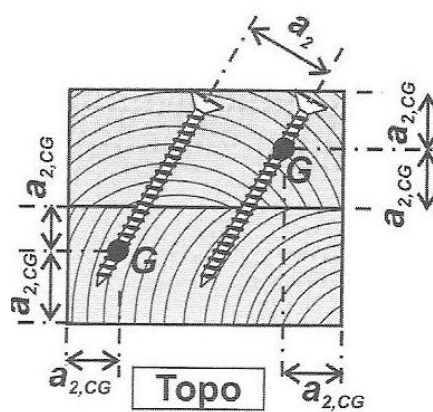


Figura 7.6 Pormenor espaçamento parafusos com inclinação, em topo (Negrão, et al., 2009)

7.2.2. Parafusos de porca e cavilhas

As cavilhas e os parafusos de porca são elementos cilíndricos, com diâmetros entre 6 a 30 mm. A classe de resistência destes parafusos são similar aos da construção metálica como se poder observar na Tabela 7.2. Embora qualquer destas classes possa ser utilizada em estruturas de madeira, não é geralmente justificável o uso das de mais alta resistência, que apresentam um desempenho excessivo para aplicação conjunta com aquele material (Negrão, et al., 2009).

Tabela 7.2 Classes resistência de parafusos de porca (Faria, 2009)

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	8.8	10.9
F_{yb} (MPa)	240	320	300	400	360	640	900
F_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

A colocação dos parafusos de porca, é recorrido à pré-furação, geralmente para uma fácil colocação recorre-se a um diâmetro superior de 1 mm ao do parafuso. Nas ligações de cavilha, a sua forma cilíndrica lisas, faz com que estes tenham o comprimento à largura da peça a unir, para serem embutidas. A pré-furação das cavilhas ocorre num diâmetro inferior a 0,10 mm ao da cavilha, de modo que o ligador fique apertado dentro da peça a unir. É de salientar que no caso da ligação em cavilha só poderá estar mobilizar ao corte duplo, pois caso contrario, ao corte simples, o esforço axial desviado iria remover as cavilhas do seu lugar.

O dimensionamento deste tipo de ligação deve-se verificar o momento no próprio ligador, que tem de ser inferior ao resistente dado pela expressão e tem também que verifica-se a

resistência ao esmagamento localizado pela equação. Deve-se ter atenção a redução de secção pela pré-furação.

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k}d^{2,6} \quad (7.4)$$

Onde,

- $M_{y,Rk}$ – é o momento plástico característico do ligador;
- d – diâmetro do ligador (mm);
- $f_{u,k}$ – é o valor característico da resistência à tração (MPa).

Os valores característicos da resistência ao esmagamento para o caso de parafusos de porca com diâmetro inferior ou igual a 30 mm, é dada pela seguinte expressão:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90}\sin^2\alpha + \cos^2\alpha} \quad (7.5)$$

Onde:

- $f_{h,\alpha,k}$ – resistência, em MPa, ao esmagamento localizado, segundo o ângulo α ;
- $f_{h,0,k}$ - valor característico da resistência ao esmagamento localizado paralela ao fio (MPa)

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad (7.6)$$

- ρ_k - valor característico da massa volúmica da madeira (kg/m^3);
- α - ângulo entre o esforço e o fio;
- d – diâmetro do parafuso de porca (mm);
- k_{90} é dado por:

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{para resinosas} \\ 1,30 + 0,015d & \text{para LVL} \\ 0,90 + 0,015d & \text{para folhosas} \end{cases} \quad (7.7)$$

No caso de haver vários ligadores numa ligação, o numero efectivo de ligadores será afectada pela seguinte expressão:

$$n_{ef} = \min \left\{ n, 0,9^4 \sqrt{\frac{a_1}{13d}} \right\} \quad (7.8)$$

Onde:

- a_1 – espaçamento, na direcção do fio, entre parafusos de porca
- d – diâmetro dos parafusos de porca
- n – número de parafusos de porca numa fiada

A expressão 7.9 tem em conta que os ligadores estão alinhados na direcção da força, caso estejam perpendiculares é contabilizada a totalidade dos mesmos. No caso de o esforço estar perpendiculares ao fio, o número efectivo de ligadores deverá ser considerado igual ao número de ligadores.

Na tabela seguinte são apresentados os espaçamentos mínimos de cavilhas e parafusos de porca:

Tabela 7.3 Espaçamentos mínimos de cavilhas e parafusos de porca (Faria, 2009)

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

Relativamente às disposições construtivas temos as seguintes situações:

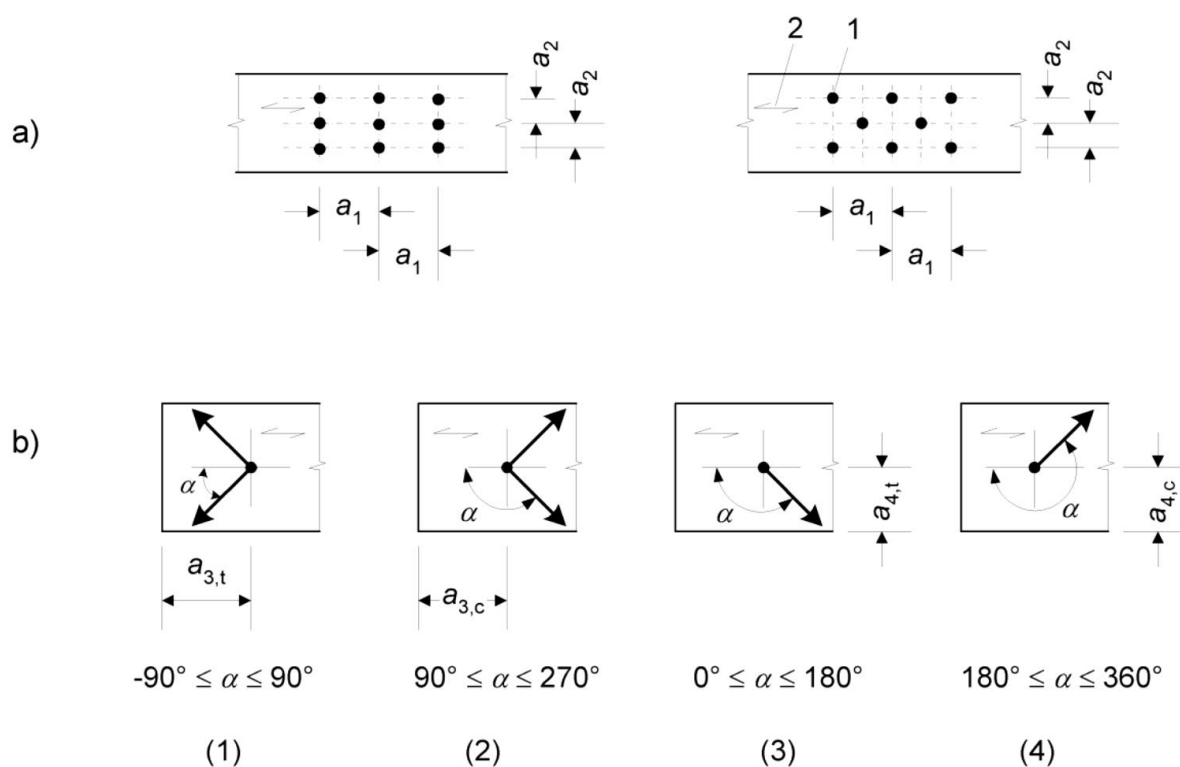


Figura 7.7 Disposições construtivas (Negrão, et al., 2009)

Onde,

- (1) Extremidade solicitada
- (2) Extremidade não solicitada
- (3) Bordo solicitado
- (4) Bordo não solicitado

7.3. Teoria de Johansen

Segundo a teoria de Johansen, as ligações mecânicas com ligadores do tipo cavilha, estão sujeitas a vários modos de rotura. Estas roturas podem ocorrer por limitação do momento plástico do ligador, por esmagamento da madeira ou mesmo por rotura em bloco.

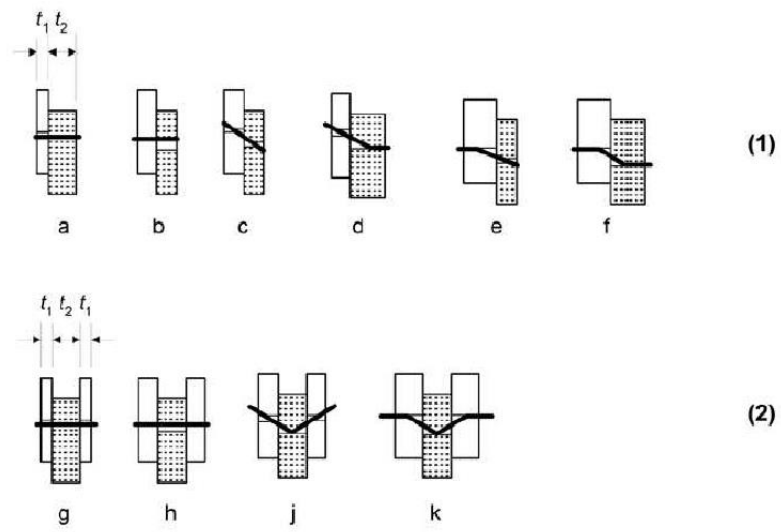


Figura 7.8 Modos de rotura de ligações de Madeira; (1) Corte Simples; (2) Corte Duplo (Correia, 2009)

Como se pode observar na Figura 7.8, o Eurocódigo 5-1.1 simplifica a resistência de uma ligação ao corte como simples ou duplo. As equações referentes a estes cortes estão expressas na Figura 7.9 (1) para o corte simples e (2) para o corte duplo.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{ll} \frac{f_{h,1,k}t_1d}{1+\beta} & \text{a)} \\ \frac{f_{h,2,k}t_2d}{f_{h,1,k}t_1d} & \text{b)} \\ \frac{f_{h,1,k}t_1d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^2 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{c)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k}t_1d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k}d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{d)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k}t_2d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k}d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{e)} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,1,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{f)} \\ \frac{f_{h,1,k}t_1d}{0,5f_{h,2,k}t_2d} & \text{g)} \\ 0,5 \frac{f_{h,1,k}t_1d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k}d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{h)} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,1,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{j)} \end{array} \right. \quad (1)$$

$$\left. \begin{array}{ll} \frac{f_{h,1,k}t_1d}{0,5f_{h,2,k}t_2d} & \text{g)} \\ 0,5 \frac{f_{h,1,k}t_1d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k}d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{h)} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,1,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{j)} \end{array} \right. \quad (2)$$

Figura 7.9 Expressões de uma ligação ao corte, ao corte simples (1) e ao corte duplo (2)

(EC5-1.1, 2004)

Onde:

- $F_{v,Rk}$ – valor característico da capacidade resistente por ligador, por plano de corte;
- t_1 e t_2 - espessuras das peças a unir, profundidade de penetração, conforme a Figura 7.8;
- $f_{h,i,k}$ - valor característico da resistência ao esmagamento no elemento i , conforme capítulos anteriores;
- $M_{y,Rk}$ – valor característico do momento resistente do ligador;
- $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$ - Quociente entre a resistência ao esmagamento dos dois elementos a unir;
- d – diâmetro do ligador;
- $F_{ax,Rk}$ - valor característico de resistência ao arranque do ligador.

O efeito de corda para a resistência característica ao arranque do ligador ($F_{ax,Rk}$), deve contribuir nas equações segundo a teoria de Johansen, esta contribuição é dada na tabela seguinte.

Tabela 7.4 Máxima contribuição do efeito de arranque (1995-1-1, 2004)

Tipo de ligador	Máxima percentagem de $\left(\frac{F_{ax,Rk}}{4} / Johansen\right)$
Parafusos de enroscar	100%
Parafusos de porca	25%
Cavilhas	0%

As chapas que são utilizadas nas ligações de aço e madeira podem ser designadas por chapa fina ou grossa. Quando a espessura da chapa (t) é menor ou igual a metade do diâmetro do ligador ($0,5d$) é designada como chapa fina. Esta não impede a rotação do ligador na secção do furo e a conjugação da pequena espessura da chapa com folga do furo possibilitam a rotação. Quando a espessura da chapa (t) é superior ao diâmetro do ligador (d), é designada como chapa grossa, esta não permite a rotação do ligador na secção do furo e a grande espessura da chapa proporciona, às forças que se opõem à rotação do ligador, um braço que permite desenvolver um momento de encastramento. Para chapas com espessuras entre ($0,50d$) e (d) deve-se proceder à interpolação linear (Negrão, et al., 2009).

Na figura seguinte estão representados as ligações de aço e madeira com os respectivos modos de rotura.

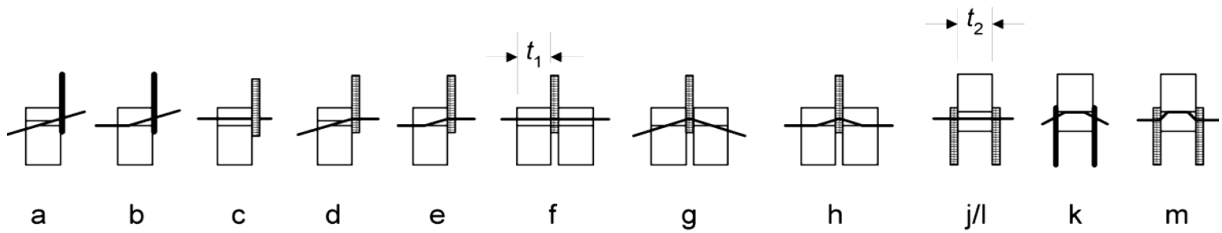


Figura 7.10 Modos de rotura aço-madeira (EC5-1.1, 2004)

Os modos de rotura para a ligação do arco ao encontro são de corte duplo. Os modos de rotura g), h) e j) da Figura 7.10 são pertencentes ao corte duplo que ocorre nesta ligação. Como tal, ira-se apenas ilustrar as equações pertencentes a estes três modos de rotura. As equações que representam os três modos referidos anteriormente para qualquer chapa são:

$$F_{v,RK} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (7.9)$$

Em ligações ao corte duplo, com o elemento de madeira entre chapas:

- Chapa fina

$$F_{v,RK} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,50 f_{h,1,k} t_1 d, \quad (j) \\ 1,5 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right. \quad (7.10)$$

- Chapa grossa

$$F_{v,RK} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,50 f_{h,1,k} t_1 d, \quad (l) \\ 12,3 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (m) \end{array} \right. \quad (7.11)$$

8. Análise e verificação da segurança da estrutura

8.1. Modelos de análise

Para a análise global da estrutura foi utilizado um modelo de barras tridimensional, onde se simulou o comportamento da estrutura, que por sua vez permite avaliar os esforços do arco, tirantes, fundações e do tabuleiro. O comportamento dinâmico da estrutura foi analisado através da análise modal.

8.2. Programas de cálculo

Depois da definição das características e da geometria das secções em análise, a obtenção dos esforços devido as diversas acções regulamentares e da segurança aos estados limite, recorreu-se a dois programas de cálculo automático, designadamente “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013” e “DLUBAL-RSTAB 8.00”. A utilização do programa de cálculo “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013” foi somente para validação do programa de cálculo “DLUBAL”, do qual permitiu efectuar as análises estáticas e dinâmicas, bem como, a verificação das secções.

A análise do caso em estudo é efectuada em regime geométrico elástico-linear, uma vez que a estrutura apresenta deslocamentos reduzidos e conseqüentemente as mais relevantes mantêm as suas características com a deformação. Mesmo assim, é desejável que os materiais apresentem níveis de tensão reduzidos para verificar a proporcionalidade de deformações.

Com auxílio do programa de cálculo “DLUBAL”, foi possível a obtenção dos esforços e das deformações na estrutura provocadas pelas seguintes acções:

- Cargas permanentes e restantes cargas permanentes;
- Sobrecarga de pedestres;
- Variação uniforme e diferencial de temperatura no tabuleiro e no arco;
- Vento;
- Sismo.

8.3. Validação do modelo e programa de cálculo

Numa primeira impressão, a validação do modelo de análise estrutural poderá parecer insignificante e sem proveito para o projecto, mas os resultados só são validos quando a modelação for correctamente introduzida e caracterizada. Normalmente, a validação deve ter em conta os resultados obtidos teoricamente para a estrutura em causa.

Porém, o modelo apresenta um certo grau de complexidade, tornando o cálculo analítico demasiado complexo e demorado para ser efectuado sem recurso a programas de análise estrutural. Para tal é necessário efectuar outro tipo de verificação, por isso, será usado outro programa de cálculo de análise estrutural, para que, o mesmo modelo seja avaliado num Software distinto com as mesmas funcionalidade, permitindo concluir se os resultados são validados ou não. Só assim pode se concluir, se os resultados são semelhantes em ambos os Softwares.

Para que o modelo e o programa “DLUBAL” a usar sejam validados, procedeu-se previamente à realização de um modelo aproximado, onde consequentemente irá ser comparado, para o correcto funcionamento dos elementos de Barra/Arco e condições de apoio no Software “DLUBAL” como se pode verificar na Figura 8.1. Verificando assim a sua aplicabilidade ou não para execução do modelo. Além desta verificação, recorreu-se ao

Software “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2013” (ver Figura 8.3) onde se desenvolveu um modelo idêntico, permitindo assim a comparação dos resultados obtidos pelos dois programas de cálculo.

Parâmetros do Modelo:

- Arco parabólico;
- Flecha 7 metros;
- Secção do arco: 50x120 cm
- Material: GL32 h;
- Vão 40 m;
- Forças pontuais de dois em dois metros verticais de 30 kN (esforço vindo dos tirantes suportando o pavimento).

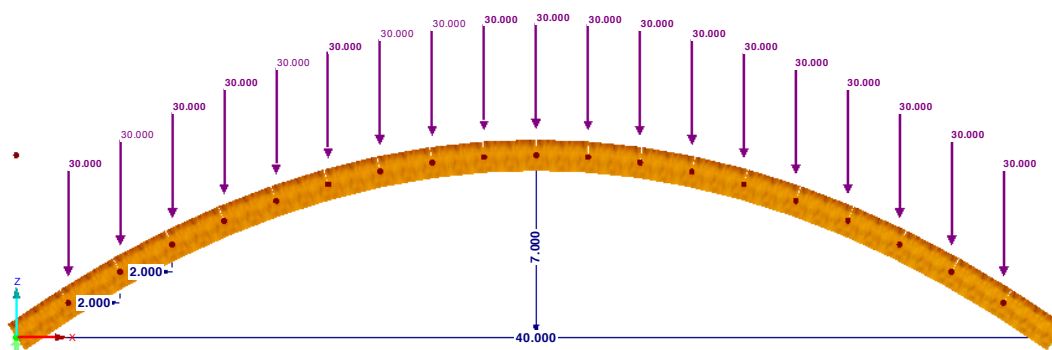


Figura 8.1 Dlubal Arco parabólico (Dlubal)

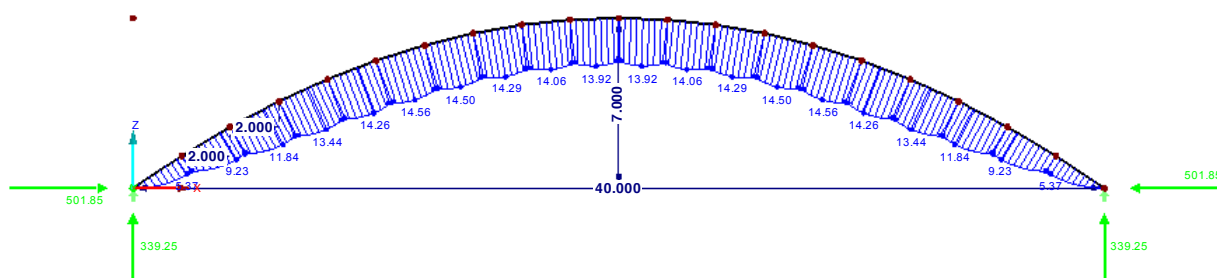


Figura 8.2 Diagrama de momentos flectores MY (Dlubal)

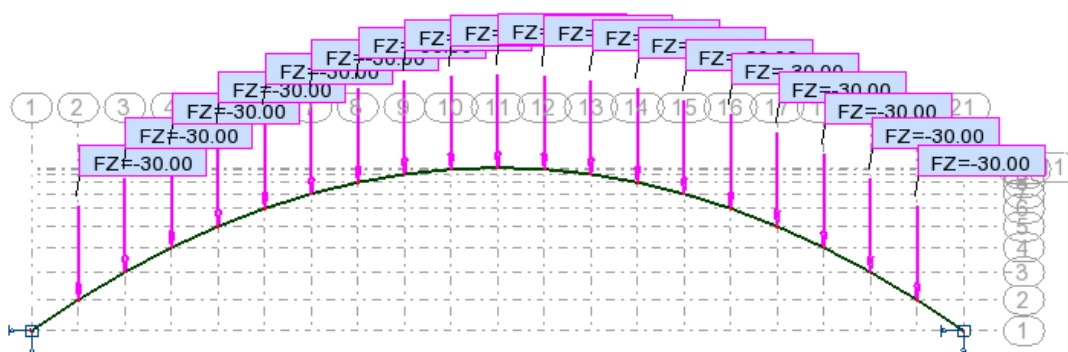


Figura 8.3 Robot Arco parabólico (Robot Autodesk)

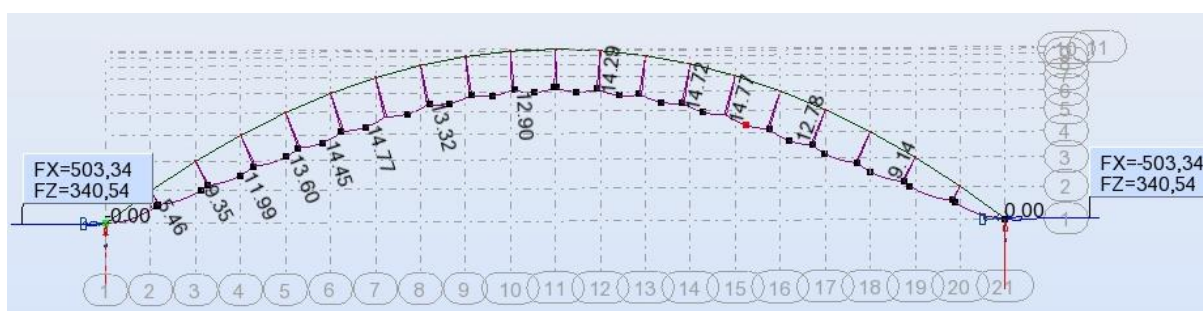


Figura 8.4 Diagrama de momentos flectores MY (Robot Autodesk)

As reacções nos apoios do arco e os momentos flectores máximos em Y foram comprados para a combinação permanente, tendo sido obtidos resultados na tabela seguinte:

Tabela 8.1 Verificação das reacções do arco

Programa de Cálculo	F_x (kN)	F_z (kN)	Momento flector M_Y (kN.m)	Deslocamento máximo (mm)
Autodesk Robot	503.34	340.54	14.45	3.0
DLUBAL	501.85	339.25	14.56	3.3
Erro Diferencial (%)	1.00%	1.00%	1.01%	1.10%

Pode-se concluir, que a diferença percentual não é maior que 1,10%. Pode-se concluir assim, que o modelo e o programa de cálculo “Dlubal” estão verificados e validados.

8.4. Modelação dos elementos estruturais

O modelo global foi definido em três eixos de representação, onde o eixo do X representa a direcção longitudinal, o eixo do Y a transversal e o eixo do Z a vertical. A modelação foi realizada recorrendo a elemento do tipo barra, que por sua vez vai representar a tridimensionalidade da estrutura. Esta representação permite estudar correctamente os esforços e deformações resultantes das acções quantificadas.

O tabuleiro é constituído por duas barras longitudinais (viga principal) e por diversas barras transversais (viga transversal com os respectivos contraventamentos), espaçadas a 2 metros cada.

Um dos objectivos é a simulação dos efeitos torsionais provocados pelas cargas excêntricas quer no arco quer nas longarinas.

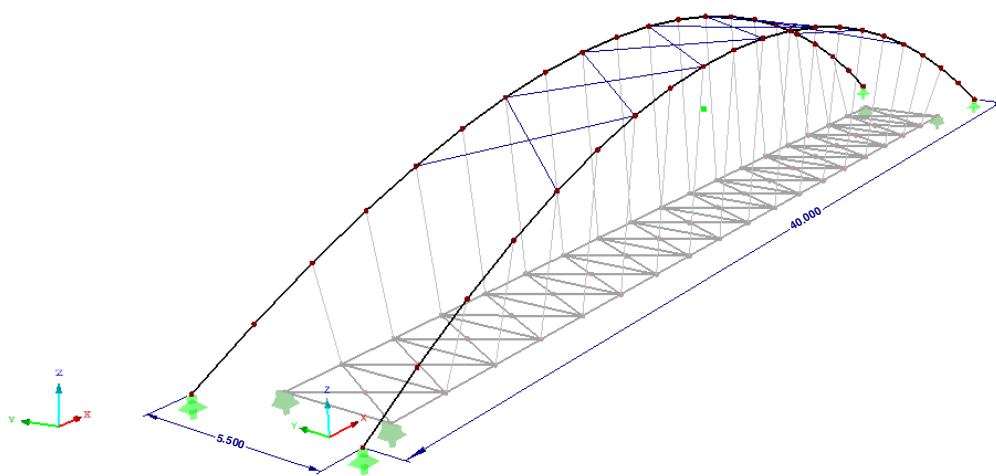


Figura 8.5 Arco e contraventamentos (Dlubal)

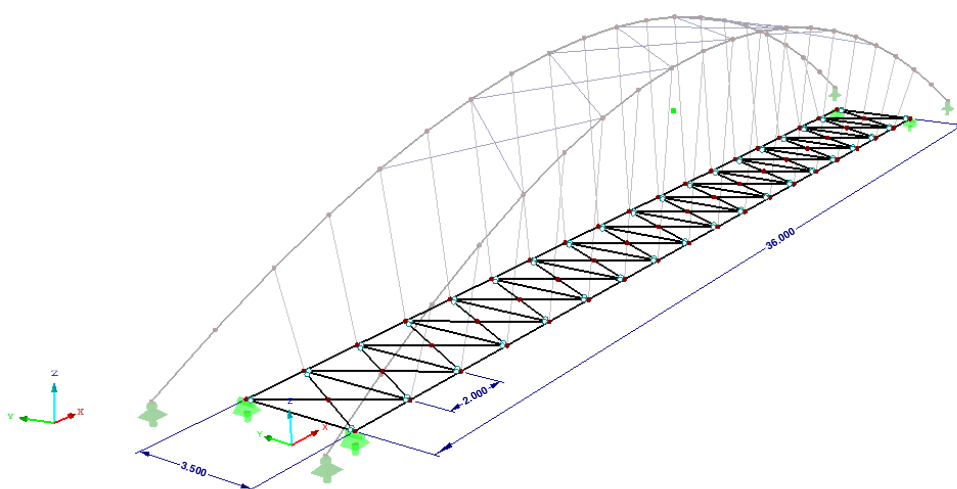


Figura 8.6 Tabuleiro (vigas principais, vigas transversais e contraventamentos) (Dlubal)

8.5. Conjuntos de barras

Para avaliar o comportamento das vigas principais (longarinas) e do arco como elemento único, recorreu-se a função de “conjunto de barras” no programa de cálculo Dlubal. Esta função permite a junção das barras associadas ao arco ou à viga principal para a verificação em conjunto. Esta função é muito importante para o Estado limite de utilização devido à deformação. Na Figura 8.7 são apresentadas os quatro conjuntos de barras, onde a primeira e a segunda corresponde às longarinas e as restantes duas é correspondente aos dois arcos. Também se pode observar na mesma figura a alteração do possível encurvamento sobre os eixos. Para as vigas principais (Conjunto 1 e 2) foi admitido somente a encurvadura sobre o eixo do Y, devido à existência dos contraventamentos na direcção X. Contrariamente no conjunto 3 e 4 correspondente ao arco foi admitido somente encurvadura sobre o eixo do Z, isto porque na direcção X o arco não é vulnerável a acções e devido ao esforço permanente provocado pelos tirantes em traccionar o mesmo.

1.6 Comprimentos efectivos - Conjuntos de barras

Conjunto n ^o	A	B	C		D	E			F	G	H		I	J	K
	Encurvadura possível	Encurvadura possível	k _{cr,y}	L _{cr,y} [m]	Encurvadura sobre o eixo z possível	k _{cr,z}	L _{cr,z} [m]	Encurvadura sobre o eixo z possível	k _{cr,z}	L _{cr,z} [m]	Encurvadura por flexão-torção possível	L _{cr,Manualment}	L _{cr} [m]	Comentário	
1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	36.000	<input type="checkbox"/>	1.000	36.000	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input checked="" type="checkbox"/>		36.000		
2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	36.000	<input type="checkbox"/>	1.000	36.000	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input checked="" type="checkbox"/>		36.000		
3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000	42.279	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	42.279	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input checked="" type="checkbox"/>		42.279		
4	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1.000	42.279	<input checked="" type="checkbox"/>	1.000	42.279	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		<input checked="" type="checkbox"/>		42.279		

Figura 8.7 Comprimentos efectivos - Conjunto de barras (Dlubal)

Também foram alterados os comprimentos efectivos das barras de contraventamento do arco, mas devido a muitas barras irá ser apresentada apenas uma.

Como se pode observar na Figura 8.8 escolheu-se a barra 245 de contraventamento do arco. Consequentemente abriu-se as propriedades da barra n^o 245 (ver Figura 8.9), e como se pode notar o comprimento efectivo é metade no eixo do Z devido nessa mesma direcção a barra não vai ter o impedimento da outra barra do sistema.

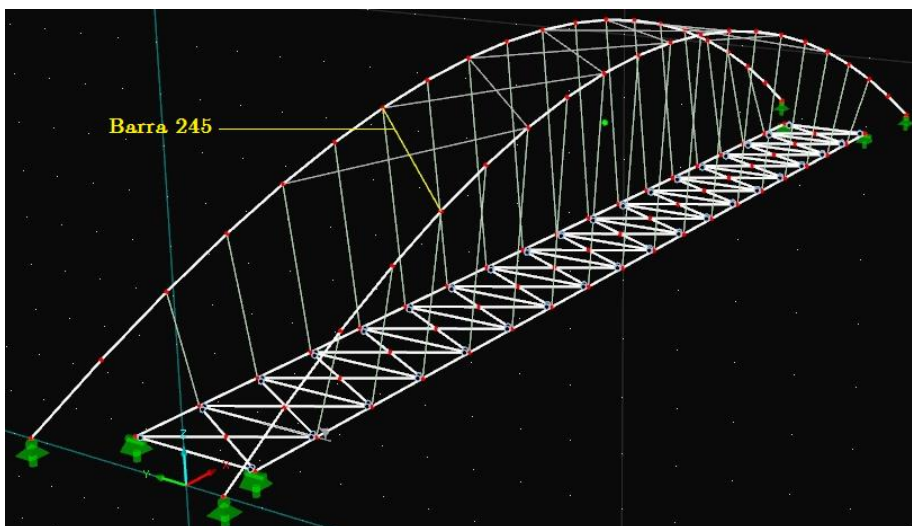


Figura 8.8 Contraventamento do Arco

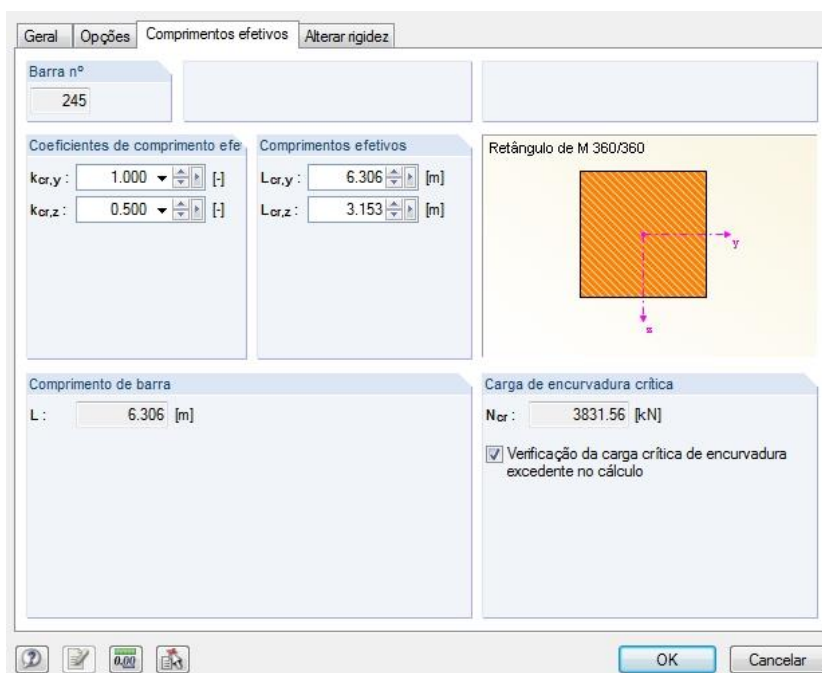


Figura 8.9 Comprimento efectivo da barra n° 245 (Dlupal)

8.6. Casos de carga e combinações de carga

8.6.1. Casos de carga

Como se pode observar na Tabela 8.2, foram definidos 14 casos de carga, onde cada caso de carga está associado a acções vistas no capítulo 5. Os casos de carga são todos caracterizados como permanente, sobrecarga, vento ou temperatura. O peso próprio proporciona a um factor na direcção Z que é no caso de carga CC1 ao CC4. Por último cada caso de carga tem uma duração estipulada segundo o EC 5, visto no capítulo 6.3.4.

Tabela 8.2 Casos de carga (Dlubal)

Caso de carga	Descrição de caso de carga	EN 1990 + 1995	Peso próprio - Factor na direcção			EN 1990 + 1995
		Categoria de acção	X	Y	Z	Duração de carga
CC1	Peso próprio	Permanente	0,000	0,000	-1,000	Permanente
CC2	Pavimento Kerto Q	Permanente	0,000	0,000	-1,000	Permanente
CC3	Revestimento	Permanente	0,000	0,000	-1,000	Permanente
CC4	Guarda Corpo metálico	Permanente	0,000	0,000	-1,000	Permanente
CC5	Sobrecarga Total	Sobrecarga	0,000	0,000	0,000	Curto prazo
CC6	Sobrecarga meio vão 10m	Sobrecarga	0,000	0,000	0,000	Curto prazo
CC7	Sobrecarga Total meio tabuleiro	Sobrecarga	0,000	0,000	0,000	Curto prazo
CC8	Sobrecarga Total meio tabuleiro metade da ponte	Sobrecarga	0,000	0,000	0,000	Curto prazo
CC9	Sobrecarga Total metade da ponte	Sobrecarga	0,000	0,000	0,000	Curto prazo
CC12	Vento Z desfavorável	Vento	0,000	0,000	0,000	Curto prazo
CC13	Vento no arco	Vento	0,000	0,000	0,000	Curto prazo
CC14	Vento Z favorável	Vento	0,000	0,000	0,000	Curto prazo
CC15	Temperatura positiva (Sem fogo)	Temperatura	0,000	0,000	0,000	Curto prazo
CC16	Temperatura negativa (Sem fogo)	Temperatura	0,000	0,000	0,000	Curto prazo

8.6.2. Acções

A Tabela 8.3 apresenta os quatro tipos de acções como A1, A2, A3 e A4, representam respectivamente a acção permanente, carga variável, vento transversal e a temperatura. Estes quatro tipos podem ocorrer em simultâneo ou alternativamente conforme explicado no capítulo 5.3.

Tabela 8.3 Quadro de conjugação das acções

Acção	Designação da acção	EN 1990 + 1995		Influência	Casos de carga na acção				
		Categoria de acção			CC1	CC2	CC3	CC4	
A1	Permanente	Permanente		Simultâneo	CC1	CC2	CC3	CC4	
A2	Carga variável	Sobrecarga		Alternativo	CC5	CC9	CC6	CC7	CC8
A3	Vento transversal	Vento		Alternativo	CC13	CC12	CC14		
A4	Temperatura	Temperatura (sem fogo)		Alternativo	CC15	CC16			

8.6.3. Regras de combinação

As combinações dos dois estados limite, têm que obedecer aos regulamentos propostos pelo Eurocódigo, como foi referenciado no capítulo 5.3. No programa de cálculo Dlubal, procedeu-se a combinação de carga automáticas para os três estados-limite. Nesta função o utilizador pode escolher o método de análise, redução do número combinações, etc. Os estados-limite de utilização para a verificação de deformação, foram verificados para as combinações de acções características e quase-permanentes (Negrão, et al., 2009). Na Tabela 8.4 está apresentado os três tipos de combinações a utilizar para a verificação os dois estados limite.

Tabela 8.4 Regras de combinações (Dlubal)

Regra de combinação	Designação da regra de combinação	EN 1990 + 1995	
		Situação de dimensionamento	Combinações de acções
RC1	Estado limite último	ELU (STR)	CA1 ... CA26 (26/52)
RC2	Utilização - Característico	ELS - Característico	CA27 ... CA39 (13/52)
RC3	Utilização - Quase-permanente	ELS - Quase-permanente	CA40 ... CA52 (13/52)

8.6.4. Combinações de acções

Após o cumprimento das regras de combinações de acções, obteve-se 52 tipos de combinações de acções, onde só 27 irão ser utilizados devido as regras dos regulamentos. Os 27 tipos de combinações estão representados na Tabela 8.5, onde também se pode ver a designação da combinação, situação de dimensionamento e factores.

Tabela 8.5 Combinações possíveis

Combinação acções	Designação da combinação de acções	EN 1990 + 1995	Designação.1		Designação.2		Designação.3	
		Situação de dimensionamento	Factor	Nº	Factor	Nº	Factor	Nº
CA1	1.35G	ELU (STR)	1,35	A1				
CA2	1.35G + 1.50Q _{iF}	ELU (STR)	1,35	A1	1,50	A2		
CA3	1.35G + 1.50Q _{iF} + 0.45Q _w	ELU (STR)	1,35	A1	1,50	A2	0,45	A3
CA5	1.35G + 1.50Q _{iF} + 0.90Q _T	ELU (STR)	1,35	A1	1,50	A2	0,90	A4
CA6	1.35G + 1.50Q _w	ELU (STR)	1,35	A1	1,50	A3		
CA7	1.35G + 0.60Q _{iF} + 1.50Q _w	ELU (STR)	1,35	A1	0,60	A2	1,50	A3
CA10	1.35G + 1.50Q _T	ELU (STR)	1,35	A1	1,50	A4		
CA11	1.35G + 0.60Q _{iF} + 1.50Q _T	ELU (STR)	1,35	A1	0,60	A2	1,50	A4
CA14	1.00G	ELU (STR)	1,00	A1				
CA16	1.00G + 1.50Q _{iF} + 0.45Q _w	ELU (STR)	1,00	A1	1,50	A2	0,45	A3
CA19	1.00G + 1.50Q _w	ELU (STR)	1,00	A1	1,50	A3		
CA20	1.00G + 0.60Q _{iF} + 1.50Q _w	ELU (STR)	1,00	A1	0,60	A2	1,50	A3
CA27	1.00G	ELS - Característico	1,00	A1				
CA28	1.00G + 1.00Q _{iF}	ELS - Característico	1,00	A1	1,00	A2		
CA29	1.00G + 1.00Q _{iF} + 0.30Q _w	ELS - Característico	1,00	A1	1,00	A2	0,30	A3
CA32	1.00G + 1.00Q _w	ELS - Característico	1,00	A1	1,00	A3		
CA33	1.00G + 0.40Q _{iF} + 1.00Q _w	ELS - Característico	1,00	A1	0,40	A2	1,00	A3

CA36	$1.00G + 1.00Q_T$	ELS - Característico	1,00	A1	1,00	A4		
CA37	$1.00G + 0.40Q_{iF} + 1.00Q_T$	ELS - Característico	1,00	A1	0,40	A2	1,00	A4
CA40	3.00G	ELS - Quase-permanente	3,00	A1				
CA41	$3.00G + 1.00Q_{iF}$	ELS - Quase-permanente	3,00	A1	1,00	A2		
CA42	$3.00G + 1.00Q_{iF} + 0.30Q_w$	ELS - Quase-permanente	3,00	A1	1,00	A2	0,30	A3
CA44	$3.00G + 1.00Q_{iF} + 1.60Q_T$	ELS - Quase-permanente	3,00	A1	1,00	A2	1,60	A4
CA45	$3.00G + 1.00Q_w$	ELS - Quase-permanente	3,00	A1	1,00	A3		
CA46	$3.00G + 0.40Q_{iF} + 1.00Q_w$	ELS - Quase-permanente	3,00	A1	0,40	A2	1,00	A3
CA49	$3.00G + 2.00Q_T$	ELS - Quase-permanente	3,00	A1	2,00	A4		
CA50	$3.00G + 0.40Q_{iF} + 2.00Q_T$	ELS - Quase-permanente	3,00	A1	0,40	A2	2,00	A4

As 27 de combinações mencionadas na anteriormente, resulta à criação de 174 combinações de cargas (62 combinações para ELU, 51 combinações para o ELS- Característico e 61 combinações para ELS Quase-Permanente), isto é, as siglas G, Q_{iF} , Q_w e Q_T são substituídas pelos valores designadas na Tabela 8.3 com as regras referidas na Tabela 8.4.

8.7. Verificação dos estados-limite dos elementos

Com auxílio do programa de cálculo “Dlubal”, foi efectuada a verificação aos vários estados limite dos elementos. Serão apresentados a taxa de aproveitamento, rácio entre os esforços máximos actuantes e resistentes, as combinações mais desfavoráveis para cada estado limite e a sua verificação através do módulo adicional “Dlubal- TIMBER PRO”.

Devido à quantidade elevada de informação dada pelo programa, apenas foi demonstrado a combinação mais desfavorável de cada estado limite para cada tipo de elemento.

8.7.1. Arco

Na figura seguinte está representado a taxa de aproveitamento dos arcos e as barras mais esforçadas ao estado-limite último.

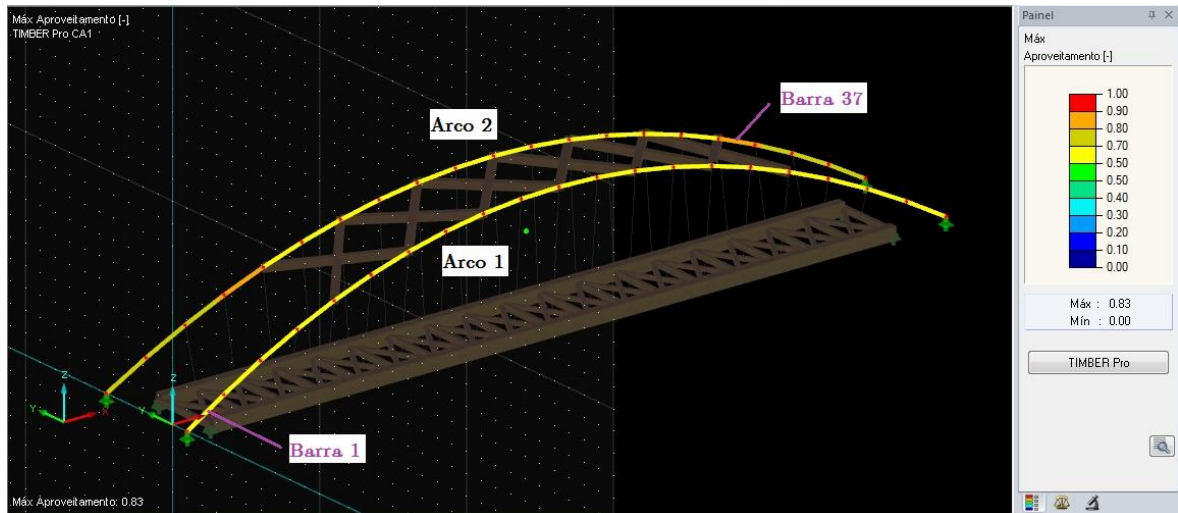


Figura 8.10 Aproveitamento do Arco

Arco 1

ELU- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.6 Combinações mais desfavoráveis ELU – Arco 1

Barra	Combinação	Verificação		
1	CO7	0.65	≤ 1	Barra com compressão e flexão Encurvadura em torno do eixo z

Tabela 8.7 Esforços Internos da barra 1

Esforços internos de cálculo (Barra 1, CO7)			
Esforço normal	N_d	-969.20	kN
Esforço de corte	$V_{y,d}$	-7.46	kN
Esforço de corte	$V_{z,d}$	-21.51	kN
Momento de torção	T_d	0.00	kNm
Momento fletor	$M_{y,d}$	-16.72	kNm
Momento fletor	$M_{z,d}$	7.18	kNm

Tabela 8.8 Verificação da barra 1

Esforço normal (compressão)	N_d	969.20	kN
Área da secção	A	19000.00	cm ²
Tensão de compressão	$\sigma_{c,0,d}$	0.05	kN/cm ²
Comprimento da barra equivalente	$L_{cr,z}$	42.279	m
Raio de giração	i_z	288.7	mm
Grau de esbelteza	λ_z	146.460	
Resistência à compressão	$f_{c,0,k}$	2.40	kN/cm ²
Módulo de elasticidade	$E_{0,05}$	313.33	kN/cm ²
Esbelteza relativa	$\lambda_{rel,z}$	4.080	>0.30
Fator	β_c	0.100	
Coefficiente de encurvadura auxiliar	k_z	9.013	
Coefficiente de encurvadura	$k_{c,z}$	0.059	
Coefficiente de modificação	k_{mod}	0.700	
Coefficiente parcial	γ_M	1.250	
Resistência à compressão	$f_{c,0,d}$	1.34	kN/cm ²
Momento fletor	$M_{y,d}$	16.72	kNm
Módulo de secções	W_y	601667.00	cm ³
Tensão de flexão	$\sigma_{m,y,d}$	0.00	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,y,k}$	2.40	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,y,d}$	1.34	kN/cm ²
Fator de redução	k_m	0.700	
Verificação 1	η_1	0.04	≤1
Verificação 2	η_2	0.65	≤1

ELS- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.9 Combinação mais desfavorável ELS

Barra	Posição (m)	Combinação	Verificação	
5	2.106	CO188	0.14	≤ 1
Estado de utilização - Situação de dimensionamento				
Característica - Vão interior, direção y				

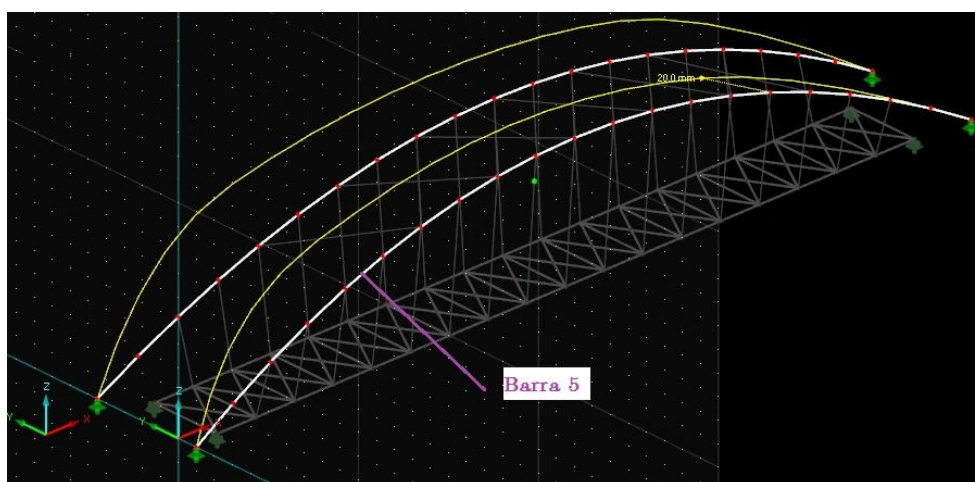


Figura 8.11 Deslocamento máximo - Arco 1

Tabela 8.10 Deformações no Arco 1

Deformações			
Direção x	w_x	-0.3	mm
Direção y	w_y	-19.9	mm
Direção z	w_z	2.3	mm

Tabela 8.11 Verificação a deformação do Arco 1

Deformação do vão interior	$w_{inst,y}$	-19.9	mm
Comprim. de ref.	l	42.279	m
Critério de valor limite	$l/w_{inst,limite,y}$	300.00	
Valor limite da deformação	$w_{inst,limite,y}$	140.9	mm
Verificação	η	0.14	≤ 1

Arco 2

ELU- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.12 Combinações mais desfavoráveis ELU - Arco 2

Barra	Combinação	Verificação	
37	CO36	0.83	≤ 1
Barra com flexão desviada e compressão Encurvadura em torno do eixo z			

Tabela 8.13 Esforços Internos

Esforços internos de cálculo (Barra 37, CO36)			
Esforço normal	N_d	-1032.97	kN
Esforço de corte	$V_{y,d}$	77.84	kN
Esforço de corte	$V_{z,d}$	-10.48	kN
Momento de torção	T_d	-39.75	kNm
Momento fletor	$M_{y,d}$	-61.05	kNm
Momento fletor	$M_{z,d}$	575.96	kNm

Tabela 8.14 Verificação da barra 37

Esforço normal (compressão)	N_d	1032.97	kN
Área da secção	A	19000.00	cm ²
Tensão de compressão	$\sigma_{c,0,d}$	0.05	kN/cm ²
Comprimento da barra equivalente	$L_{cr,z}$	42.279	m
Raio de giração	i_z	288.7	mm
Grau de esbelteza	λ_z	146.460	
Resistência à compressão	$f_{c,0,k}$	2.40	kN/cm ²
Módulo de elasticidade	$E_{0,05}$	313.33	kN/cm ²
Esbelteza relativa	$\lambda_{rel,z}$	4.080	>0.30
Fator	β_c	0.100	
Coefficiente de encurvadura auxiliar	k_z	9.013	
Coefficiente de encurvadura	$k_{c,z}$	0.059	
Coefficiente de modificação	k_{mod}	0.700	
Coefficiente parcial	γ_M	1.250	
Resistência à compressão	$f_{c,0,d}$	1.34	kN/cm ²
Momento fletor	$M_{y,d}$	61.05	kNm
Momento fletor	$M_{z,d}$	575.96	kNm
Módulo de secções	W_y	601667.00	cm ³
Módulo de secção	W_z	316667.00	cm ³
Tensão de flexão	$\sigma_{m,y,d}$	0.01	kN/cm ²
Tensão de flexão	$\sigma_{m,z,d}$	0.18	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,y,k}$	2.40	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,z,k}$	2.40	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,y,d}$	1.34	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,z,d}$	1.34	kN/cm ²
Fator de redução	k_m	0.700	
Verificação 1	η_1	0.14	≤1
Verificação 2	η_2	0.83	≤1

ELS- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.15 Combinação mais desfavorável ELS – Arco 2

Barra	Posição (m)	Combinação	Verificação	
26	2.072	CO188	0.14	≤ 1
Estado de utilização - Situação de dimensionamento característica vão interior, direção y				

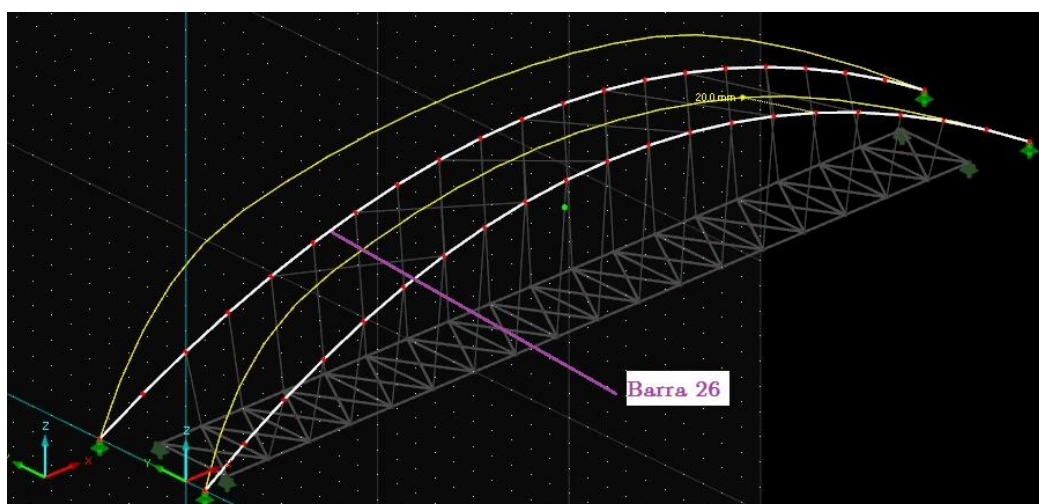


Figura 8.12 Deslocamento máximo - Arco 2

Tabela 8.16 Deformação do Arco 2

Deformações			
Direção x	w_x	-0.5	mm
Direção y	w_y	-19.4	mm
Direção z	w_z	2.8	mm

Tabela 8.17 Verificação à deformação do Arco 2

Deformação do vão interior	$w_{inst,y}$	-19.4	mm
Comprim. de ref.	l	42.279	m
Critério de valor limite	$l/w_{inst,limite,y}$	300.00	
Valor limite da deformação	$w_{inst,limite,y}$	140.9	mm
Verificação	η	0.14	≤ 1

8.7.2. Contraventamento do arco

Na figura seguinte está representado a taxa de aproveitamento dos contraventamentos do arco e a barra mais esforçada ao estado-limite último.



Figura 8.13 Aproveitamento do Contraventamento do Arco

ELU- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.18 Combinação mais desfavorável ELU – Contraventamento do Arco

Barra	Combinação			Verificação
246	CO42	0.71	≤ 1	Barra com compressão e flexão Encurvadura em torno de ambos os eixos

Tabela 8.19 Esforços internos da barra 246

Esforços internos de cálculo (Barra 246, CO42)			
Esforço normal	N_d	-389.79	kN
Esforço de corte	$V_{y,d}$	0.00	kN
Esforço de corte	$V_{z,d}$	0.00	kN
Momento de torção	T_d	0.00	kNm
Momento fletor	$M_{y,d}$	3.16	kNm
Momento fletor	$M_{z,d}$	0.00	kNm

Tabela 8.20 Verificação da barra 246

Esforço normal (compressão)	N_d	389.79	kN
Área da secção	A	1296.00	cm ²
Tensão de compressão	$\sigma_{c,0,d}$	0.30	kN/cm ²
Comprimento da barra equivalente	$L_{cr,y}$	6.306	m
Comprimento da barra equivalente	$L_{cr,z}$	3.153	m
Raio de giração	i_y	103.9	mm
Raio de giração	i_z	103.9	mm
Grau de esbelteza	λ_y	60.676	
Grau de esbelteza	λ_z	30.338	
Resistência à compressão	$f_{c,0,k}$	2.40	kN/cm ²
Módulo de elasticidade	$E_{0,05}$	313.33	kN/cm ²
Esbelteza relativa	$\lambda_{rel,y}$	1.690	>0.30
Esbelteza relativa	$\lambda_{rel,z}$	0.845	>0.30
Fator	β_c	0.100	
Coefficiente de encurvadura auxiliar	k_y	1.998	
Coefficiente de encurvadura auxiliar	k_z	0.884	
Coefficiente de encurvadura	$k_{c,y}$	0.326	
Coefficiente de encurvadura	$k_{c,z}$	0.873	
Coefficiente de modificação	k_{mod}	0.700	
Coefficiente parcial	γ_M	1.250	
Resistência à compressão	$f_{c,0,d}$	1.34	kN/cm ²
Momento fletor	$M_{y,d}$	3.16	kNm
Módulo de secções	W_y	7776.00	cm ³
Tensão de flexão	$\sigma_{m,y,d}$	0.04	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,y,k}$	2.53	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,y,d}$	1.41	kN/cm ²
Fator de redução	k_m	0.700	
Verificação 1	η_1	0.71	≤1
Verificação 2	η_2	0.28	≤1

ELS- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.21 Combinação mais desfavorável ELS – Contraventamento do Arco

Barra	Posição (m)	Combinação			Verificação
246	2.803	CO188	0.10	≤1	Estado de utilização - Situação de dimensionamento característica - Vão interior, direção z

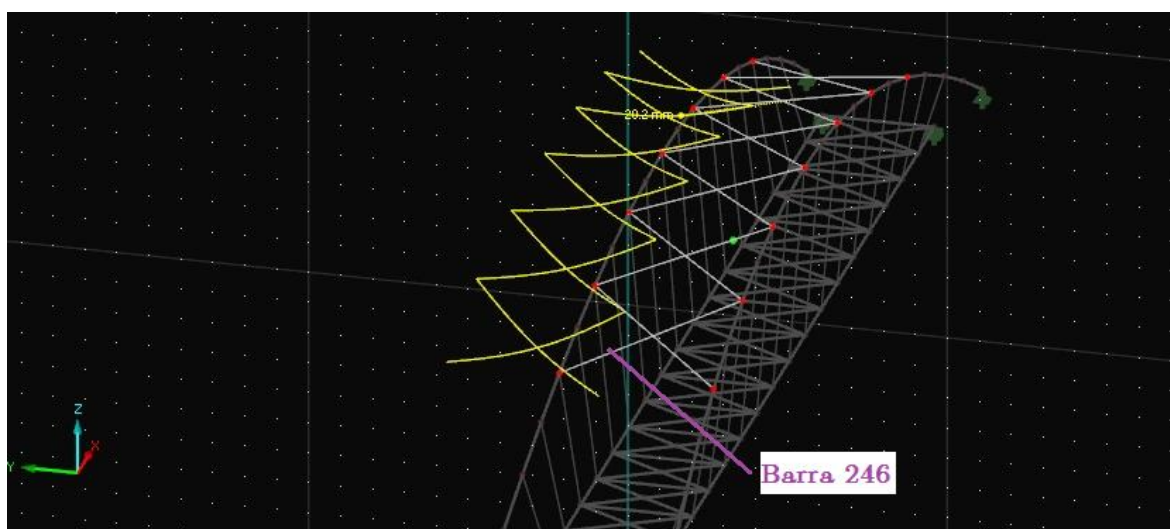


Figura 8.14 Deslocamento máximo - Contraventamento do arco

Tabela 8.22 Deformações do Contraventamento do Arco

Deformações			
Direção x	w_x	-14.4	mm
Direção y	w_y	-12.5	mm
Direção z	w_z	1.2	mm

Tabela 8.23 Verificação à deformação do Contraventamento do Arco

Deformação no vão interior	$w_{inst,z}$	2.0	mm
Comprim. de ref.	l	6.306	m
Critério de valor limite	$l / w_{inst,limite,z}$	300.00	
Valor limite da deformação	$w_{inst,limite,z}$	21.0	mm
Verificação	η	0.10	≤ 1

8.7.3. Viga principal

Na figura seguinte está representado a taxa de aproveitamento das vigas principais e as barras mais esforçadas ao estado-limite último.

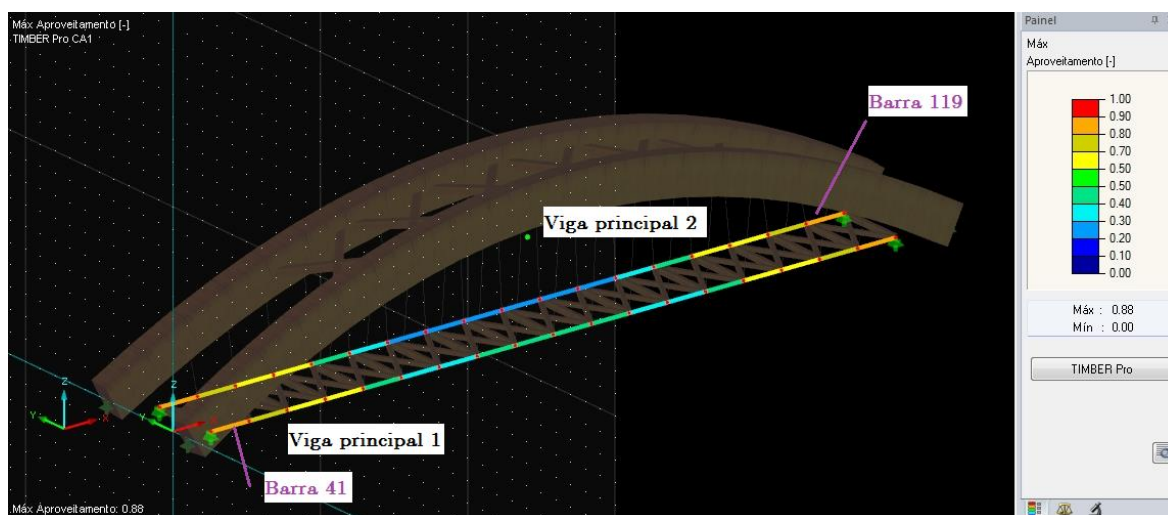


Figura 8.15 Aproveitamento da Longarina

Viga principal 1

ELU- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.24 Combinação mais desfavorável ELU - Viga principal 1

Barra	Combinação	Verificação		
41	CO2	0.88	≤ 1	Resistência da secção - Corte devido a torção

Tabela 8.25 Esforços internos da barra 41

Esforços internos de cálculo (Barra 41, CO2)			
Esforço normal	N_d	17.65	kN
Esforço de corte	$V_{y,d}$	-0.86	kN
Esforço de corte	$V_{z,d}$	15.34	kN
Momento de torção	T_d	45.90	kNm
Momento fletor	$M_{y,d}$	0.00	kNm
Momento fletor	$M_{z,d}$	-1.20	kNm

Tabela 8.26 Verificação da barra 41

Momento de torção	T_d	45.90	kNm
Módulo de secção torcional	W_t	28396.50	cm ³
Tensão tangencial	$\tau_{tor,d}$	0.16	kN/cm ²
Resistência ao corte	$f_{v,k}$	0.27	kN/cm ²
Coefficiente de modificação	k_{mod}	0.700	
Coefficiente parcial	γ_M	1.250	
Resistência ao corte	$f_{v,d}$	0.15	kN/cm ²
Coefficiente	k_{forma}	1.218	
Aproveitamento		0.88	≤1

ELS- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.27 Combinação mais desfavorável ELS – Viga principal 1

Barra	Posição (m)	Combinação	Verificação	
54	0.200	CO169	0.26	≤1
Estado de utilização - Situação de dimensionamento				
Característica Vão interior, direção z				

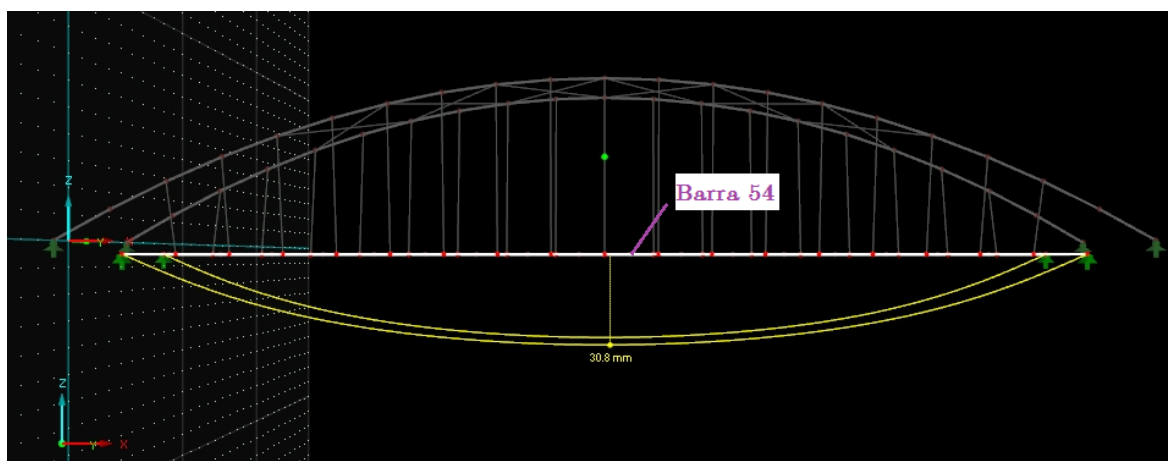


Figura 8.16 Deslocamento máximo – Viga principal 1

Tabela 8.28 Deformações da Longarina 1

Deformações			
Direção x	w_x	0	mm
Direção y	w_y	-0.3	mm
Direção z	w_z	30.8	mm

Tabela 8.29 Verificação à deformação da viga principal 1

Deformação no vão interior	$w_{inst,z}$	30.8	mm
Comprim. de ref.	l	36.000	m
Critério de valor limite	$l / w_{inst,limite,z}$	300.00	
Valor limite da deformação	$w_{inst,limite,z}$	120.0	mm
Verificação	η	0.26	≤ 1

Viga principal 2

ELU- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.30 Combinação mais desfavorável ELU – Viga principal 2

Barra	Combinação			Verificação
119	CO36	0.88	≤ 1	Barra com flexão desviada e compressão segundo Encurvadura em torno do eixo y

Tabela 8.31 Esforços internos da barra 119

Esforços internos de cálculo (Barra 119, CO36)			
Esforço normal	N_d	-106.68	kN
Esforço de corte	$V_{y,d}$	1.24	kN
Esforço de corte	$V_{z,d}$	6.97	kN
Momento de torção	T_d	18.36	kNm
Momento fletor	$M_{y,d}$	-10.89	kNm
Momento fletor	$M_{z,d}$	1.15	kNm

Tabela 8.32 Verificação da barra 119

Esforço normal (compressão)	N_d	106.68	kN
Área da secção	A	2816.00	cm ²
Tensão de compressão	$\sigma_{c,0,d}$	0.04	kN/cm ²
Comprimento da barra equivalente	$L_{cr,y}$	36.000	m
Raio de giração	i_y	184.8	mm
Grau de esbelteza	λ_y	194.856	
Resistência à compressão	$f_{c,0,k}$	2.40	kN/cm ²
Módulo de elasticidade	$E_{0,05}$	313.33	kN/cm ²
Esbelteza relativa	$\lambda_{rel,y}$	5.428	>0.30
Fator	β_c	0.100	
Coefficiente de encurvadura auxiliar	k_y	15.490	
Coefficiente de encurvadura	$k_{c,y}$	0.033	
Coefficiente de modificação	k_{mod}	0.700	
Coefficiente parcial	γ_M	1.250	
Resistência à compressão	$f_{c,0,d}$	1.34	kN/cm ²
Momento fletor	$M_{y,d}$	10.89	kNm
Momento fletor	$M_{z,d}$	1.15	kNm
Módulo de secções	W_y	30037.30	cm ³
Módulo de secção	W_z	20650.70	cm ³
Tensão de flexão	$\sigma_{m,y,d}$	0.04	kN/cm ²
Tensão de flexão	$\sigma_{m,z,d}$	0.01	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,y,k}$	2.40	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,z,k}$	2.40	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,y,d}$	1.34	kN/cm ²
Resistência à flexão	$f_{m,z,d}$	1.34	kN/cm ²
Fator de redução	k_m	0.700	
Verificação 1	η_1	0.88	≤1
Verificação 2	η_2	0.05	≤1

ELS- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.33 Combinação mais desfavorável ELS - Viga principal 2

Barra	Posição (m)	Combinação	Verificação
111	0.200	CO169	0.26 ≤ 1
Estado de utilização - Situação de dimensionamento			
Característica - Vão interior, direção z			

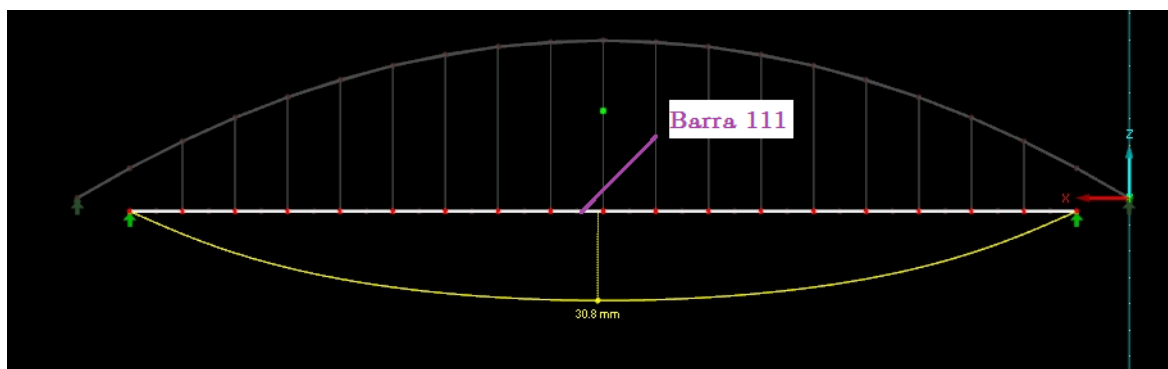


Figura 8.17 Deslocamento máximo- Viga principal 2

Tabela 8.34 Deformações da Viga principal 2

Deformações			
Direção x	w_x	0	mm
Direção y	w_y	0.3	mm
Direção z	w_z	30.8	mm

Tabela 8.35 Verificação à deformação da viga principal 2

Deformação no vão interior	$w_{inst,z}$	30.8	mm
Comprim. de ref.	l	36.000	m
Critério de valor limite	$l / w_{inst,limite,z}$	300.00	
Valor limite da deformação	$w_{inst,limite,z}$	120.0	mm
Verificação	η	0.26	≤ 1

8.7.4. Viga transversal

Na figura seguinte está representado a taxa de aproveitamento das vigas transversais e a barra mais esforçada ao estado-limite último.

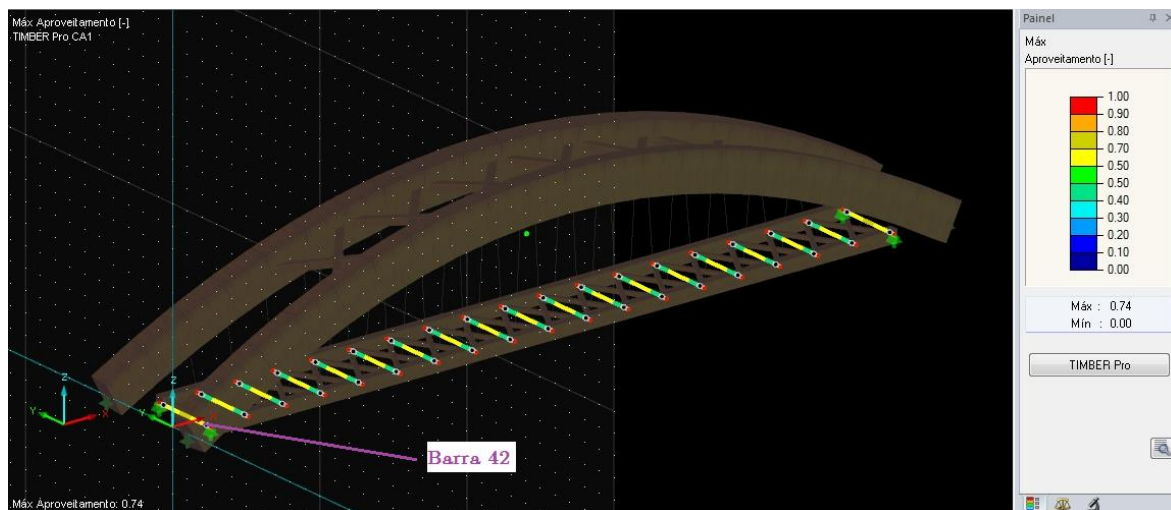


Figura 8.18 Aproveitamento da Carlinga

ELU- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.36 Combinação mais desfavorável – Viga transversal

Barra	Combinação			Verificação
42	CO22	0.74	≤ 1	Barra com flexão desviada e compressão Encurvadura em torno de ambos os eixos

Tabela 8.37 Esforços internos da barra 42

Esforços internos de cálculo (Barra 42, CO22)			
Esforço normal	N_d	-58.46	kN
Esforço de corte	$V_{y,d}$	0.00	kN
Esforço de corte	$V_{z,d}$	0.00	kN
Momento de torção	T_d	0.00	kNm
Momento fletor	$M_{y,d}$	22.12	kNm
Momento fletor	$M_{z,d}$	-0.77	kNm

Tabela 8.38 Verificação da barra 42

Esforço normal (compressão)	N_d	58.46	kN	
Área da secção	A	560.00	cm^2	
Tensão de compressão	$\sigma_{c,0,d}$	0.10	kN/cm^2	
Comprimento da barra equivalente	$L_{cr,y}$	3.500	m	
Comprimento da barra equivalente	$L_{cr,z}$	3.500	m	
Raio de giração	i_y	80.8	mm	
Raio de giração	i_z	57.7	mm	
Grau de esbelteza	λ_y	43.301		
Grau de esbelteza	λ_z	60.622		
Resistência à compressão	$f_{c,0,k}$	2.40	kN/cm^2	
Módulo de elasticidade	$E_{0,05}$	313.33	kN/cm^2	
Esbelteza relativa	$\lambda_{rel,y}$	1.206		>0.30
Esbelteza relativa	$\lambda_{rel,z}$	1.689		>0.30
Fator	β_c	0.100		
Coefficiente de encurvadura auxiliar	k_y	1.273		
Coefficiente de encurvadura auxiliar	k_z	1.995		
Coefficiente de encurvadura	$k_{c,y}$	0.596		
Coefficiente de encurvadura	$k_{c,z}$	0.327		
Coefficiente de modificação	k_{mod}	0.700		
Coefficiente parcial	γ_M	1.250		
Resistência à compressão	$f_{c,0,d}$	1.34	kN/cm^2	
Momento fletor	$M_{y,d}$	22.12	kNm	
Momento fletor	$M_{z,d}$	0.77	kNm	
Módulo de secções	W_y	2613.33	cm^3	
Módulo de secção	W_z	1866.67	cm^3	
Tensão de flexão	$\sigma_{m,y,d}$	0.85	kN/cm^2	
Tensão de flexão	$\sigma_{m,z,d}$	0.04	kN/cm^2	
Resistência à flexão	$f_{m,y,k}$	2.59	kN/cm^2	3.3(3)
Resistência à flexão	$f_{m,z,k}$	2.40	kN/cm^2	
Resistência à flexão	$f_{m,y,d}$	1.45	kN/cm^2	
Resistência à flexão	$f_{m,z,d}$	1.34	kN/cm^2	
Fator de redução	k_m	0.700		
Verificação 1	η_1	0.74		≤ 1
Verificação 2	η_2	0.68		≤ 1

ELS- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.39 Combinação mais desfavorável ELS – Viga transversal

Barra	Posição (m)	Combinação	Verificação	
235	1.750	CO156	0.61	≤ 1
Estado de utilização - Situação de dimensionamento				
Característica - Vão interior, direção z				

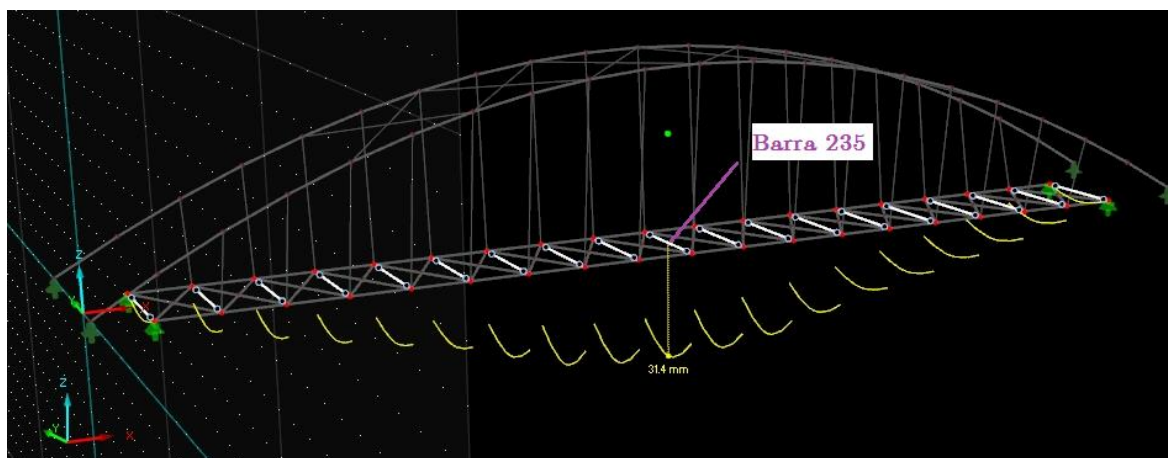


Figura 8.19 Deslocamento máximo - Viga transversal

Tabela 8.40 Deformações da viga transversal

Deformações			
Direção x	w_x	0.0	mm
Direção y	w_y	0.2	mm
Direção z	w_z	31.4	mm

Tabela 8.41 Verificação à deformação da viga transversal

Deformação no vão interior	$w_{inst,z}$	7.1	mm
Comprim. de ref.	l	3.50	m
Critério de valor limite	$l / w_{inst,limite,z}$	300.00	
Valor limite da deformação	$w_{inst,limite,z}$	11.7	mm
Verificação	η	0.61	≤ 1

8.7.5. Contraventamento do tabuleiro

Na figura seguinte está representado a taxa de aproveitamento do contraventamento do tabuleiro e a barra mais esforçadas ao estado-limite último.

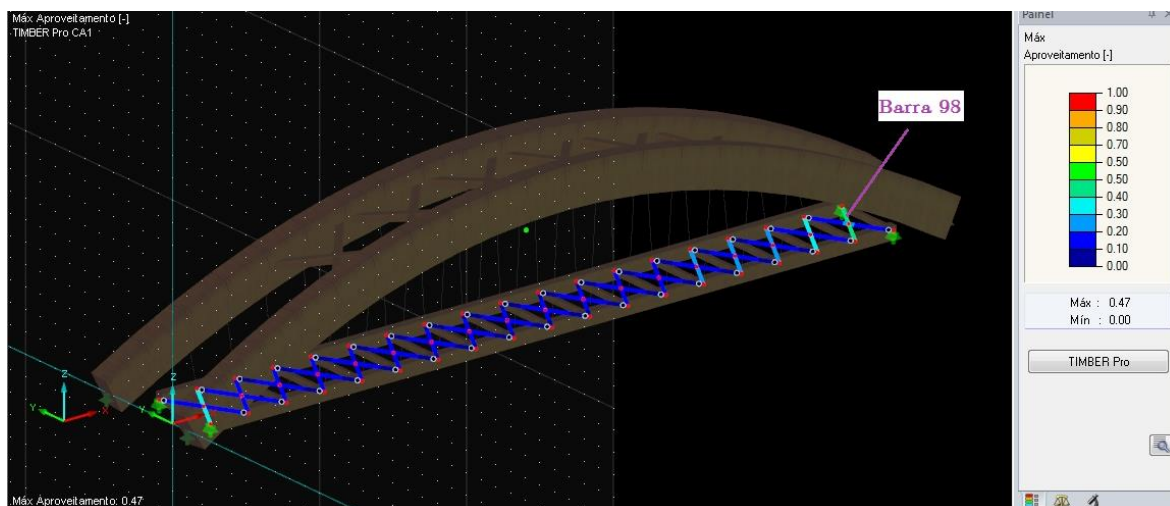


Figura 8.20 Aproveitamento do Tabuleiro

ELU- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.42 Combinação mais desfavorável ELU - Contraventamento do tabuleiro

Barra	Combinação			Verificação
98	CO36	0.47	≤ 1	Barra com flexão desviada e compressão Encurvadura em torno de ambos os eixos

Tabela 8.43 Esforços internos da barra 98

Esforços internos de cálculo (Barra 98, CO36)			
Esforço normal	N_d	-41.61	kN
Esforço de corte	$V_{y,d}$	-0.02	kN
Esforço de corte	$V_{z,d}$	0.56	kN
Momento de torção	T_d	0.00	kNm
Momento fletor	$M_{y,d}$	-0.76	kNm
Momento fletor	$M_{z,d}$	-0.04	kNm

Tabela 8.44 Verificação da barra 98

Esforço normal (compressão)	N_d	41.61	kN	
Área da secção	A	360.00	cm^2	
Tensão de compressão	$\sigma_{c,0,d}$	0.12	kN/cm^2	
Comprimento da barra equivalente	$L_{cr,y}$	4.031	m	
Comprimento da barra equivalente	$L_{cr,z}$	2.016	m	
Raio de giração	i_y	52.0	mm	
Raio de giração	i_z	57.7	mm	
Grau de esbelteza	λ_y	77.579		
Grau de esbelteza	λ_z	34.911		
Resistência à compressão	$f_{c,0,k}$	2.40	kN/cm^2	
Módulo de elasticidade	$E_{0,05}$	313.33	kN/cm^2	
Esbelteza relativa	$\lambda_{rel,y}$	2.161		>0.30
Esbelteza relativa	$\lambda_{rel,z}$	0.973		>0.30
Fator	β_c	0.100		
Coefficiente de encurvadura auxiliar	k_y	2.928		
Coefficiente de encurvadura auxiliar	k_z	1.007		
Coefficiente de encurvadura	$k_{c,y}$	0.204		
Coefficiente de encurvadura	$k_{c,z}$	0.790		
Coefficiente de modificação	k_{mod}	0.700		
Coefficiente parcial	γ_M	1.250		
Resistência à compressão	$f_{c,0,d}$	1.34	kN/cm^2	
Momento fletor	$M_{y,d}$	0.76	kNm	
Momento fletor	$M_{z,d}$	0.04	kNm	
Módulo de secções	W_y	1080.00	cm^3	
Módulo de secção	W_z	1200.00	cm^3	
Tensão de flexão	$\sigma_{m,y,d}$	0.07	kN/cm^2	
Tensão de flexão	$\sigma_{m,z,d}$	0.00	kN/cm^2	
Resistência à flexão	$f_{m,y,k}$	2.64	kN/cm^2	3.3(3)
Resistência à flexão	$f_{m,z,k}$	2.40	kN/cm^2	
Resistência à flexão	$f_{m,y,d}$	1.48	kN/cm^2	
Resistência à flexão	$f_{m,z,d}$	1.34	kN/cm^2	
Fator de redução	k_m	0.700		
Verificação 1	η_1	0.47		≤ 1
Verificação 2	η_2	0.14		≤ 1

ELS- Combinação mais desfavoráveis

Tabela 8.45 Combinação mais desfavorável ELS - Contraventamento do tabuleiro

Barra	Posição (m)	Combinação			Verificação
95	0.806	CO187	0.11	≤ 1	Estado de utilização - Situação de dimensionamento característica - Vão interior, direção z

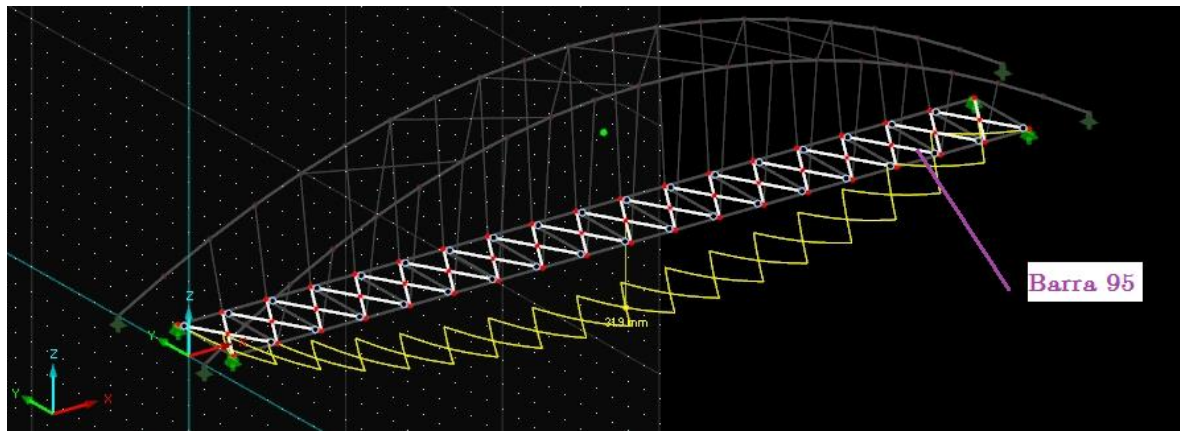


Figura 8.21 Deslocamento máximo - Contraventamento do tabuleiro

Tabela 8.46 Deformações do Contraventamento do tabuleiro

Deformações			
Direção x	w_x	0.0	mm
Direção y	w_y	0.0	mm
Direção z	w_z	13.8	mm

Tabela 8.47 Verificação à deformação do Contraventamento do tabuleiro

Deformação no vão interior	$w_{inst,z}$	0.70	mm
Comprim. de ref.	l	2.016	m
Critério de valor limite	$l / w_{inst,limite,z}$	300.00	
Valor limite da deformação	$w_{inst,limite,z}$	6.7	mm
Verificação	η	0.11	≤ 1

8.8. Verificação dos estados limite último dos elementos ao fogo

Foi efectuada a verificação da resistência ao fogo dos elementos aos vários estados-limite. Será apenas apresentado os parâmetros da acção do fogo, a secções efectiva de cada elemento e as combinações mais desfavoráveis para cada estado limite. Devido à vasta informação não serão apresentadas as verificações que foram obtidas pelo módulo adicional “TIMBER PRO” do programa de cálculo Dlubal.

8.8.1. Arco

Os arcos estiveram sujeitos aos parâmetros expressos na Tabela 8.48, foi considerado que o elemento estivesse exposto ao fogo durante de 30 minutos com uma taxa de queimadura de 0,7 mm/min. Após esse tempo o arco apresenta uma secção mais reduzida e como tal, irá ter novas propriedades de resistência (ver Tabela 8.49).

Tabela 8.48 Parâmetros da acção do fogo

Parâmetro para verificação da resistência fogo segundo EN 1995-1-2:2004+AC:2006		
Classificação de resistência ao fogo		F 30 [min]
Coefficiente parcial	$\gamma_{M,fi}$	1.000
Taxa de queima	β_n	0.700 mm/min
Queima aumentada	d_0	7.000 mm
Profundidade de queima	d_{ef}	28.000 mm
Coefficiente	k_{fi}	1.150
Lados expostos ao fogo		Quadrilateral

Tabela 8.49 Propriedade efectiva do arco

Dados da secção - Rectângulo de M 944/1844		
Largura	b	944.0 mm
Altura	h	1844.0 mm
Área da secção	A	17407.40 cm ²
Momento de inércia	I_y	4,93E+10 cm ⁴
Momento de inércia	I_z	1,29E+10 cm ⁴
Raio de giração determinante	i_y	532.3 mm
Raio de giração determinante	i_z	272.5 mm
Peso	p	644.1 kg/m
Perímetro da secção	A_{superf}	5.576 m ² /m
Constante de torção	I_t	3,51E+10 cm ⁴
Módulo de secção	$W_{y,max}$	534986.00 cm ³
Módulo de secção	$W_{y,min}$	-5.35E+05 cm ³
Módulo de secção	$W_{z,max}$	273876.00 cm ³
Módulo de secção	$W_{z,min}$	-2.74E+05 cm ³
Momento estático	$S_{u,max}$	401240.00 cm ³
Momento estático	$S_{v,max}$	205407.00 cm ³

Na figura seguinte está representado a taxa de aproveitamento dos arcos e as barras mais esforçadas ao estado-limite último.

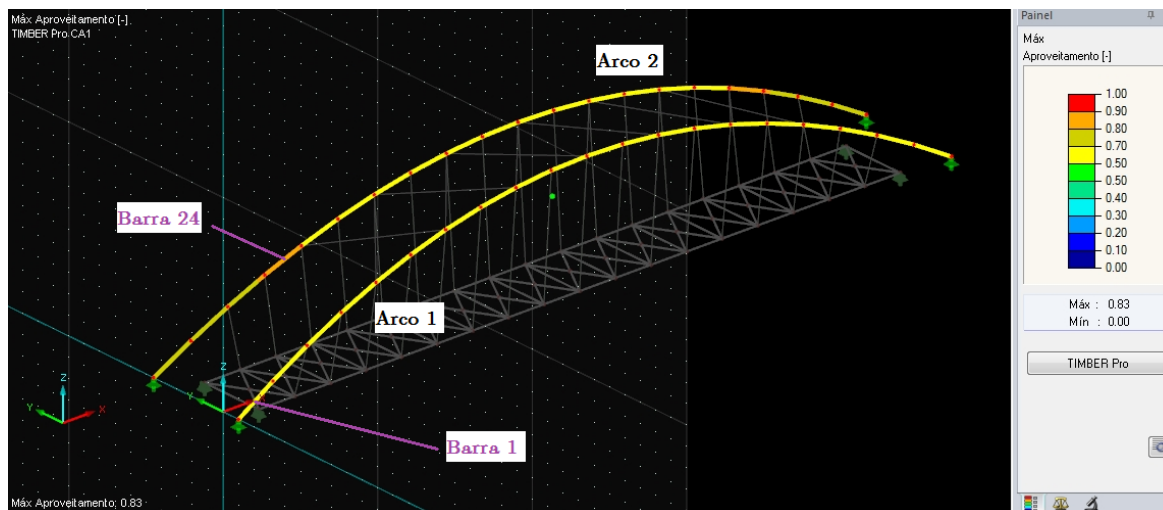


Figura 8.22 Aproveitamento do Arco

Tabela 8.50 Combinação mais desfavorável ELU - Arco

Arco	Barra	Combinação	Verificação	
1	1	CO7	0.39	≤ 1 Resistência ao fogo - Barra comprimida com compressão axial - Encurvadura em torno do eixo z
2	24	CO36	0.49	≤ 1 Resistência ao fogo - Barra com flexão desviada e compressão s – Encurvadura em torno do eixo z

8.8.2. Contraventamento do arco

Tabela 8.51 Propriedade efectiva do contraventamento do arco

Dados da secção - Rectângulo de M 304/304			
Largura	b	304.0	mm
Altura	h	304.0	mm
Área da secção	A	924.16	cm ²
Momento de inércia	I _y	71172.60	cm ⁴
Momento de inércia	I _z	71172.60	cm ⁴
Raio de giração determinante	i _y	87.8	mm
Raio de giração determinante	i _z	87.8	mm
Peso	p	34.2	kg/m
Perímetro da secção	A _{superf}	1.216	m ² /m
Constante de torção	I _t	120139.00	cm ⁴
Módulo de secção	W _{y,max}	4682.41	cm ³
Módulo de secção	W _{y,min}	-4682.41	cm ³
Módulo de secção	W _{z,max}	4682.41	cm ³
Módulo de secção	W _{z,min}	-4682.41	cm ³
Momento estático	S _{u,max}	3511.81	cm ³
Momento estático	S _{v,max}	3511.81	cm ³

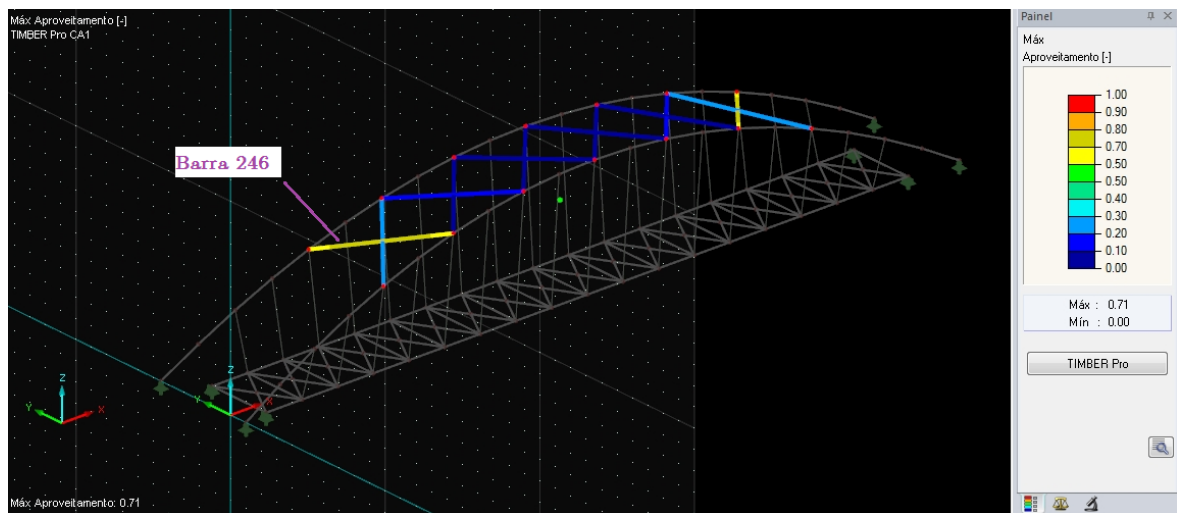


Figura 8.23 Aproveitamento do contraventamento do arco

Tabela 8.52 Combinação mais desfavorável ELU - Contraventamento do arco

Barra	Combinação			Verificação
246	CO42	0.67	≤ 1	Resistência ao fogo - Barra com compressão e flexão – Encurvadura em torno de ambos os eixos

8.8.3. Viga principal

Tabela 8.53 Propriedade efectiva da viga principal

Dados da secção - Rectângulo de M 384/584			
Largura	b	384.0	mm
Altura	h	584.0	mm
Área da secção	A	2242.56	cm ²
Momento de inércia	I _y	637365.00	cm ⁴
Momento de inércia	I _z	275566.00	cm ⁴
Raio de giração determinante	i _y	168.6	mm
Raio de giração determinante	i _z	110.9	mm
Peso	p	83.0	kg/m
Perímetro da secção	A _{superf}	1.936	m ² /m
Constante de torção	I _t	652699.00	cm ⁴
Módulo de secção	W _{y,max}	21827.60	cm ³
Módulo de secção	W _{y,min}	-21827.60	cm ³
Módulo de secção	W _{z,max}	14352.40	cm ³
Módulo de secção	W _{z,min}	-14352.40	cm ³
Momento estático	S _{u,max}	16370.70	cm ³
Momento estático	S _{v,max}	10764.30	cm ³

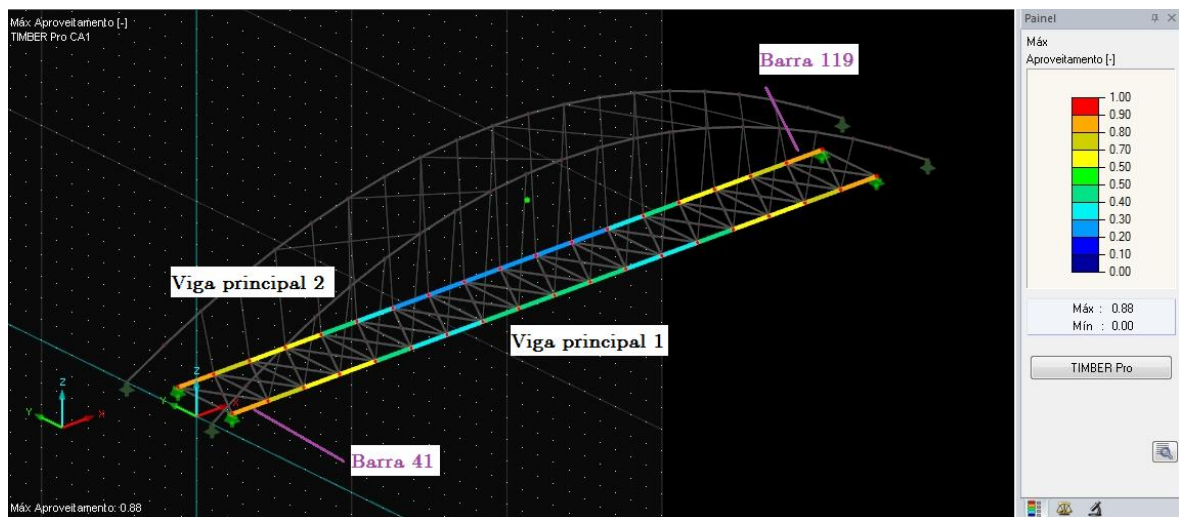


Figura 8.24 Aproveitamento da viga principal

Tabela 8.54 Combinação mais desfavorável ELU - Viga principal

Viga principal	Barra	Combinação		Verificação
1	41	CO2	0.60 ≤ 1	Resistência ao fogo - Resistência da secção Corte devido a torção segundo 6.1.8
2	119	CO36	0.64 ≤ 1	Resistência ao fogo - Barra com flexão desviada e compressão - Encurvadura em torno do eixo y

8.8.4. Viga transversal

Tabela 8.55 Propriedade efectiva da viga transversal

Dados da secção - Rectângulo de M 144/224			
Largura	b	144.0	mm
Altura	h	224.0	mm
Área da secção	A	322.56	cm ²
Momento de inércia	I _y	13487.30	cm ⁴
Momento de inércia	I _z	5573.84	cm ⁴
Raio de giração determinante	i _y	64.7	mm
Raio de giração determinante	i _z	41.6	mm
Peso	p	11.9	kg/m
Perímetro da secção	A _{superf}	0.736	m ² /m
Constante de torção	I _t	13393.00	cm ⁴
Módulo de secção	W _{y,max}	1204.22	cm ³
Módulo de secção	W _{y,min}	-1204.22	cm ³
Módulo de secção	W _{z,max}	774.14	cm ³
Módulo de secção	W _{z,min}	-774.14	cm ³
Momento estático	S _{u,max}	903.17	cm ³
Momento estático	S _{v,max}	580.61	cm ³

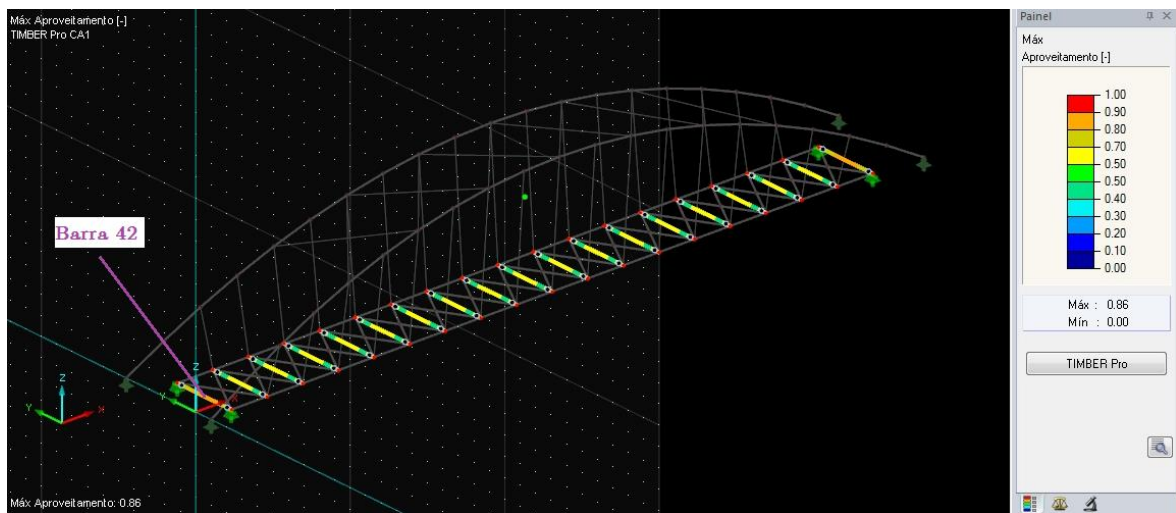


Figura 8.25 Aproveitamento da viga transversal

Tabela 8.56 Combinação mais desfavorável ELU - Viga transversal

Barra	Combinação			Verificação
42	CO52	0.86	≤ 1	Resistência ao fogo - Barra com flexão desviada e compressão segundo Encurvadura em torno de ambos os eixos

8.8.5. Contraventamento do tabuleiro

Tabela 8.57 Propriedade efectiva da Contraventamento do tabuleiro

Dados da secção - Rectângulo de M 144/124			
Largura	b	144.0	mm
Altura	h	124.0	mm
Área da secção	A	178.56	cm ²
Momento de inércia	I _y	2287.95	cm ⁴
Momento de inércia	I _z	3085.52	cm ⁴
Raio de giração determinante	i _y	35.8	mm
Raio de giração determinante	i _z	41.6	mm
Peso	p	6.6	kg/m
Perímetro da secção	A _{superf}	0.536	m ² /m
Constante de torção	I _t	4412.27	cm ⁴
Módulo de secção	W _{y,max}	369.02	cm ³
Módulo de secção	W _{y,min}	-369.02	cm ³
Módulo de secção	W _{z,max}	428.54	cm ³
Módulo de secção	W _{z,min}	-428.54	cm ³
Momento estático	S _{u,max}	276.77	cm ³
Momento estático	S _{v,max}	321.41	cm ³

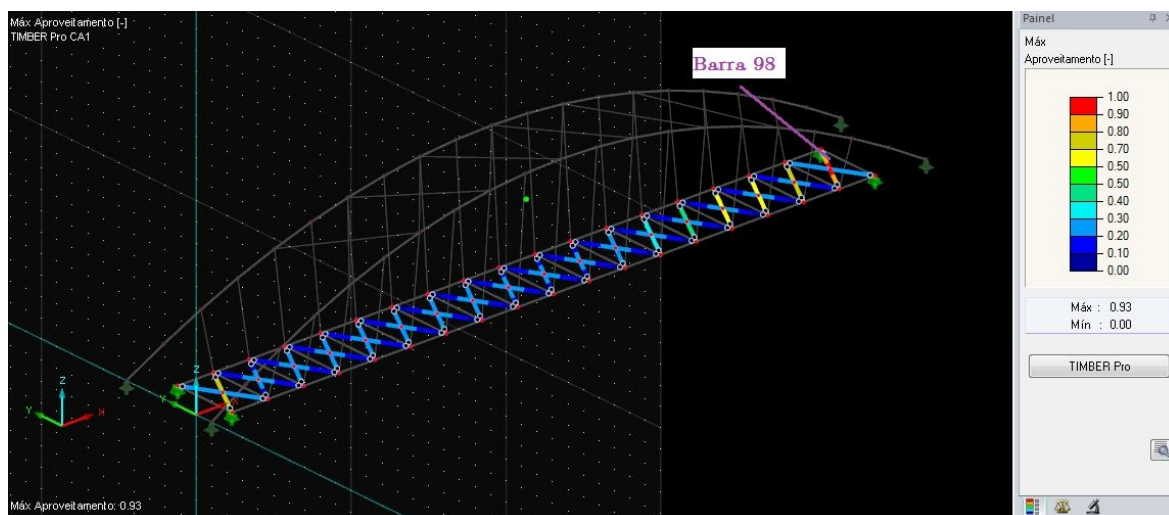


Figura 8.26 Aproveitamento do contraventamento do tabuleiro

Tabela 8.58 Combinação mais desfavorável ELU - Contraventamento do tabuleiro

Barra	Combinação			Verificação
98	CO36	0.93	≤ 1	Resistência ao fogo - Barra com flexão desviada e compressão – Encurvadura em torno de ambos os eixos

8.9. Análise sísmica

A análise sísmica foi analisada segundo o Eurocódigo 8, este considera dois modelos de análises sísmicas:

- Um modelo de análise na direcção longitudinal;
- Um modelo de análise na direcção transversal.

Estes dois modelos foram considerados em conjunto pelo programa de cálculo Dlubal. O mesmo Eurocódigo refere-se a uma análise vertical, mas este só ocorre quando o projecto em causa se encontrar a menos de 5 km de uma falha tectónica.

A combinação sísmica é dada por:

$$\mathbf{G}_k + A_{ED} + \psi_{2,1} \mathbf{Q}_{k,i} \quad (8.1)$$

Onde,

- \mathbf{G}_k – É o valor característico as cargas permanentes;
- A_{ED} – É a acção sísmica de dimensionamento;
- $\psi_{2,1} \mathbf{Q}_{k,i}$ - Para as acções variáveis de tráfego normal utiliza-se $\psi_{2,1}=0$, quando se trata de pontes com baixa tráfego normal ou pontes pedonais que é o caso.

A modelação ocorreu através de espectros de resposta, obtidos no capítulo 5.2.4, tendo em conta as características do terreno e da zona sísmica onde a ponte se insere. Segundo a EN 1998-1 (4.3.3.5.1), a acção sísmica horizontal deve ser modelada através de duas combinações distintas, que introduzem simultaneamente as acelerações nas direcções longitudinal (X) e transversal (Y), com as seguintes percentagens:

$$E_{d,1} = E_{Ed,x} + 0,30 \times E_{Ed,y} \quad (8.2)$$

$$E_{d,2} = E_{Ed,y} + 0,30 \times E_{Ed,x} \quad (8.3)$$

Efectuada a análise modal, foram obtidos 30 modos de vibração da estrutura, apresentados na Tabela 8.59. Nesta mesma análise foram tidos em conta os modos necessários para a obtenção da participação de massa superior ou igual a 85% em cada uma das direcções, como se pode verificar na Tabela 8.59.

O primeiro modo de vibração obtido da estrutura é na direcção transversal do arco (ver Figura 8.27), com uma frequência de 2,45 Hz, que por sua vez tem de ser verificada através da cláusula referida no capítulo 6.7.1.

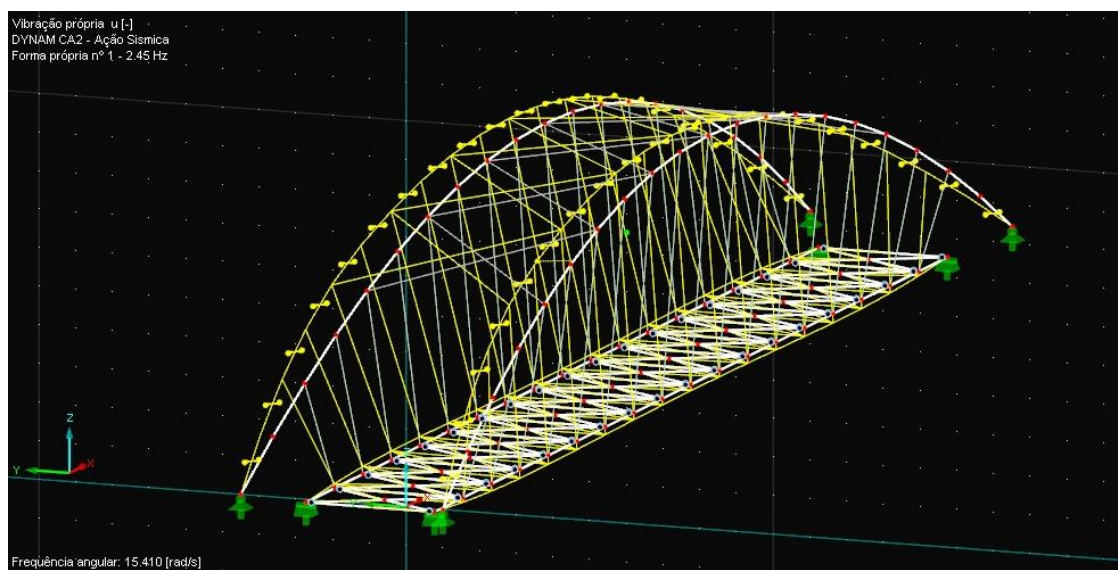


Figura 8.27 Primeiro modo de vibração

Tabela 8.59 Número de modos segundo a análise modal

Modos	Frequência própria	Período próprio	Soma dos factores de massa equivalente		
	Fi (Hz)	Ti(seg.)	$\Sigma f_{mex} (\%)$	$\Sigma f_{mey} (\%)$	$\Sigma f_{mez} (\%)$
1	2,45	0,41	0,00%	52,40%	0,00%
2	5,71	0,18	2,10%	52,40%	0,00%
3	5,85	0,17	2,10%	52,40%	35,40%
4	5,93	0,17	2,10%	87,10%	35,40%
5	6,42	0,16	2,10%	87,10%	35,40%
6	7,94	0,13	2,10%	87,10%	45,70%
7	8,35	0,12	2,10%	87,10%	45,70%
8	9,33	0,11	2,10%	87,10%	45,70%
9	10,00	0,10	2,10%	87,10%	45,70%
10	10,01	0,10	5,00%	87,10%	45,70%
11	10,21	0,10	5,00%	88,50%	45,70%
12	11,37	0,09	5,00%	88,70%	45,70%
13	11,42	0,09	14,10%	88,70%	45,70%
14	12,29	0,08	14,10%	88,70%	45,70%
15	13,80	0,07	14,10%	88,70%	47,60%
16	14,70	0,07	14,10%	88,70%	47,60%
17	14,81	0,07	14,10%	88,70%	47,60%
18	15,42	0,06	14,10%	88,70%	47,60%
19	16,67	0,06	14,10%	88,70%	47,60%
20	16,67	0,06	14,10%	88,70%	47,60%
21	18,14	0,06	14,10%	88,70%	47,60%
22	18,27	0,05	14,10%	89,00%	47,60%
23	18,97	0,05	14,10%	89,00%	59,80%
24	19,23	0,05	14,10%	89,00%	59,80%
25	19,43	0,05	14,10%	93,30%	59,80%
26	19,82	0,05	14,10%	93,30%	59,80%
27	22,82	0,04	14,10%	93,30%	63,20%
28	23,29	0,04	14,10%	93,30%	64,40%
29	24,27	0,04	14,10%	93,30%	93,20%
30	24,60	0,04	14,10%	93,30%	93,20%

Como se obteve no primeiro modo uma frequência inferior ou igual a 2,50 Hz, teve-se que verificar a classe de conforto através da aceleração horizontal segundo o capítulo 6.7.1.

Para tal teve-se que recorrer aos seguintes cálculos:

$$f_{hor \text{ primeiro modo}} = 2,45 \text{ Hz} \quad (8.4)$$

Então esta primeira frequência está dentro do intervalo crítico:

$$0,50 \text{ Hz} < f_{hor} = 2,45 \text{ Hz} \leq 2,50 \text{ Hz} \quad (8.5)$$

Para o cálculo da aceleração horizontal para uma pessoa é dado por:

$$a_{hor,1} = \frac{50}{M\xi} \quad (8.6)$$

Onde,

- $\xi=0,015$ para estruturas com ligações metálicos;
- $M=$ Peso Próprio + RCP + 1% P.P. (Peso das ligações) + Pavimento + Tirantes + Guarda Corpos;
- $M = (73791 \text{ Kg}) + (50\text{Kg} \times 3,50\text{m} \times 36\text{m}) + (1\% \ 73791\text{Kg}) + (500\text{Kg} \times 0,063\text{m} \times 3,50\text{m} \times 36\text{m}) + (\approx 115\text{Kg}) + (2 \times 100\text{Kg} \times 36\text{m}) = 92112,91 \text{ Kg}.$

Então:

$$a_{hor,1} = \frac{50}{92112,92 \times 0,015} = 0,036 \text{ m/s}^2 \quad (8.7)$$

Para o cálculo da aceleração horizontal para n pessoa é dado por:

$$a_{hor,n} = 0,18 a_{hor,1} n k_{hor} \quad (8.8)$$

Onde,

- $a_{hor,1} = 0,036 \text{ m/s}^2$;
- $n = \left\{ \begin{array}{l} 13 \\ 0,6A = 0,16 \times (3,5\text{m} \times 36\text{m}) = 75,60 \end{array} \right.$
- k_{hor} (Figura 6.7, $f_{hor} = 2,45 \text{ Hz}$) $\cong 0,10$;

Então,

$$a_{hor,n} = \begin{cases} 0,18 \times 0,036 \times 13 \times 0,10 = 0,0084 & m/s^2 \\ 0,18 \times 0,036 \times 75,60 \times 0,10 = 0,049 & m/s^2 \end{cases} \quad (8.9)$$

Após a obtenção dos valores das acelerações horizontais para uma ou “n” pessoas, estes podem ser classificadas por classes de conforto para pontes pedonais com ajuda da Tabela 8.60 (Vibrações em Pontes Pedonais, 2008).

Classe de conforto	Grau de Conforto	Horizontal ($a_{hor,limit}$)
CL 1	Máximo	< 0,10 m/s
CL 2	Médio	0,10 – 0,30 m/s
CL 3	Mínimo	0,30 - 0,80 m/s
CL 4	Desconforto inaceitável	> 0,80 m/s

Tabela 8.60 Classe de Conforto (Vibrações em Pontes Pedonais, 2008)

$$CL1 \left(a_{hor,limit} = 0,10 > \begin{cases} a_{hor,1} = 0,036 & m/s^2 \\ a_{hor,n} = 0,0084 & m/s^2 \\ a_{hor,n} = 0,049 & m/s^2 \end{cases} \right) \quad (8.10)$$

Podemos concluir que a aceleração horizontal do primeiro modo está classificada como Classe 1 de conforto, que por sua vez é o máximo grau de conforto que se pode obter.

Esta verificação tem uma elevada importância devido a frequência estar próxima da frequência própria da ponte. Isto é, se as frequências causadas por forças estáticas ou dinâmicas atingirem frequências próprias similares da ponte, poderá ocorrer o fenómeno da ressonância e causando assim a probabilidade de colapso a curto prazo. Este tipo de fenómeno já causou colapso da Tacoma Bridge nos Estado Unidos.

Os modos que afectam somente o tabuleiro são o 3º modo (deslocamentos verticais na zona central), 4º modo (deslocamento transversais à ponte), 6º modo (deslocamentos

verticais) e 7º modo (deslocamentos torsionais). Estes modos como se pode ver na Tabela 8.59 rondam entre os 5,80 Hz e os 8,35 Hz, então pode-se admitir que estas frequências estão fora do intervalo crítico para frequências horizontais e verticais para pontes pedonais (ver capítulo 6.7).

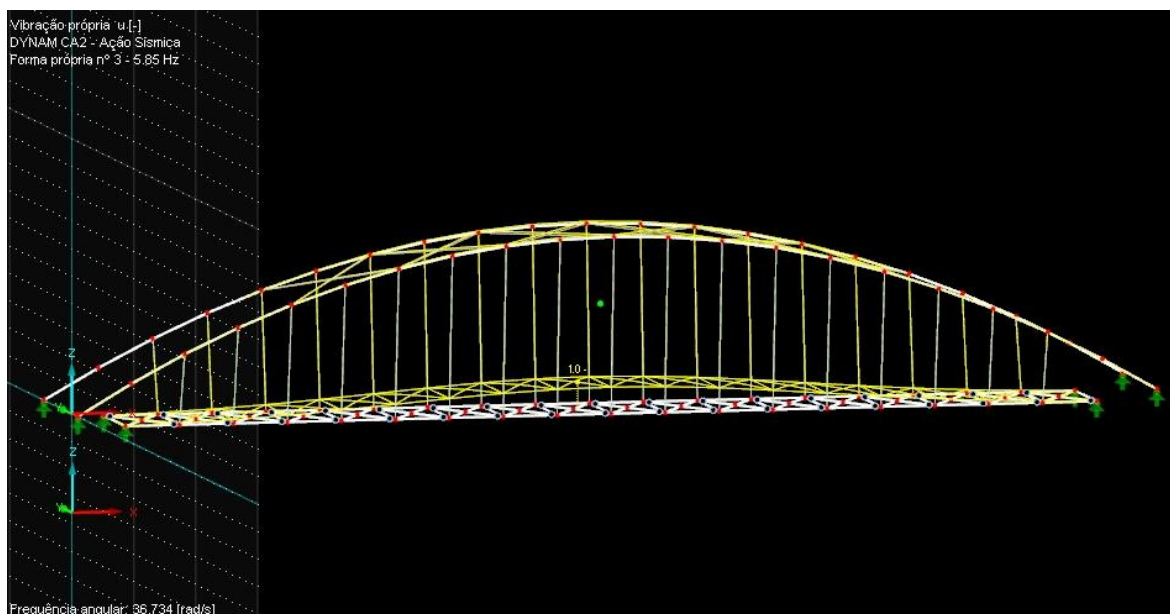


Figura 8.28 Terceiro modo de vibração

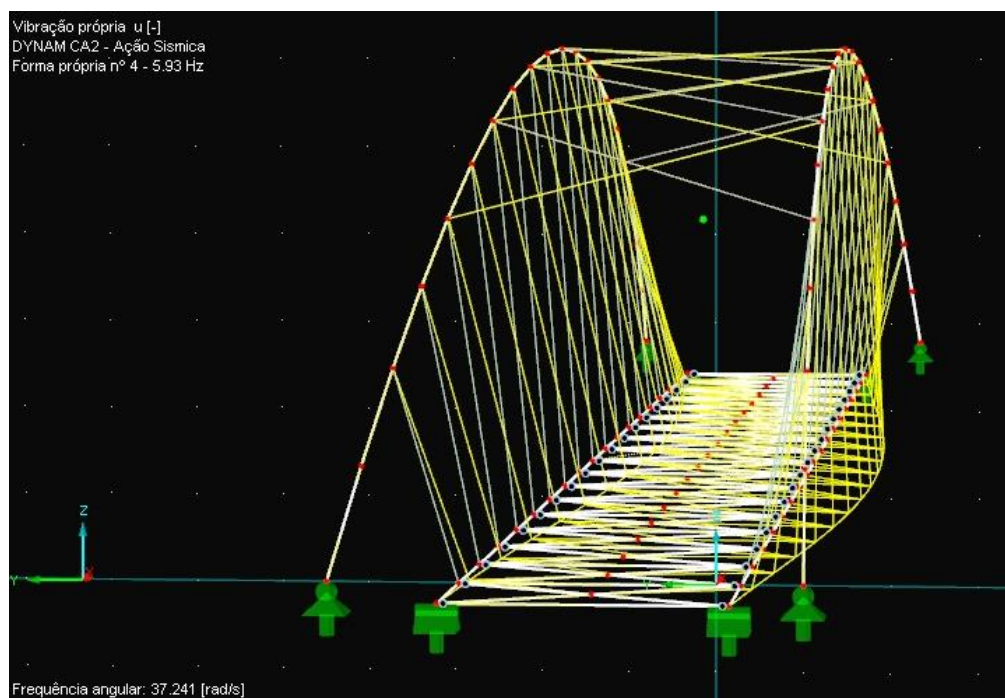


Figura 8.29 Quarto modo de vibração

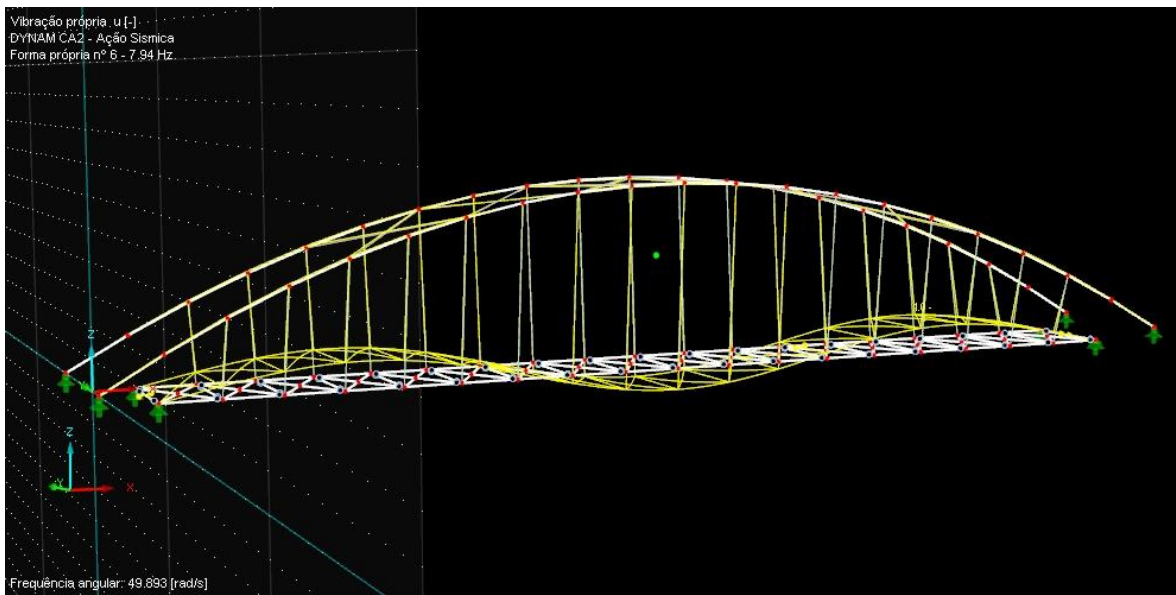


Figura 8.30 Sexto modo de vibração

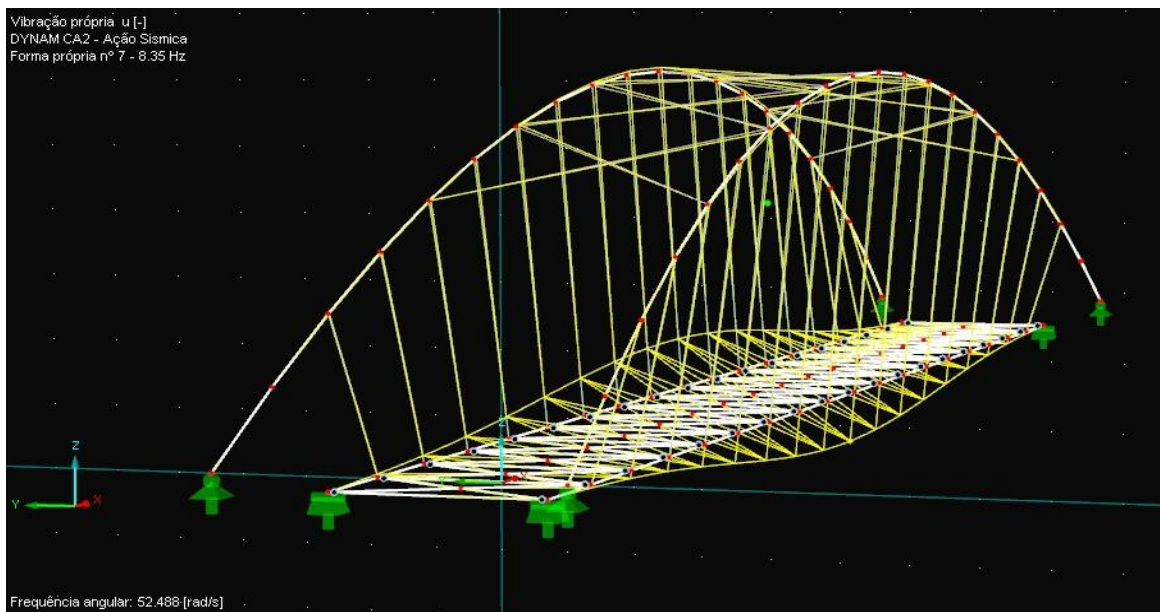


Figura 8.31 Sétimo modo de vibração

São apresentados os esforços resultantes da acção sísmica envolvente nas três as direcções para as secções mais desfavoráveis dos arcos e das longarinas.

Esforços no apoio (kN)	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
P_x	439,76	439,62	439,67	366,73	366,73	366,73
P_y	33,38	33,42	33,39	15,11	15,11	15,11
P_z	-245,39	-245,36	-245,42	-212,64	-212,64	-212,64

Tabela 8.61 Esforços mais desfavoráveis nos encontros do arco

Esforços no apoio (kN)	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
P_x	1,27	0,97	0,78	0,11	0,11	0,11
P_y	0,87	1,13	1,1	0,13	0,13	0,13
P_z	-10,84	-12,21	-12,31	-8,8	-8,8	-8,8

Tabela 8.62 Esforços mais desfavoráveis nas longarinas

Pode-se verificar de acordo com os esforços máximos actuantes, que acção sísmica não é condicionante para a verificação efectuada nos subcapítulos 8.7.1 e 8.8.1 para os arcos. Em relação às vigas principais, as verificações efectuada nos subcapítulos 8.7.3 e 8.8.3 também revelaram que a acção sísmica não é a condicionante para o estado limite último.

8.10. Ligações metálicas

O dimensionamento dos conectores metálicos, com o objectivo de unir e transmitir esforços dos elementos de madeira, é um tema muito complexo de se abordar. A madeira apresenta relativamente à direcção paralela uma resistência considerável ao contrário do que

acontece na direcção perpendicular às fibras que é muito reduzida e isto leva que as ligações devem ser dimensionadas de forma correcta e cuidadosa.

Será apenas apresentado o dimensionamento detalhado da ligação do arco aos encontros e as restantes ligações irão ser apresentadas em tabelas no anexo C. É de referir que pavimento “Kerto Q” foi ligado por parafusos na viga transversal.

8.10.1. Ligação do arco ao encontro

Inicialmente foram retirados os esforços actuantes nos arcos, quer da envolvente ao estado-limite último quer às cargas permanentes.

Tabela 8.63 Esforços actuantes no arco

ELU Envolvente	$N_{s,d} = -1085 \text{ kN}$
	$V_{y,d} = -109,52 \text{ kN}$
	$V_{z,d} = -109,52 \text{ kN}$
ELU Permanente	$N_{s,d} = -1085 \text{ kN}$
	$V_{y,d} = -109,52 \text{ kN}$
	$V_{z,d} = -109,52 \text{ kN}$

Os valores obtidos na tabela acima foram retirados do programa de cálculo Dlubal, para efeito de verificação da ligação aos esforços actuantes que por sua vez terão que ser convertidos em esforços característicos com ajuda da equação 6.1.

Tabela 8.64 Esforços actuantes característicos

ELU Envolvente		
$k_{mod} = 0,70$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$N_{s,d} = -1085 \text{ kN}$		$N_{s,k} = -1939,20 \text{ kN}$
$V_{y,d} = -109,52 \text{ kN}$		$V_{y,k} = -195,57 \text{ kN}$
$V_{z,d} = -37,99 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -67,84 \text{ kN}$
ELU Permanentes		
$k_{mod} = 0,50$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$N_{s,d} = -572,27 \text{ kN}$		$N_{s,k} = -1430,70 \text{ kN}$
$V_{y,d} = -4,73 \text{ kN}$		$V_{y,k} = -11,43 \text{ kN}$
$V_{z,d} = -4,23 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -10,58 \text{ kN}$

Como se pode ver na Tabela 8.64 os esforços mais desfavoráveis são as do estado-limite último da envolvente. Nas figuras seguintes foram apresentadas as disposições geométricas da chapa como os parafusos no arco.

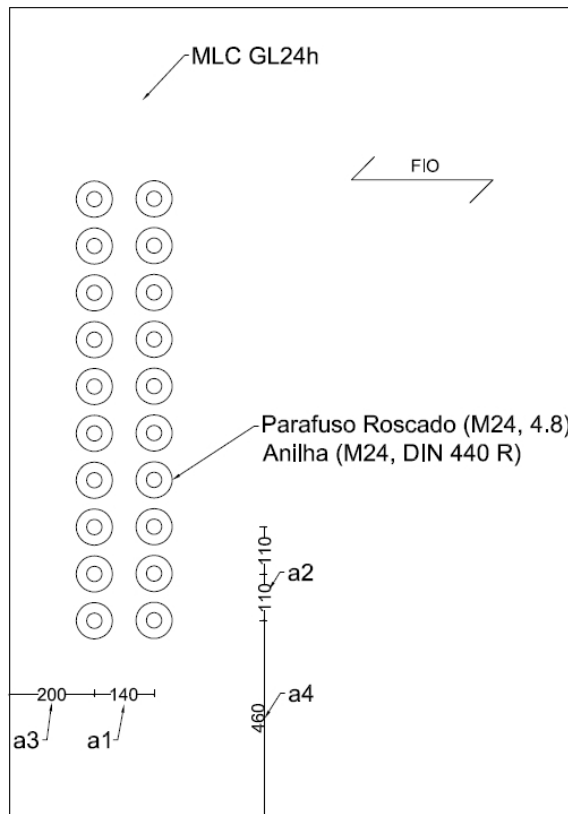


Figura 8.32 Disposição geométrica dos parafusos no arco (mm)

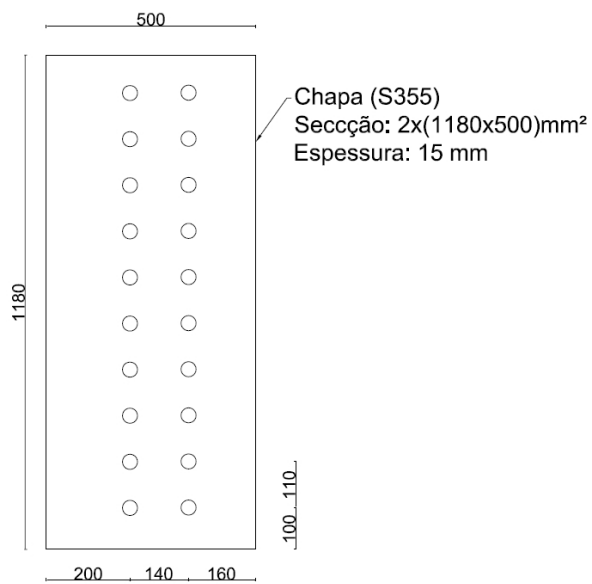


Figura 8.33 Disposição geométrica da chapa no arco (mm)

Inicialmente foi admitido parafusos do tipo M16, mas estes causaram rotura na madeira e por isso optou-se por parafusos do tipo M24, onde os cálculos são apresentados seguidamente.

Tabela 8.65 Características da chapa

Chapa (S355):		
Secção:	2 x (1180x500)	mm ²
t_s	15	mm
f_y	355	MPa
f_u	490	MPa

Tabela 8.66 Características do parafuso

Parafuso Roscado (M24, 4.8):		
Número de parafusos por alinhamento	10	Parafusos
Diâmetro exterior (d₁)	24	mm
Diâmetro interior (d₂)	22,05	mm
f_y	240	MPa
f_u	400	MPa

Tabela 8.67 Espaçamentos dos parafusos e espessuras entre chapas

Primeira espessura de madeira (t_1)	242,5	mm
Espessura da chapa (t_s)	15	mm
Espessura intermédia de madeira (t_m)	485	mm
Espessura da chapa (t_s)	15	mm
Segunda espessura de madeira (t_2)	242,5	mm
Total	1000	mm
a_1	140	mm
a_2	109,09	mm
a_3	200	mm
a_4	459,09	mm

Para efectuar a verificação da segurança da ligação entre os parafusos e a madeira foram utilizadas equações do capítulo 7.2.2.

Resistência ao esmagamento localizado:

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k = 0,082(1 - 0,01 \times 24) \times 380 = 23,68 \text{ MPa} \quad (8.11)$$

Momento de cedência plástica dos parafusos:

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k}d^{2,6} = 0,3 \times 400 \times 24^{2,6} = 465297,24 \text{ Nmm} \quad (8.12)$$

Resistência do ligador em corte duplo e em ligação madeira-aço:

Os três modos de rotura possíveis nas ligações madeira-aço em corte duplo, com as chapas de aço posicionadas interiormente do elemento estão descritos no capítulo 7.3 equação 7.10.

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} t_1 d \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2} - 1} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (8.13)$$

$$= \begin{cases} 23,68 \times 242,5 \times 24 = 137826,90N \\ f_{h,1,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 23,68 \times 242,5 \times 24 \\ \left[\sqrt{2 + \frac{4 \times 465297,24}{23,68 \times 24 \times 242,5^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 59784,67N + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2,3 \sqrt{465297,24 \times 23,68 \times 24} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 37402,81N + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases} \quad (8.14)$$

Na equação anterior está em falta a quantificação da parcela do *rope effect* definida, para ligações em corte duplo, como sendo igual à resistência ao arranque do ligador. Em ligações com parafusos de porca, é estabelecido ainda que a contribuição não devesse exceder 25% da parcela de Johansen. Então esta parcela tomará o menor valor de:

Resistência à tracção do parafuso:

$$N_{R,tk} = f_{y,k} A_{tr} = 240 \times 353 = 84720 \text{ N} \quad (8.15)$$

Onde A_{tr} é a área de tracção do parafuso (valor intermédio entre a área do diâmetro nominal e a secção do fundo da rosca).

Resistência ao punçoamento da chapa:

$$B_{p,Rk} = 0,6 \pi d_m t_p f_u = 0,6 \times \pi \times \frac{36+24}{2} \times 15 \times 490 = 415632,71 \text{ N} \quad (8.16)$$

Resistência ao esmagamento da madeira sob a anilha:

$$N_{R,c,90,k} = \sigma_{c,90,k} A_{anilha} = 3 \times f_{c,90,g,k} \times \pi (d_{anilha}^2 - d^2) = 3 \times 2,7 \times \pi (85^2 - 24^2) = 169196,44 \text{ N} \quad (8.17)$$

A resistência ao arranque do parafuso é, então dada pelo menor dos valores:

$$F_{ax,Rk} = 84720 \text{ N} \quad (8.18)$$

A parcela do efeito de biela será então, de acordo com as equações referidas anteriormente, igual a 1/4 deste valor, com a restrição imposta pela Tabela 7.4, que limita esta contribuição, no caso de parafusos de porca, a 25% da parcela de Johansen.

$$\frac{F_{ax,Rk}}{4} = \min\left(\frac{84720}{4}; 0,25 \times 59784,67; 0,25 \times 37402,81\right) \quad (8.19)$$

$$\frac{F_{ax,Rk}}{4} = \min(21180; 14946,17; 9350,70) = 9350,70 N \quad (8.20)$$

Então a resistência é de:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 137826,90 N \\ 59784,67N + 9350,70 = 69135,37N \\ 37402,81N + 9350,70 = 46753,51 N \end{cases} \quad (8.21)$$

Então o valor mínimo é $F_{v,Rk,2} = 46753,51N = 46,75 KN$.

Este valor constitui a resistência a considerar para o dimensionamento, por ligador e plano de corte. Tratando-se de uma ligação duas vezes em corte duplo, o valor característico da resistência total de um parafuso será:

$$F_{v,Rk,ligador} = 4 \times 46,75 = 187 kN \quad (8.22)$$

Resistência do conjunto de parafusos:

É definido no capítulo 7.1, segundo a equação 7.9, que a resistência de um grupo de parafusos alinhados na direcção do fio é dado por:

$$n_{ef} = \min \left\{ \frac{n}{n^{0,9^4} \sqrt{\frac{a_1}{13d}}} = \min \left\{ 10^{0,9^4} \sqrt{\frac{140}{13 \times 24}} = 6,50 \right. \right. \quad (8.23)$$

Depois de obter o número real de parafusos do alinhamento, pode-se calcular a resistência total da ligação.

$$F_{V,Rk,ligação} = n_{ef} \times F_{v,Rk,ligador} \times (2 \text{ fiadas}) = 6,50 \times 187 \times 2 = 2431 kN \quad (8.24)$$

$$F_{V,Rk,ligação} = 2431 kN \geq F_{E,k} = 1939,20 kN, \text{ Verifica} \quad (8.25)$$

Segundo o EC5, terá que se verificar os espaçamentos mínimos entre parafusos. Os valores mínimos estão apresentados na Tabela 7.3 do capítulo 7.2 e serão comparados com as da ligação.

Tabela 8.68 Espaçamentos mínimos e da ligação

Espaçamento	Valor mínimo	Valor da ligação
a_1	120 mm	140 mm
a_2	96 mm	110 mm
$a_{3,c}$	168 mm	200 mm
$a_{4,c}$	72 mm	460 mm

Rotura por corte em bloco:

Segundo o EC5, deverão ser verificadas, em ligações madeira-aço, a possibilidade de rotura por corte em bloco. Com respeito à ligação em estudo, serão apresentados os comprimentos das superfícies de rotura por corte (laterais ($L_{net,c}$)) e por tracção (de topo ($L_{net,t}$)):

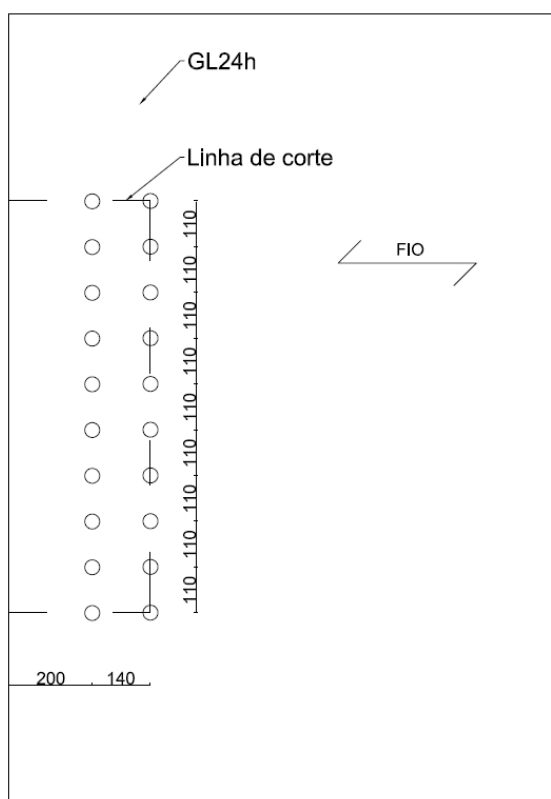


Figura 8.34 Comprimentos das superfícies de rotura por corte (laterais) e por tracção (de topo)

Comprimentos das superfícies de rotura por corte (laterais) e por tracção (de topo):

$$L_{net,c} = \sum_i l_{v,i} = 2 \times (200 + 140) = 680 \text{ mm} \quad (8.26)$$

$$L_{net,t} = \sum_i l_{t,i} = 4 \times 110 = 440 \text{ mm} \quad (8.27)$$

t_1 é o menor valor das seguintes situações: Espessura da peça de madeira ou a profundidade de penetração dos ligadores:

$$t_1 = 242 \text{ mm} \quad (8.28)$$

Áreas das superfícies de rotura por tracção de topo e por corte:

$$A_{net,v} = L_{net,c} \times t_1 = 680 \times 242 = 164560 \text{ mm}^2 \quad (8.29)$$

$$A_{net,t} = L_{net,t} \times t_1 = 440 \times 242 = 106480 \text{ mm}^2 \quad (8.30)$$

Utilizando os valores obtidos anteriormente, é calculado o valor característico da resistência contra a rotura por corte em bloco:

$$F_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1,50 A_{net,t} f_{t,o,k} \\ 0,70 A_{net,c} f_{c,o,k} \end{cases} = \max \begin{cases} 1,50 \times 106480 \times 16,50 = 2635380 \text{ N} \\ 0,70 \times 164560 \times 2,7 = 311018,40 \text{ N} \end{cases} \quad (8.31)$$

$$F_{bs,Rk} = 2635380 \text{ N} \quad (8.32)$$

Resistência da ligação:

O valor característico da resistência da ligação é, então, determinado pela rotura dos ligadores, uma vez que é este o menor dos valores indicado abaixo.

$$F_{Rk} = \min \begin{cases} F_{bs,Rk} = 2635,38 \text{ kN} \\ F_{V,Rk,ligação} = 2431 \text{ kN} \end{cases} = 2431 \text{ kN} \quad (8.33)$$

Deformação dos parafusos (abertura da junta):

O EC5 estabelece que, para ligações madeira-aço sobe carga de serviço, o valor do módulo de deslizamento por parafuso e por plano de corte é duas vezes duplo:

$$K_{ser} = 2 \times \left(2 \times \rho_m^{1,5} \times \frac{d}{23} \right) = 4 \times \left(2 \times (1,15 \times 380)^{1,5} \times \frac{24}{23} \right) = 71112,61 \text{ N/mm} \quad (8.34)$$

Com 20 parafusos de cada lado da ligação, o deslizamento instantâneo é dado por:

$$F_{ser} = \frac{N_{G,k}}{20} = \frac{900540}{20} = 45027 \text{ N} \quad (8.35)$$

Onde $N_{G,d}$, é o esforço axial de tracção aproximadamente o valor de serviço correspondente à resistência de cálculo.

$$N_{G,k} = \gamma_M \frac{N_{G,d}}{k_{mod}} = 1,25 \times \frac{504,30}{0,70} = 900,54 \text{ kN} \quad (8.36)$$

O deslizamento elástico instantâneo de cada lado da junta de emenda é dada por:

$$u_{inst,el} = \frac{F_{ser}}{K_{ser}} = \frac{45027}{71112,61} \cong 0,63 \text{ mm} \quad (8.37)$$

Segundo o quadro 7.1 do EC5, a folga dos furos deve ser adicionada à deformação elástica, obtendo-se assim a deformação instantânea total:

$$u_{inst} = u_{inst} + u_{folga} = 0,63 + 1 = 1,63 \text{ mm} \quad (8.38)$$

Então o escorregamento final total, de cada lado da junta é de:

$$u_{final,1 \text{ lado}} = (1 + k_{def}) \times u_{inst} + u_{folga} = (1 + 2) \times 0,63 + 1 = 2,89 \text{ mm} \quad (8.39)$$

Assim sendo, a abertura final da junta será de duas vezes este valor:

$$u_{final} = 2 \times u_{final,1 \text{ lado}} = 2 \times 2,89 = 5,78 \text{ mm} \quad (8.40)$$

8.10.2. Ligação da viga transversal à principal

Primeiramente foram retirados os esforços actuantes na viga transversal, quer da envolvente ao estado-limite último quer às cargas permanentes.

Tabela 8.69 Esforços actuantes na viga transversal

ELU Envolvente	$N_{s,d} = -15 \text{ kN}$
	$V_{y,d} = 2,25 \text{ kN}$
	$V_{z,d} = 26,12 \text{ kN}$
ELU Permanente	$N_{s,d} = 0,93 \text{ kN}$
	$V_{y,d} = -0 \text{ kN}$
	$V_{z,d} = 4,28 \text{ kN}$

Os valores obtidos na tabela acima foram retirados do programa de cálculo Dlubal, para o efeito de verificação da ligação aos esforços actuantes e terão que ser convertidos a esforços característicos com ajuda da equação 6.1.

Tabela 8.70 Esforços actuantes característicos

ELU Envolvente		
$k_{mod} = 0,70$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$N_{s,d} = 15 \text{ kN}$		$N_{s,k} = 26,79 \text{ kN}$
$V_{y,d} = 2,25 \text{ kN}$		$V_{y,k} = 4,02 \text{ kN}$
$V_{z,d} = 26,12 \text{ kN}$		$V_{z,k} = 46,64 \text{ kN}$
ELU Permanentes		
$k_{mod} = 0,50$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$N_{s,d} = 0,93 \text{ kN}$		$N_{s,k} = 2,33 \text{ kN}$
$V_{y,d} = -0 \text{ kN}$		$V_{y,k} = 0 \text{ kN}$
$V_{z,d} = 4,28 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -10,70 \text{ kN}$

Como se pode ver na Tabela 8.70, os esforços mais desfavoráveis são as do estado-limite último da envolvente. Com os esforços actuantes mais desfavoráveis, foi-se consultar o catálogo da “Rothoblaas” e escolheu-se a ligação “Alumidi 200”.

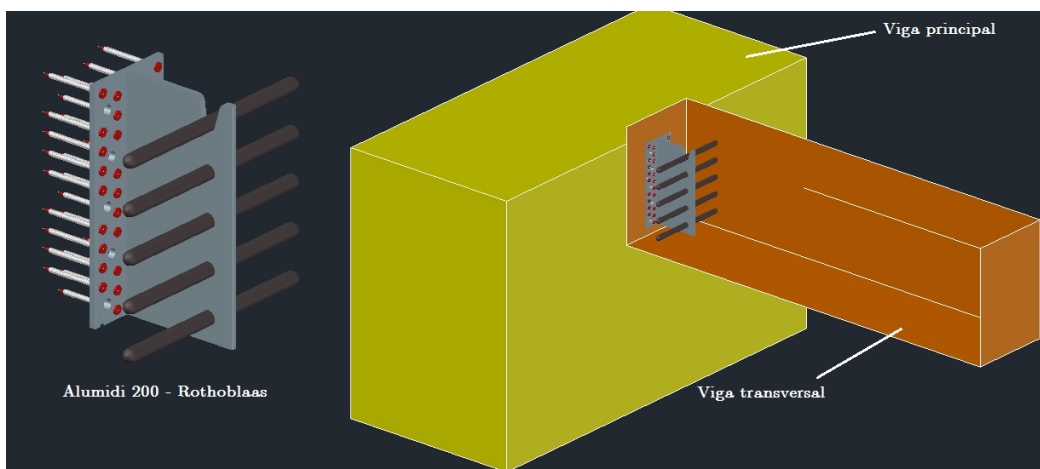


Figura 8.35 Representação da ligação “Alumidi 200”

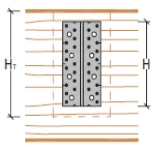
Alumidi							Pregagem TOTAL Esquema de colocação
Tabela 2: ALU MIDI - Pregagem total Viga principal - Viga secundária							
Altura suporte ALU H	Larg. mín. viga secund. B _{NT,MIN}	Altura mínima Vigas H _{T,MIN}	Pregos Anker Ø 4,0 x 60	2 Pinos lisos 3 Ø 12 x 120	DIN 1052:1988 zulV	EN 1995:2004 R _k	
[mm]	[mm]	[mm]	[un.]	[un.]	[KN]	[KN]	
120	120	160	22	3	10,7	23,0	
160	120	200	30	4	18,2	36,2	
200	120	240	38	5	23,2	47,6	
240	120	280	46	6	30,1	61,0	
280	120	320	54	7	33,9	74,0	
320	120	360	62	8	35,8	85,1	
360	120	400	70	9	37,6	99,0	

Figura 8.36 Característica da ligação "Alumidi 200"

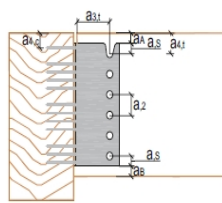
Distâncias mínimas aconselhadas			Alumidi	AluMAXI	
Suporte - Extradorso viga	a _A [mm]	≥ 20	20	32	
Suporte - Intradorso viga	a _B [mm]	≥ 20	20	16	
Pino - Pino	a ₂ [mm]	≥ 3 d	40	64	
Pino - Extradorso viga	a _{4,t} [mm]	≥ 4 d	48	64	
Primo chiodo - Extradorso viga	a _{4,c} [mm]	≥ 5 d	20	30	
Pino - Extremidade viga	a _{3,t} [mm]	≥ {7 d; 80}	1 86	112	
Pino - Borda suporte	a _s [mm]	2 ≥ 1,2 d _o	20	32	

Figura 8.37 Distancias mínimas aconselhadas da ligação

Na Figura 8.36, pode-se verificar que a resistência característica da ligação, verifica ao esforço actuante, $V_{z,k} = 46,64$ kN. As disposições mínimas aconselhadas (ver Figura 8.37) pela empresa "Rothoblaas", estão em conformidade e poderão ser confirmadas nos desenhos no Anexo A. As restantes ligações serão apresentadas em tabelas no Anexo C.

9. Conclusões

O projecto desenvolvido no âmbito desta dissertação foi adoptado o dimensionamento de uma ponte em arco, com o principal objectivo da ligação do Hospital Pedro Hispano e o Norte-Shopping, situada na Senhora da Hora em Matosinhos. Ao longo do desenvolvimento do projecto, foram adquiridos e aplicados conhecimentos na área da engenharia civil e na área do programa de cálculo Dlubal.

Foram descritos vários parâmetros gerais do projecto, como a implantação da ponte, as condicionantes presentes no local de implantação e a definição da geometria dos vários elementos da ponte. Tendo em conta que o dimensionamento dos encontros não se encontra no âmbito da dissertação, é indispensável à recorrência a ensaios experimentais e a sondagens do solo de modo que não seja admitido assentamentos na zona dos encontros. Pois esses assentamentos poderiam causar problemas em relação à segurança da ponte.

De forma interactiva resultante de uma análise estática, as secções finais dos elementos da ponte apresentam uma taxa de aproveitamento entre 50% a 70 %, ou seja, os elementos apresentam um aproveitamento bastante satisfatórios. Por outro lado, estas taxas de aproveitamento com a acção do fogo apresentam valores entre 71% a 88%.

A realização do modelo no programa de cálculo “Dlubal, foi um pouco demorado devido não estar familiarizado com o programa, mas com a ajuda da equipa de Engenheiros da “Dlubal” e do Engenheiro Leitão da empresa “Solid Calc” foi possível efectuar com sucesso a modelação da ponte no programa. É de salientar que o tempo investido na compreensão do programa foi muito benéfico, pois é um programa em fase de crescimento em Portugal e já muito utilizado na europa central. No que diz respeito ao comportamento

estático da estrutura, confirma-se que a regulamentação referente aos esforços presentes na estrutura, em relação à deformação e a roturas de elementos foram verificadas.

As pontes pedonais devem ser dimensionadas de forma a responder satisfatoriamente às acções dinâmicas e estáticas. Este comportamento dinâmico da estrutura deve ser considerado desde do início do dimensionamento, devido à sua grande importância.

No projecto em causa, o estudo dinâmico efectuado permite concluir que, as frequências próprias da ponte em concerto do tabuleiro, que apresenta uma frequência maior que 5 Hz, estão fora do intervalo das frequências induzidas por peões em movimento ou corrida, que ronda os 1,40 Hz e 3,40 Hz (Mehlhorn, 2007). Assim sendo pode-se concluir que a ponte não irá ter problemas devido a acções dinâmicas. É de referir que foi feita uma verificação ao arco devido este apresentar uma frequência muito próxima do limite regulamentar obtida no primeiro modo, onde se pode concluir que a classe de conforto era a mais elevada.

Foi efectuado o dimensionamento das várias ligações presentes na ponte. Estes estão apresentados como desenhos no Anexo A e dimensionadas no capítulo 8.10 e no Anexo D. É de salientar que o dimensionamento das ligações deve ser feito com muito rigor e cuidado, pois a madeira apresenta, conforme as direcções das fibras, resistências bastantes diferentes como também diferentes modos de rotura. Como tal pode-se dizer que as ligações dos elementos de madeira é um dos tópicos mais complexos de se abordar e verificar.

Bibliografia

Anderson, Claro Professor. 2001. UFSC Arquitetura e Urbanismo. [Online] 2001. [Citação: 6 de Junho de 2001.] <http://www.arq.ufsc.br/>.

August, Laskus. 1955. *Hölzerne Brücken*. 8. Berlin : Ernst & Sohn, 1955.

Bricolagetotal. 2010. Bricolagetotal. [Online] 2010. [Citação: 8 de Agosto de 2013.] <http://forum.bricolagetotal.com>.

Clevelandsteel. 2013. Clevelandsteel. [Online] 2013. [Citação: 5 de Maio de 2013.] <http://clevelandsteel.thomasnet.com/>.

Correia, Eng. Emanuel André Soares. 2009. *Análise e dimensionamento de estruturas de madeira*. Porto : FEUP, 2009.

D.Patzwahl. 2012. D.Patzwahl GmbH. [Online] 2012. [Citação: 6 de Junho de 2013.] <http://www.holzbau-patzwahl.de>.

da Matta, Bruna Mota. 2009. *Relatório sobre arcos e cabos*. Salvador, Brasil : Universidade Salvador, 2009.

Dementia.pt. 2009. Pontes invulgares. [Online] 2009. [Citação: 4 de Setembro de 2013.] <http://www.dementia.pt/pontes-invulgares/>.

Dietrich, J. Richard. 1998. *Faszination Brücken*. München : GeorgD. W. Callwey, 1998.

EC1-3. 1994. EN 1991-3 Eurocode 1 : Basis of design and actions on structures. *Part 3 : Traffic loads on bridges*. Brussels. s.l. : European Committee for Standardization, 1994, pp. 52,55.

EC5-1.1. 2004. *Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings*. Brussels : European Committee for Standardization, 2004.

EC5-1-1-A1. 2006. *EN 1995-1-1 A1 - Amendment A1*. Brussels : European Committee for Standardization, 2006.

EC5-1-2. 2004. *EN 1995-1-2 Eurocode 5: design of timber structures - Part 1.2: General - Structural fire design*. Brussels : European Committee for Standardization, 2004.

EC5-2. 2004. *EN 1995-2 Eurocode 5: Design of timber structures - Part 2: Bridges.* Brussels : European Committee for Standardization, 2004.

EC8-2. 2010. *EN1998-2: Pontes.* Fevereiro 2010. Brussell : European Committee for Standardization, 2010.

Finnforest. 2010. Kerto in der Praxis. *Deckenplatten aus Kerto®-Q.* Outubro de 2010, p. 43.

Gerold, Matthias. 2001. *Holzbrücken am Weg einschließlich Geschichte des Brückenbaus unter Berücksichtigung neuester Entwicklungen.* 2001 : Bruderverlag, 2001.

GL24h. 2013. Holzabb und direkt. [Online] 25 de Agosto de 2013. [Citação: 5 de Setembro de 2013.] <http://holzabbund-direkt.de/>.

Holz-Magazin. 2012. Holz-Magazin. [Online] 2012. [Citação: 8 de Julho de 2013.] <http://www.holz-magazin.at/index.php/aktuell/saldome-2-groesste-holzkuppel-europas.html>.

Jobst, Paul. 2010. *Einwirkungen auf Straßen-, Fußgänger- und Radwegbrücken gemäß Eurocode: Handbuch für die Praxis.* Klagenfurt : Austrian Standarts plus Publishing, 2010.

KOLIAS, Basil. 2012. *Eurocode 8 – Part 2. Seismic Desgin of Bridges.* Athens Greece : DENCO S.A., 2012.

Mehlhorn, Gerhard. 2007. Bauen und Erhalten. *Handbuch Brücken Entwerfen, Koustruieren, Berechnen.* Deutschland : Springer Lehr- & Fachbücher, 2007, p. 316.

Melan, Joseph. 1922. *Der Brückenbau.* I. Band: Einleitung und hölzerne Brücken. Leipzig : Franz Deuticke, 1922.

Minder, Werner. 1990. Wooden bridges of Switzerland, Langlaufbrücke Scuol (GR). [Online] 1990. [Citação: 2 de Junho de 2013.] <http://www.swiss-timber-bridges.ch/detail/433>.

Ministério. 1983. Diário da República. [Online] 1983. [Citação: 2 de Junho de 2013.] <http://www.dre.pt/> (Decreto-Lei n.º 235/83).

Moderne Holzbruecken-Gestaltungsvielfalt durch Bolckverleimung. **Miechbach, Dipl. Eng. Frank. 2003.** Alemanha : Internationales Holzbau_Forum, 2003.

Mucha, Alois. 1995. Statische Systeme Konstruktionsdetails . *Holzbrücken.* Berlin : Bauverlag, 1995, pp. 41-42.

—. 1995. *Holzbrücken*. Wiesbaden, Berlin : Bauverlag, 1995.

—. 1995. Statische Systeme, Konstruktionsdetails, Beispiele. *Holzbrücken*. Berlin : Bauverlag, 1995, pp. 41-59.

Negrão, João e Faria, Amorim. 2009. *Projecto de Estruturas de Madeira*. Porto : Publindústria, 2009.

Pfeifer, Eng. Thomas. 2008. *Berechnung und konstruktive Gestaltung von Grün- und Wildbrücken*. Neubrandenburg : Hochschule Neubrandenburg, 2008.

Pinto, Edna Moura. 2004. A Madeira: um Material Construtivo Resistente ao Fogo. [Online] 2004. [Citação: 14 de Julho de 2013.] http://www.cdcc.usp.br/ciencia/artigos/art_27/madeira.html.

Produtos-Rurais. 2013. Produtos-Rurais. [Online] 2013. [Citação: 8 de Agosto de 2013.] <http://produtos-rurais.vivanuncios.com/insumos>.

STANDARD, BRITISH. 2003. *EN 13271 - Timber fasteners – Characteristic load-carrying capacities and slip-moduli for connector joint*. UK : BRITISH STANDARD, 2003.

Systemdatenblatt cds-Flexit für Holzbrückenbeschichtungen im Außenbereich. **Spezialbau, Possehl. 2010.** Sprendlingen : www.cds-bautenschutzprodukte.de, 2010.

Vibrações em Pontes Pedonais. **RWTH-AACHEN. 2008.** Aachen : Research Fund for Col&Steel, 2008.

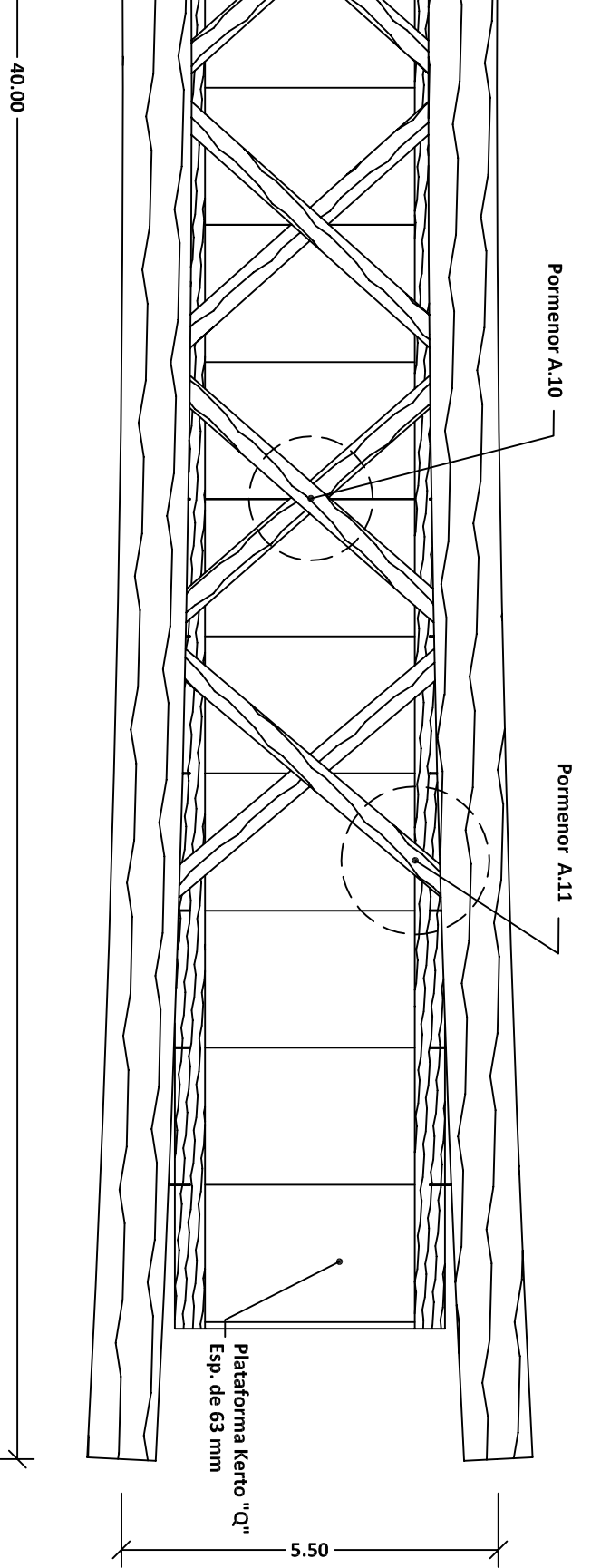
Anexos

- A. – Peças desenhadas;
- B. – Mapa de trabalhos e quantidades;
- C. – Ideias preliminares;
- D. – Dimensionamento de ligações;
- E. – Diagramas de esforços dos elementos aos Estados-limite Último.

Anexo A

Peças Desenhadas

- A.1 – Alçado longitudinal e planta (1:100);
- A.2 – Vista inferior do tabuleiro / Vista superior do tabuleiro (sem arco) (1:100);
- A.3 – Vista frontal do tabuleiro e arco à escala (1:50);
- A.4 – Planta de implantação (1:200);
- A.5.1 – Ligação do contraventamento do tabuleiro e da viga transversal à viga principal (1:5);
- A.5.2 – Ligador Alumidi 200 (1:1);
- A.5.3 – Ligador Gigant 120 (1:1);
- A.6 – Ligação de ambos os contraventamentos do tabuleiro (1:5);
- A.7 – Ligação dos tirantes à viga principal (1:5);
- A.8 – Ligação dos arcos ao encontro (1:20);
- A.9 – Ligação das vigas principais ao encontro (1:5);
- A.10 – Ligação de ambos os contraventamentos do arco (1:5);
- A.11 – Ligação do contraventamento do arco ao arco (1:10).



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor:

Helder Rodrigues Pinto

Rev.:

Eng.º Alexandre Anibal Costa

Escala:

1:100

Data:

Outubro 2013

Desenho nº:

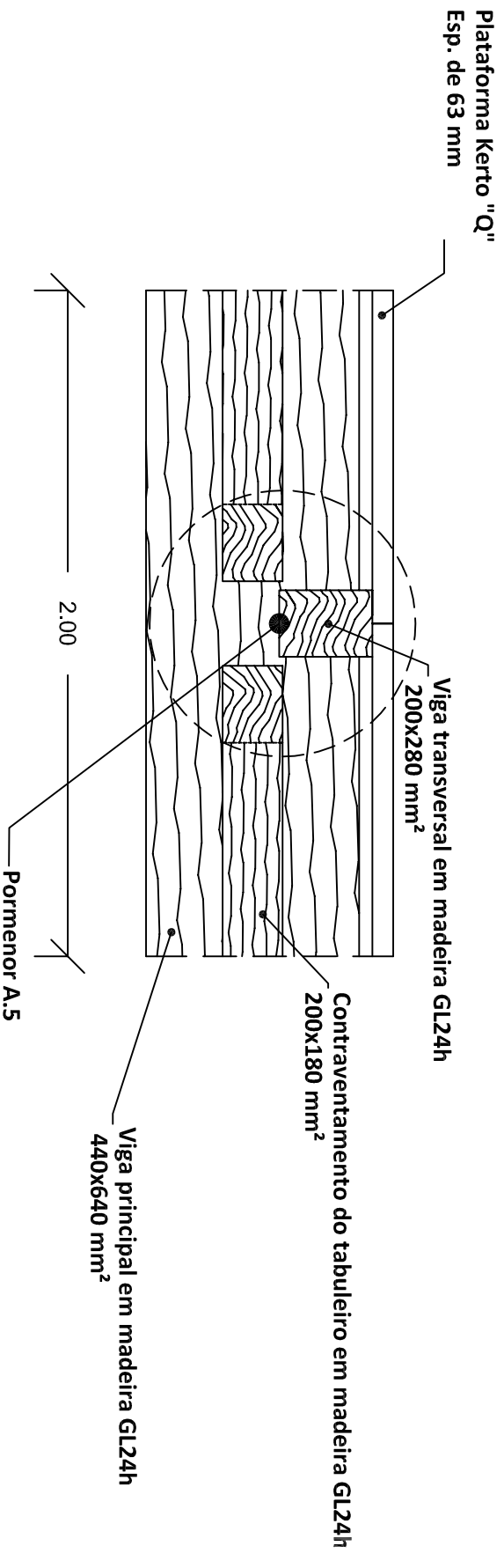
A.1

Versão:

1.0

Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada

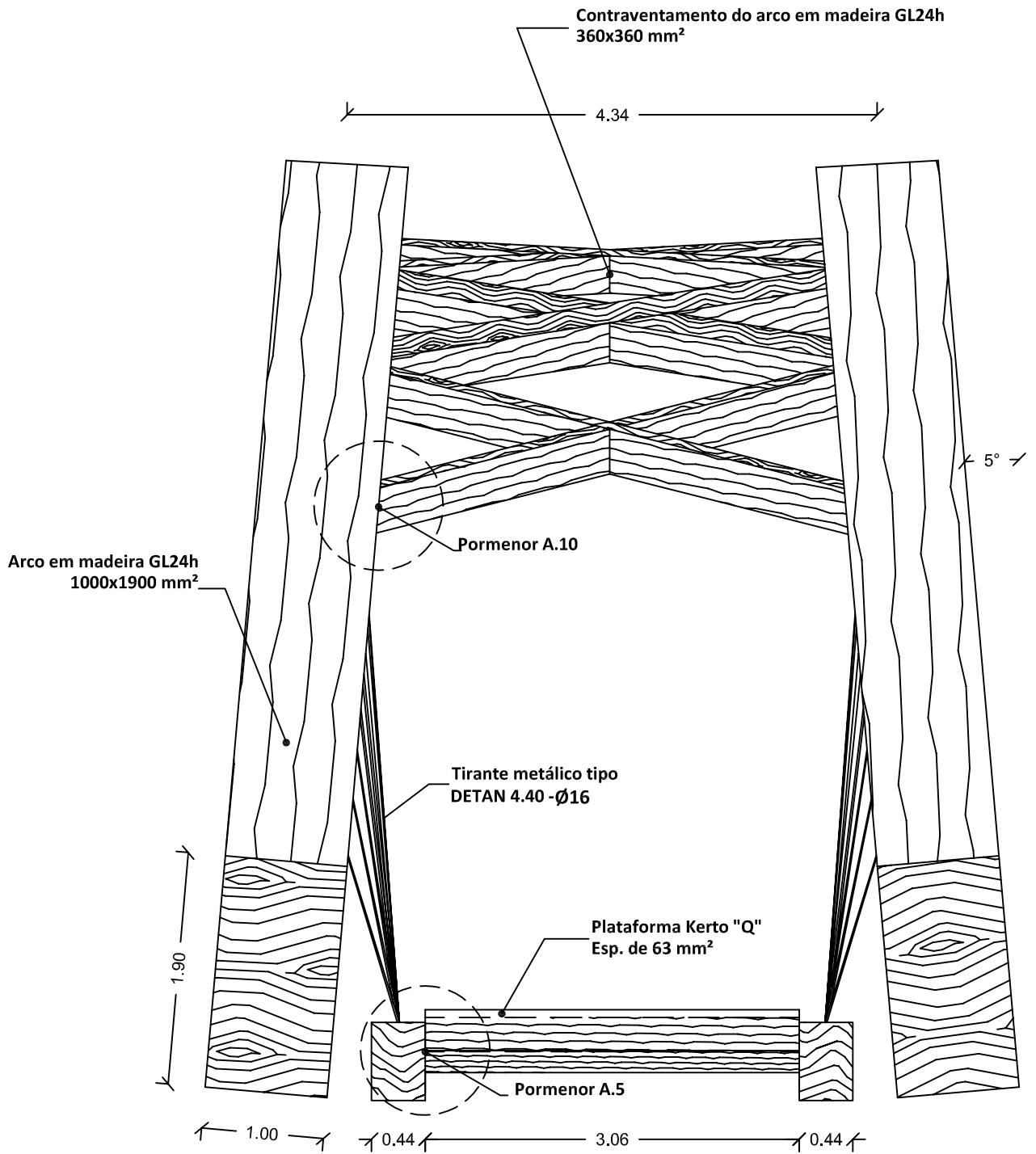
- Alçado longitudinal
- Planta



Corte B-B' (Escala 1:20)

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor: Helder Rodrigues Pinto		Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada
Rev.:		
Eng.º Alexandre Anibal Costa		
Escala:	Data:	
1:20; 1:100	Outubro 2013	
Desenho nº:	Versão:	
A.2	1.0	



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor:
Helder Rodrigues Pinto

Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal
em madeira lamelada colada

Rev.:
Eng.º Alexandre Aníbal Costa

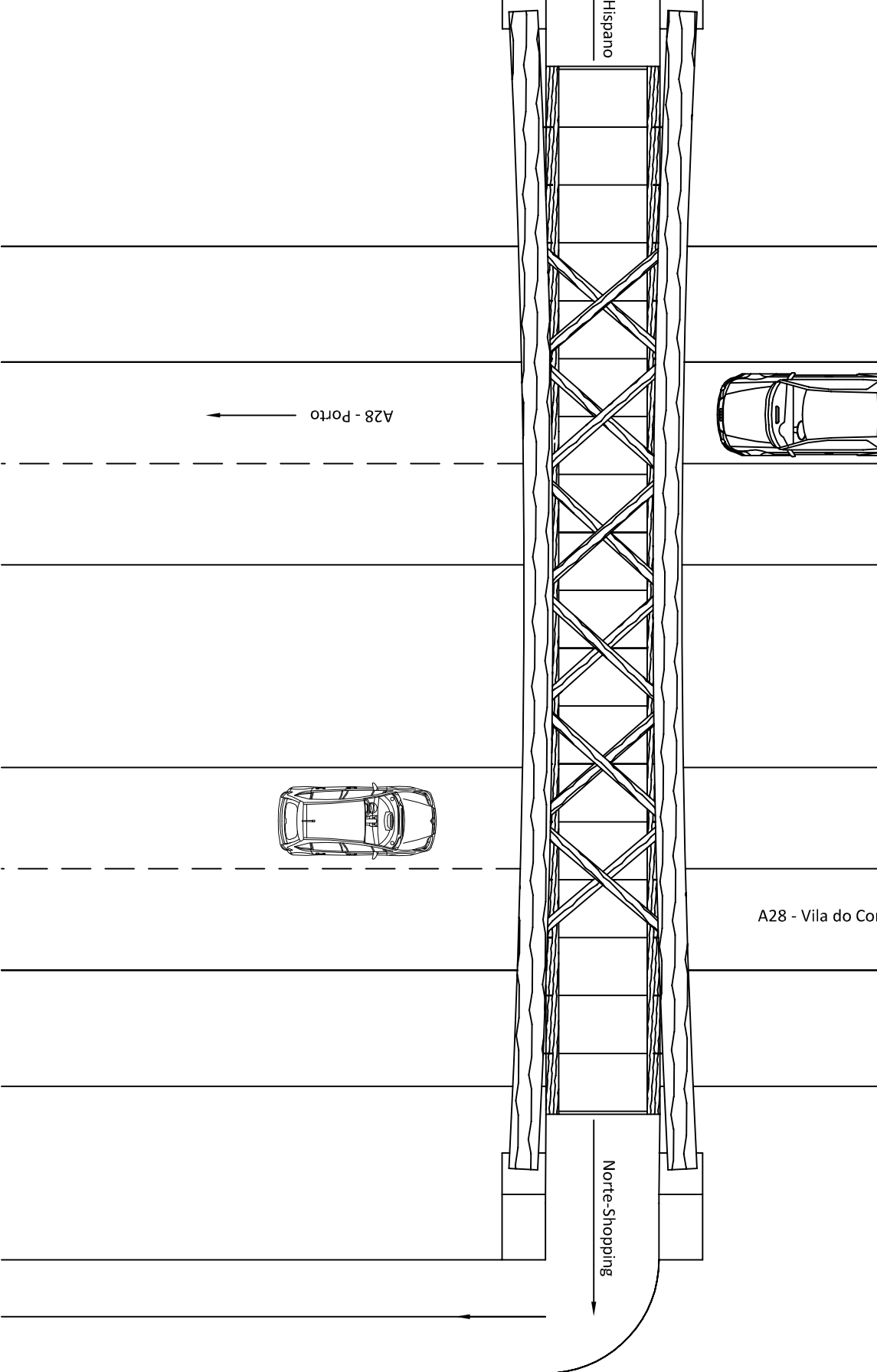
Escala:
1:50

Data:
Outubro 2013

Vista frontal do tabuleiro e do arco

Desenho nº:
A.3

Versão:
1.0



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor:

Helder Rodrigues Pinto

Rev.:

Eng.º Alexandre Aníbal Costa

Escala:

1:100

Data:

Outubro 2013

Desenho nº:

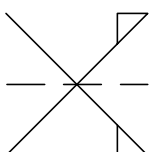
A.4

Versão:

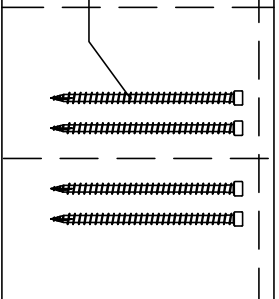
1.0

Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada

- Planta de implantação

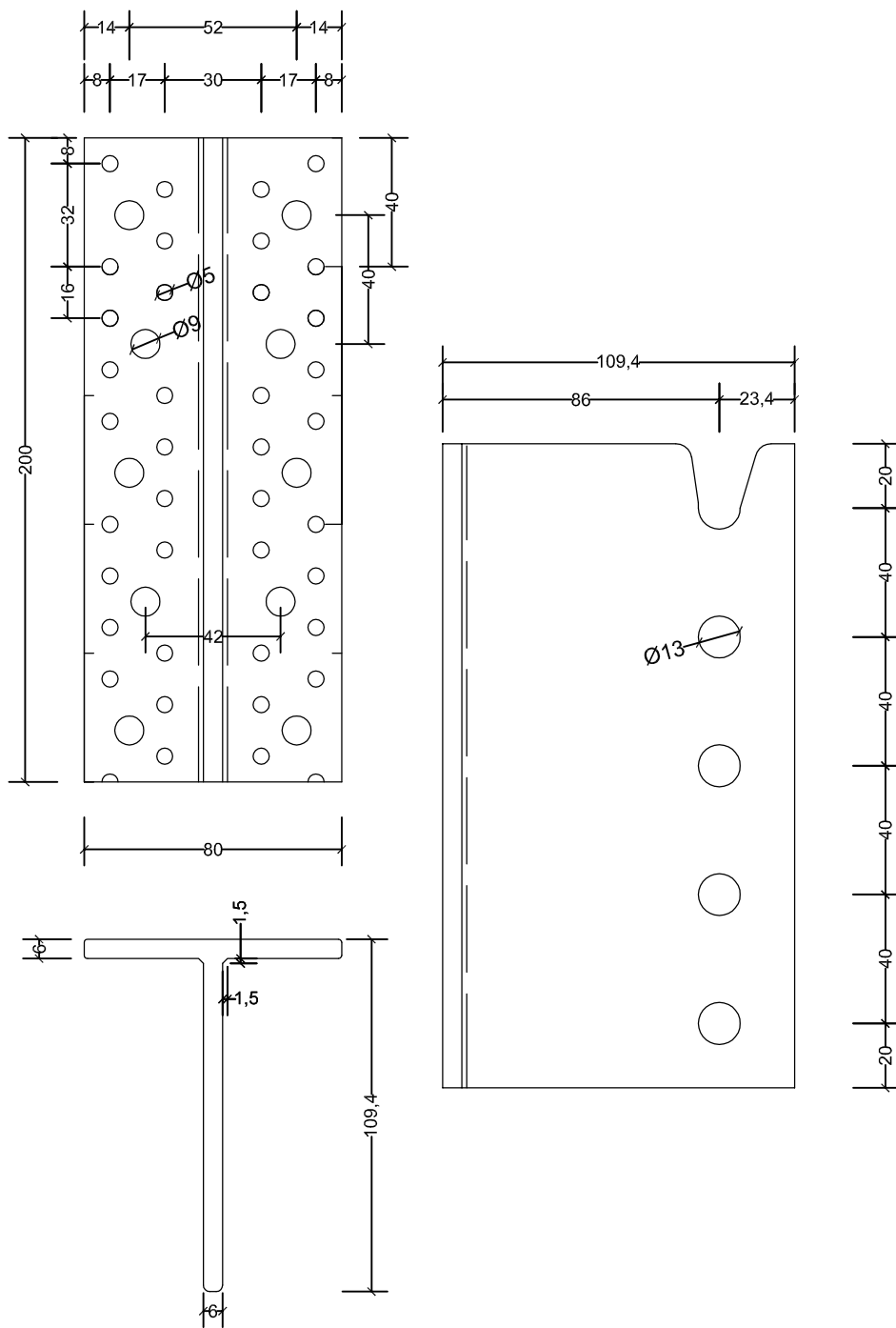


Ligador: Parafuso todo roscado VGS/VGZ Ø7 mm (L= 180mm) com furo preliminar
 Ligação dos contraventamentos do tabuleiro "ROTHOBLAAS"



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor: Helder Rodrigues Pinto		Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada
Rev.: Eng.º Alexandre Anibal Costa		
Escala: 1:5	Data: Outubro 2013	- Contraventamento do tabuleiro à viga principal - Viga transversal à viga principal
Desenho nº: A.5.1	Versão: 1.0	



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor:
Helder Rodrigues Pinto

Rev.:
Eng.º Alexandre Aníbal Costa

Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada

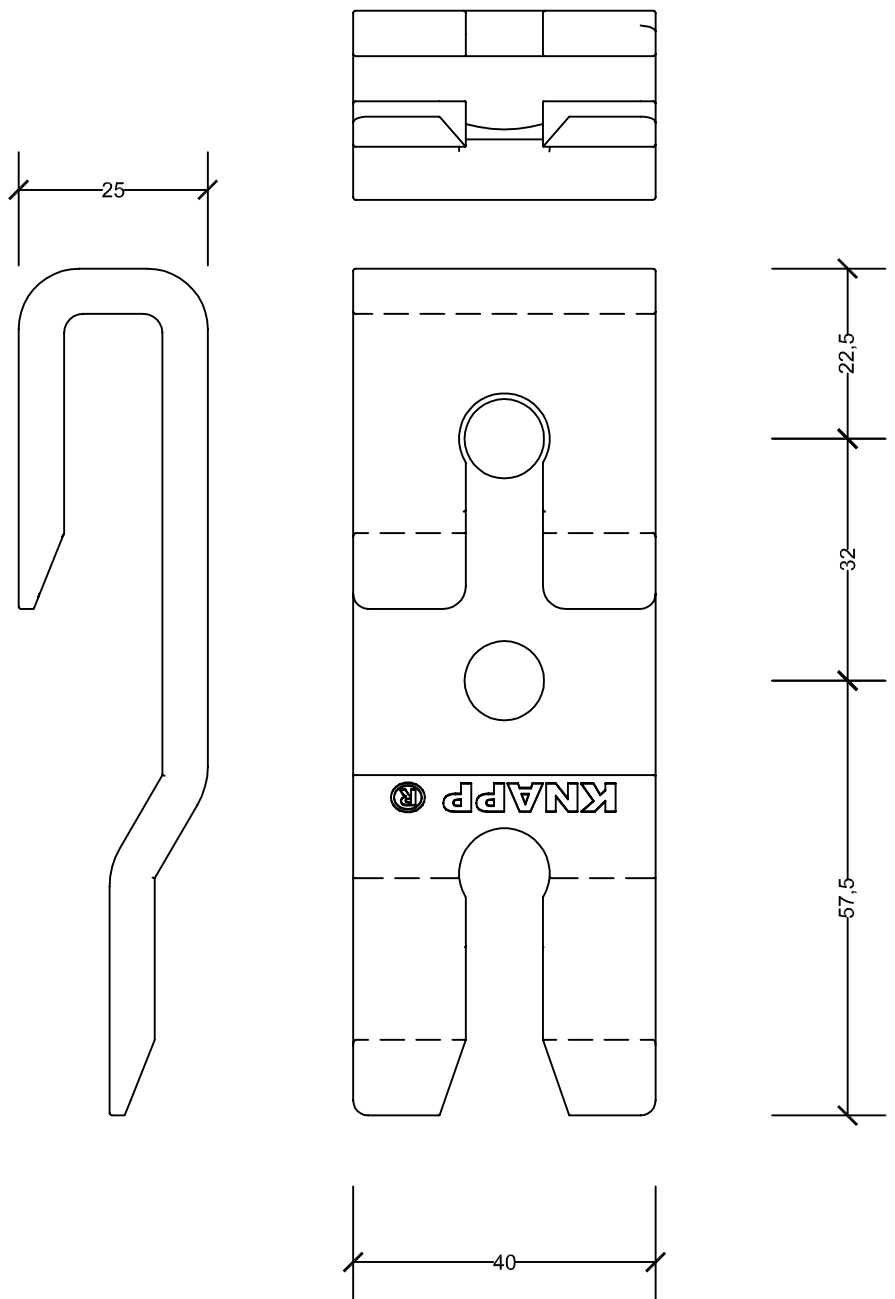
Escala:
1:1

Data:
Outubro 2013

- Ligador Alumidi 200 - Rothoblaas

Desenho nº:
A.5.2

Versão:
1.0



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor:
Helder Rodrigues Pinto

Rev.:
Eng.º Alexandre Aníbal Costa

Escala:
1:1

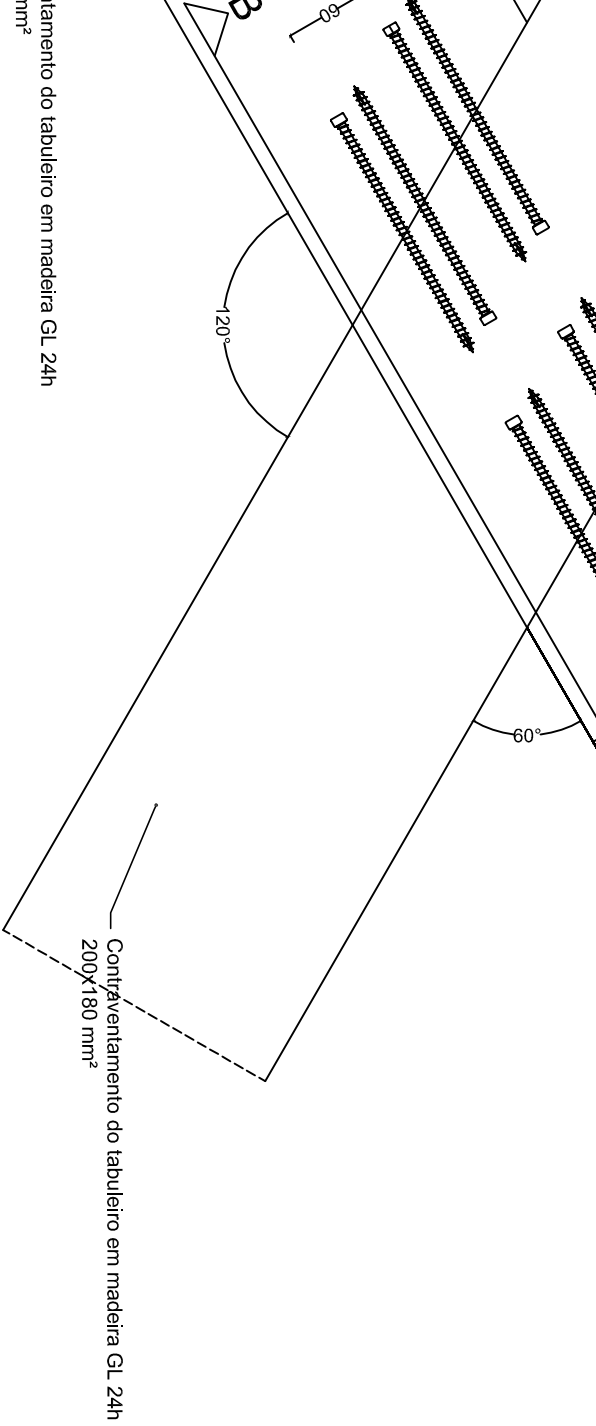
Data:
Outubro 2013

Desenho nº:
A.5.3

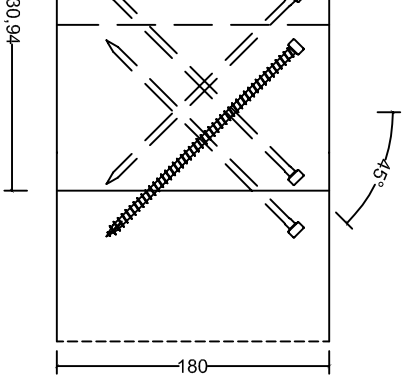
Versão:
1.0

Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada

- Ligador Gigant 120 - Knapp



or de ambos contraventamentos do tabuleiro



B'

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor:

Helder Rodrigues Pinto

Rev.:

Eng.º Alexandre Aníbal Costa

Escala:

1:5

Data:

Outubro 2013

Desenho nº:

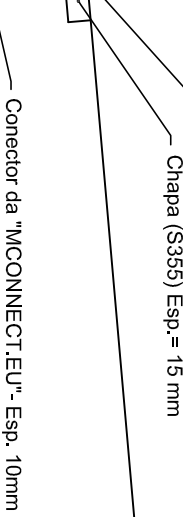
A.6

Versão:

1.0

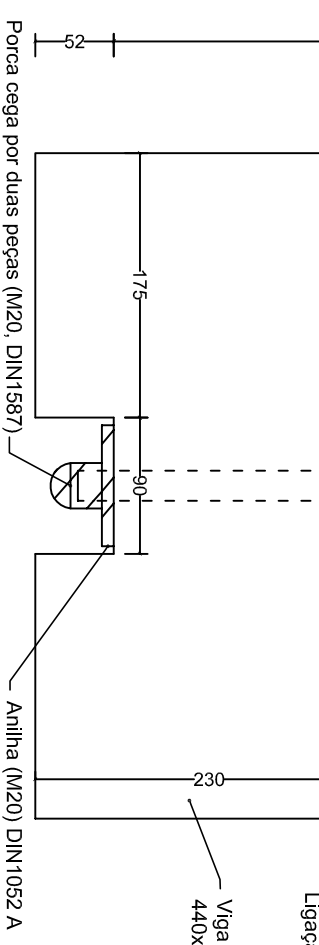
Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada

- Ligação de ambos contraventamentos do tabuleiro



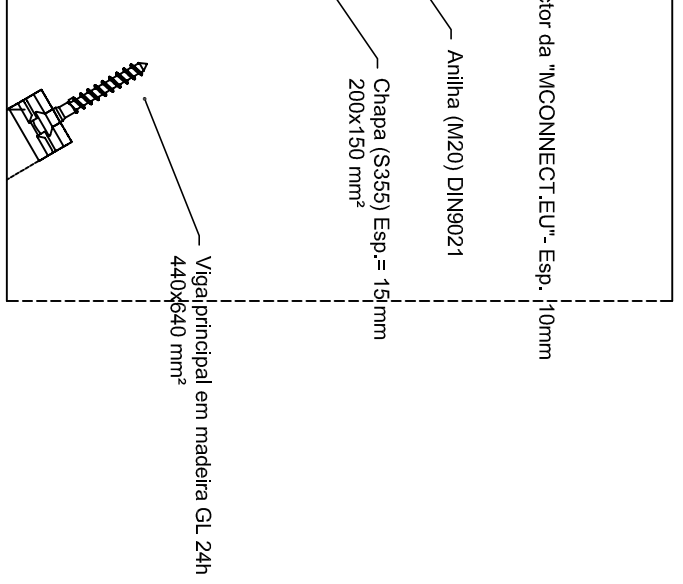
Ligação contraventamento do tabuleiro - viga principal

Viga principal em madeira GL 24h
440x640 mm²



PORMENOR C (Escala 1:5)

Escala 1:5)



Conector da "MCONNECT.EU" - Esp. 10mm

Anilha (M20) DIN9021

Chapa (S355) Esp. = 15mm
200x150 mm²

Viga principal em madeira GL 24h
440x640 mm²

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor:

Helder Rodrigues Pinto

Rev.:

Eng.º Alexandre Anibal Costa

Escala:

1:5, 1:30

Data:

Outubro 2013

Desenho nº:

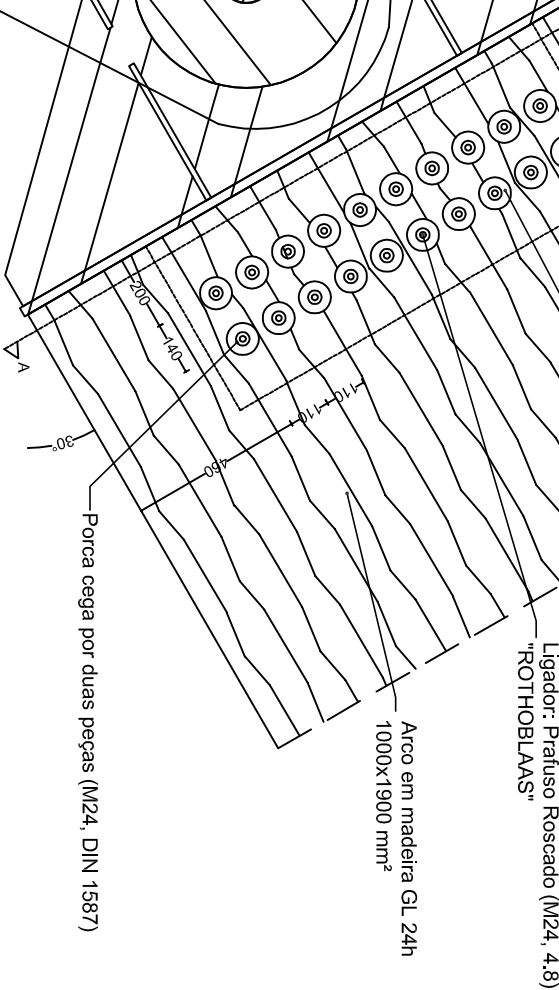
A.7

Versão:

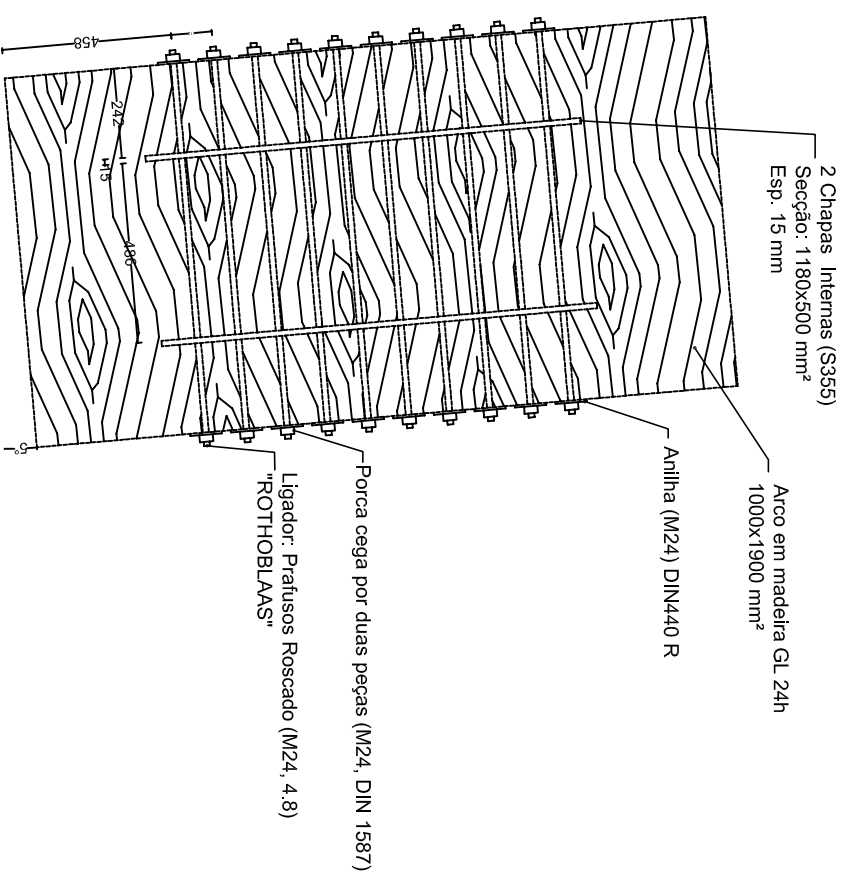
1.0

Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada

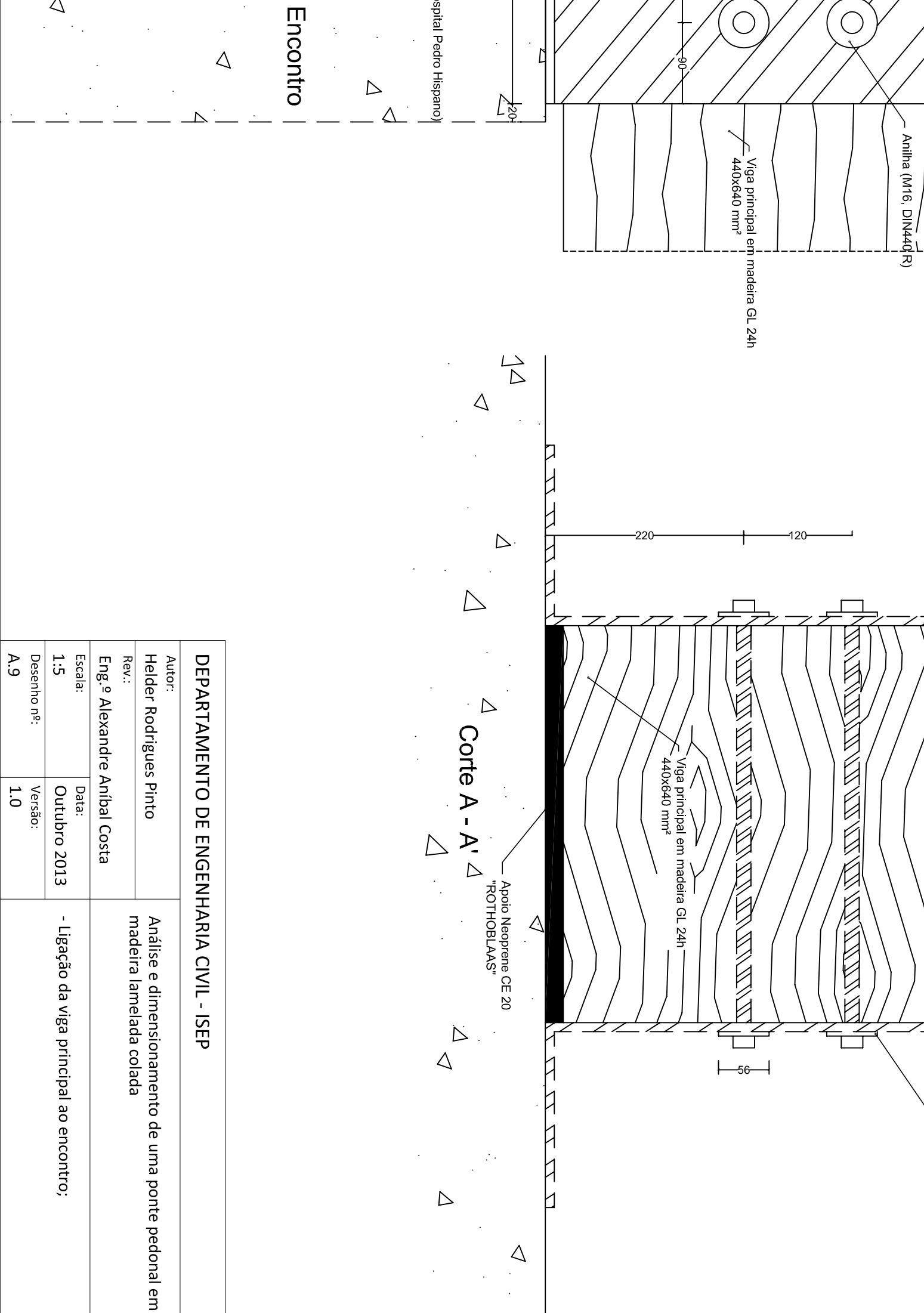
- Ligação dos tirantes à viga principal
- Ligação dos tirantes ao arco



Vista lateral da ligação do arco ao encontro



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP	
Autor:	Helder Rodrigues Pinto
Rev.:	Eng.º Alexandre Anibal Costa
Escala:	1:20
Desenho nº:	A.8
Data:	Outubro 2013
Versão:	1.0
- Ligação dos arcos ao encontro;	
Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada	

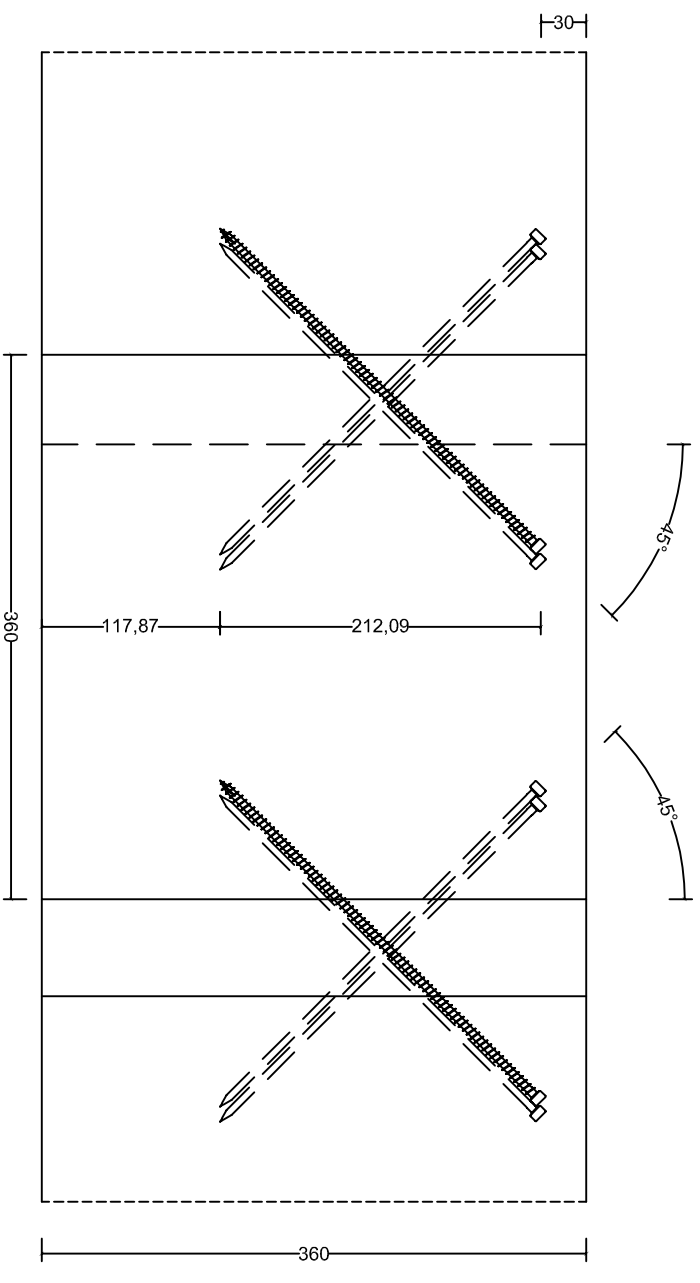
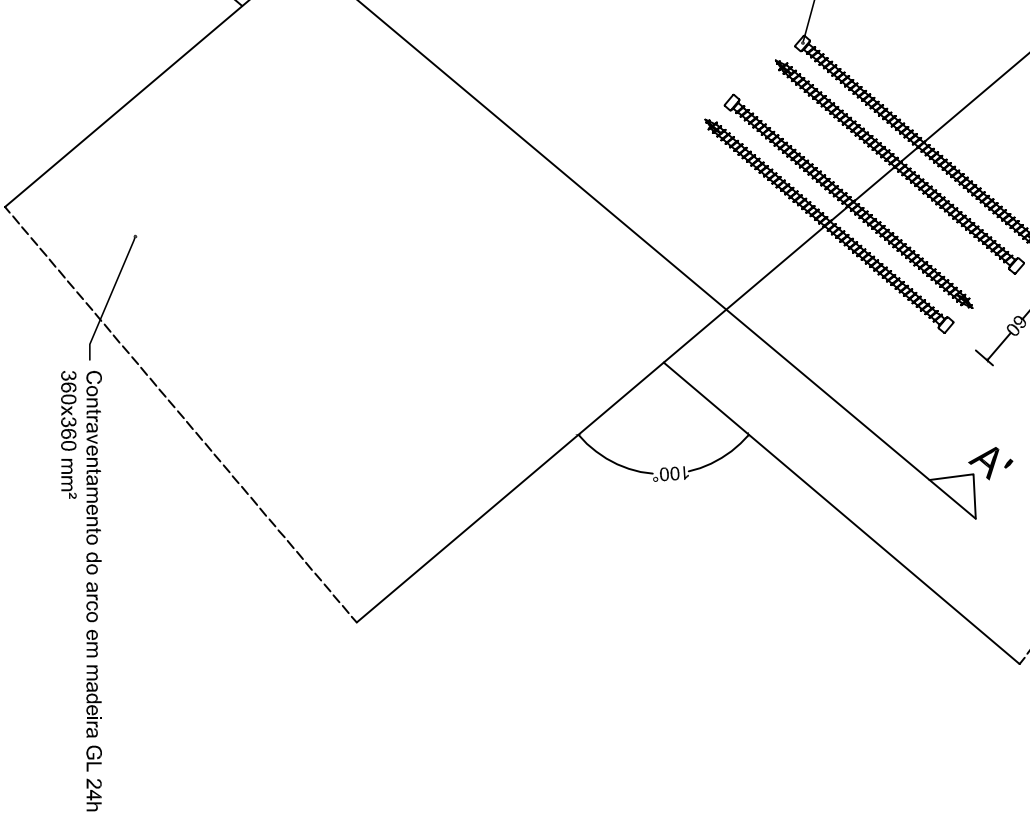


Corte A - A'

Encontro

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP	
Autor:	Helder Rodrigues Pinto
Rev.:	Eng.º Alexandre Anibal Costa
Escala:	Data:
1:5	Outubro 2013
Desenho nº:	Versão:
A.9	1.0
- Ligação da viga principal ao encontro;	

Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada



ambos contraventamentos do arco

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor:

Helder Rodrigues Pinto

Rev.:

Eng.º Alexandre Anibal Costa

Escala:

1:5

Data:

Outubro 2013

Desenho nº:

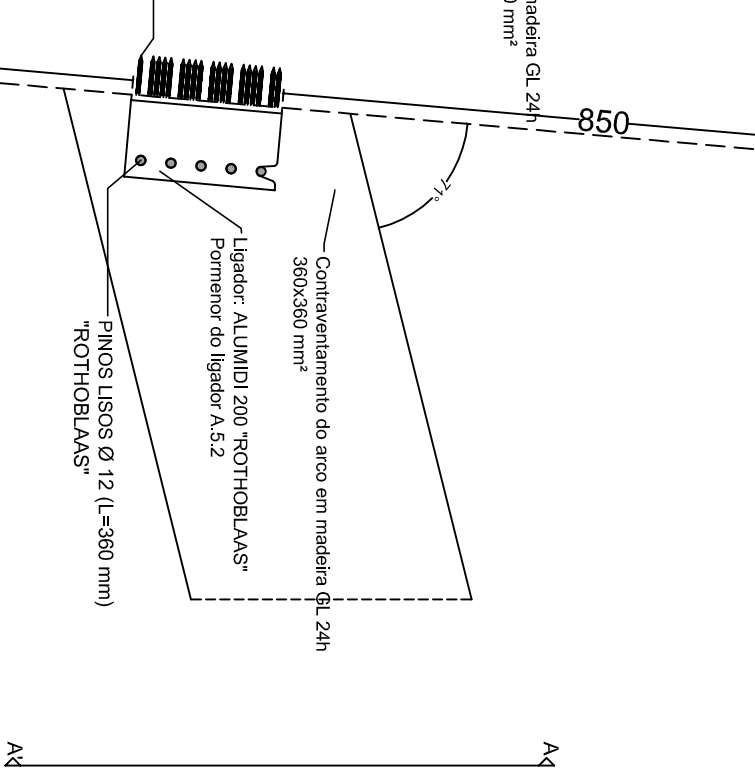
A.10

Versão:

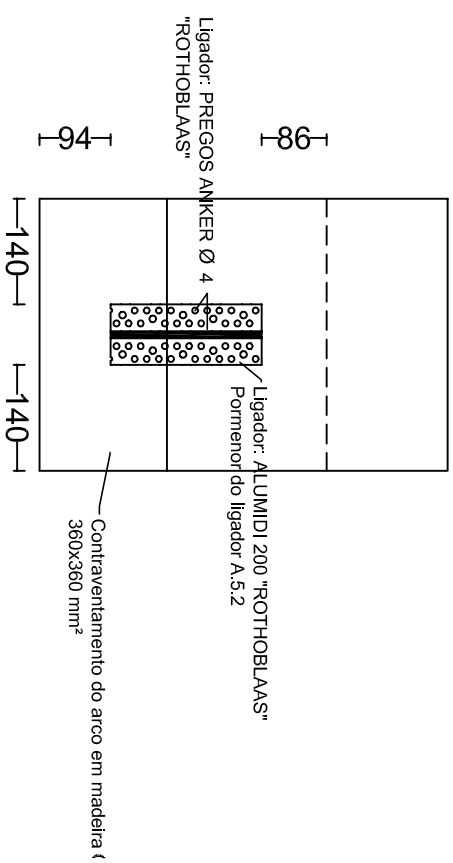
1.0

Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada

- Ligação de ambos contraventamentos do arco



A-A



Alçado A-A'

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL - ISEP

Autor:

Helder Rodrigues Pinto

Rev.:

Eng.º Alexandre Anibal Costa

Escala:

1:10

Data:

Outubro 2013

Desenho nº:

A.11

Versão:

1.0

Análise e dimensionamento de uma ponte pedonal em madeira lamelada colada

- Ligação do contraventamentos do arco ao arco

mento ao arco

Anexo B

Mapa de trabalhos e quantidades

PROJECTO DE UMA PONTE PEDONAL EM MADEIRA LAMELADA COLADA

MAPA DE QUANTIDADES

Nº de artigo	Designação dos trabalhos	Comp. (m)	Quant.	Total	Unid.
--------------	--------------------------	-----------	--------	-------	-------

1.	Madeira Lamelada Colada GL24h				
----	-------------------------------	--	--	--	--

1.1	Arco Secção 1000x1900 mm ²	42,28	2	84,56	m
1.2	Contraventamento do Arco Secção 360x360 mm ²	6,10	12	73,20	m
1.3	Viga principal Secção 440x640 mm ²	36,00	2	72,00	m
1.4	Viga transversal Secção 200x280 mm ²	3,50	19	66,50	m
1.4	Contraventamento do Tabuleiro Secção 200x180 mm ²	2,02 4,32	36 18	72,58 77,76	m m

2.	DETAN 4.40 (SISTEMA DE TIRANTES)	Comp. (m)	Quant.	Total	Unid.
----	----------------------------------	-----------	--------	-------	-------

2.1	Tirante tipo 1	1,33	4	5,32	m
2.2	Tirante tipo 2	2,26	4	9,04	m
2.3	Tirante tipo 3	3,04	4	12,16	m
2.4	Tirante tipo 4	3,68	4	14,72	m
2.5	Tirante tipo 5	4,2	4	16,80	m
2.6	Tirante tipo 6	4,6	4	18,40	m
2.7	Tirante tipo 7	4,89	4	19,56	m

2.8	Tirante tipo 8	5,06	4	20,24	m
2.9	Tirante tipo 9	5,23	2	10,46	m

3.	Ligação Metálica	Comp. (m)	Quant.	Total	Unid.
3.1	Ligação viga transversal e principal				
	Rothoblaas - Alumidi 200	-	-	38	unid.
	Rothoblaas - Pregos Anker \varnothing 4	-	-	1444	unid.
3.2	Ligação contraventamento do tabuleiro				
	Rothoblaas - Gigant 120	-	-	72	unid.
	Rothoblaas - VGZ \varnothing 7 (L= 180 mm)	-	-	144	unid.
3.3	Ligação contraventamento do arco				
	Rothoblaas - Alumidi 200	-	24	24	unid.
	Rothoblaas - VGZ \varnothing 7 (L= 300 mm)	-	48	48	unid.
	Rothoblaas - Pregos Anker \varnothing 4	-	-	912	unid.
3.4	Ligação do arco ao encontro				
	Chapa (S355) Secção: 2 x 1180x500 mm ²	-	8	8	unid.
	Rothoblaas - Parafuso Roscado 1000 mm (M24,4.8)	-	80	80	unid.
	Rothoblaas - Anilha (M24, DIN 440R)	-	80	80	unid.
	Rothoblaas - Porca cega por duas peças (M24, DIN 1587)	-	80	80	unid.
3.4	Ligação da viga principal ao encontro				
	Chapa (S355) Secção: 320x640 mm ²	-	8	8	unid.
	Rothoblaas - Parafuso Roscado 440 mm (M16,8.8)	-	24	24	unid.
	Rothoblaas - Neoprene CE 20 Secção: 440x430 mm ²	-	4	4	unid.
	Rothoblaas - Anilha (M16, DIN 440R)	-	48	48	unid.
	Rothoblaas - Porca Hexagonal (M16,	-	48	48	unid.

	DIN 934)				
3.5	Ligação dos tirantes à viga principal e arco				
	Chapa (S355) Secção: 2 x 200x150 mm ²	-	68	68	unid.
	Rothoblaas - Parafuso Roscado 1000 mm (M20, 4.8)	-	34	34	unid.
	Rothoblaas - Parafuso Roscado 640 mm (M20, 4.8)	-	34	34	unid.
	Conector da "MCONNECT.EU" – Esp. 10 mm	-	68	68	unid.
	Rothoblaas - Anilha (M20, DIN 1052 A)	-	68	68	unid.
	Rothoblaas - Anilha (M20, DIN 9021)	-	68	68	unid.
	Rothoblaas – Porca cega por duas peças (M20, DIN 1587)	-	136	136	unid.

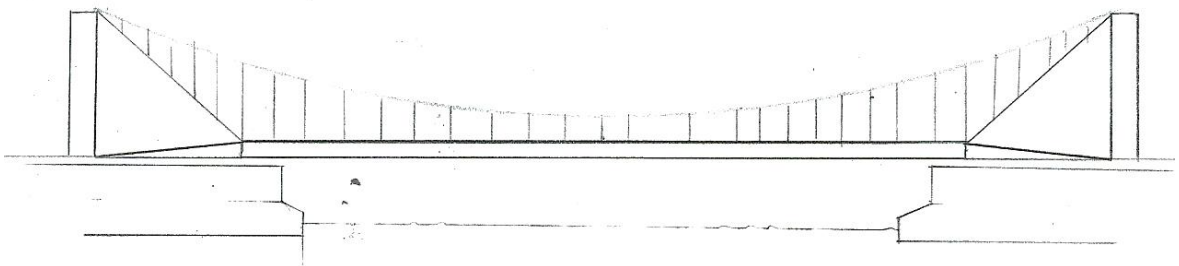
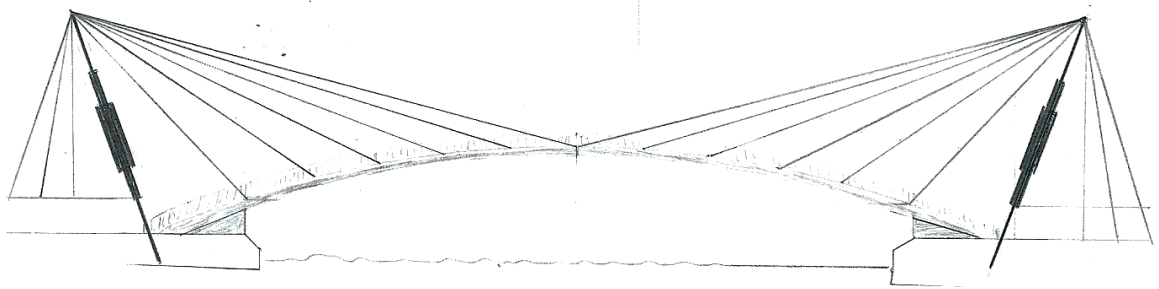
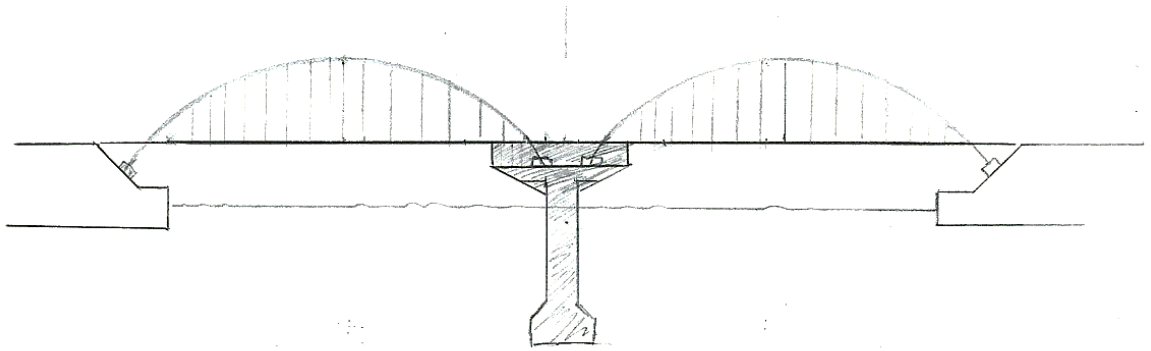
Anexo C

Ideias preliminares

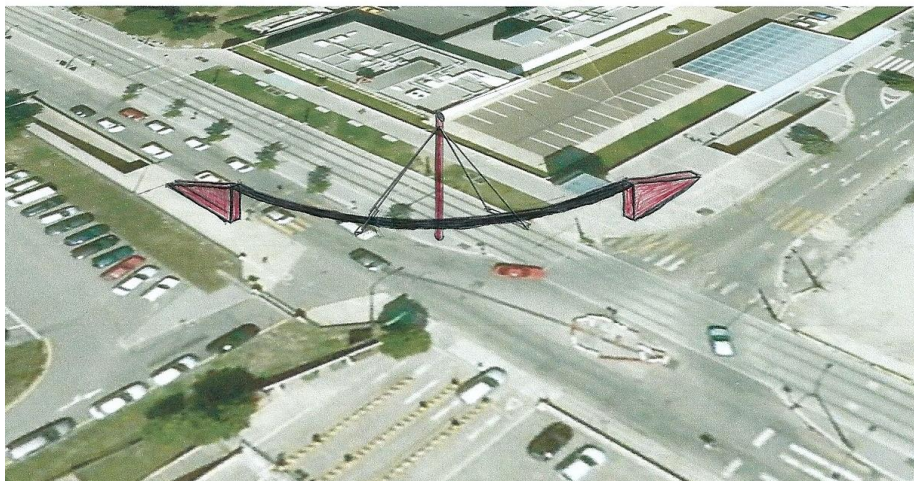
C.1 – Desenhos preliminares;

C.2 – Pré dimensionamento do arco;

B.1 – Desenhos preliminares:

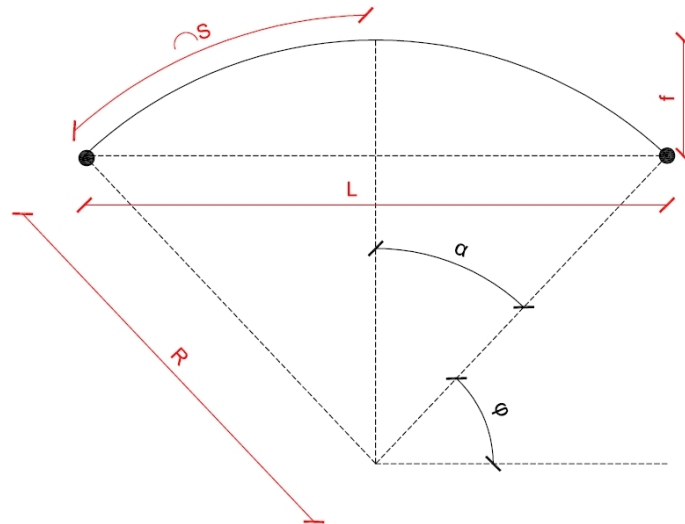


As figuras abaixo, apresenta uma primeira ideia de ligação do Campus São João ao IPO.



B.2 – Pré dimensionamento simples do arco:

Figura geométrica do arco:



Inicialmente foram obtidos os seguintes valores em função da flecha (f) e do comprimento efectivo (L): metade do comprimento do arco (S), o raio de curvatura (R), metade do ângulo do arco (α) e o ângulo complementar (ϕ).

Geometria do arco:

- L (vão livre teórico) = 40,00 m
- f (flecha) = 6,00m
- Distância entre os arcos (projecto) = 3,50 m

Ratio (vão livre teórico e flecha):

$$\frac{L}{f} = \frac{40}{6} = 6,667$$

O ratio obtido anteriormente deve estar entre 2 e 6,67:

$$2,00 \leq \frac{L}{f} \leq 6,67, \text{ ok}$$

Raio de curvatura (R) do arco:

$$R = \frac{L^2}{8 \times f} + \frac{f}{2} = \frac{40^2}{8 \times 6} + \frac{40}{2} = 36,333m$$

Ângulo complementar do arco (φ) e metade do ângulo do arco (α):

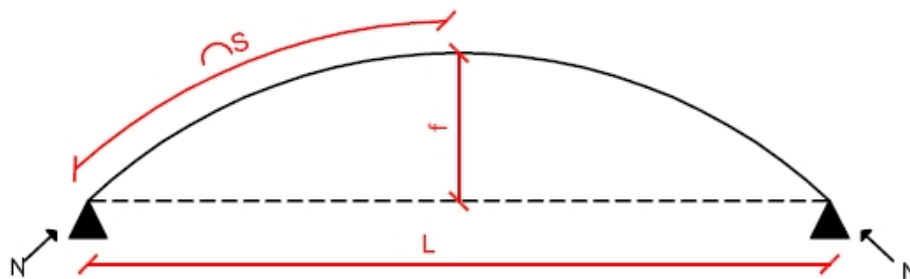
$$\varphi = 90 - \tan^{-1}\left(\frac{L}{2 \times (R - f)}\right) = 90 - \tan^{-1}\left(\frac{40}{2 \times (36,33 - 6)}\right) = 59,60^\circ$$

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{L}{2 \times (R - f)}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{40}{2 \times (36,33 - 6)}\right) = 33,40^\circ$$

Metade do comprimento do arco (S):

$$S = \pi \times R \times \frac{\alpha}{180} = \pi \times 36,33 \times \frac{\alpha}{180} = 21,18 m$$

Pré dimensionamento do arco:



Segundo os autores do livro “STEP – Timber Engineering – Vol. 1, The Netherlands”, propõem que seja utilizada a abordagem convencional da teoria de Euler, considerando-se, para o efeito, uma barra prismática fictícia com o comprimento de encurvadura L_V :

$$L_V = \beta \times S = 1,25 \times 21,18 = 26,475 m$$

$$\beta = 1,25 \text{ para } 0,15 \leq \frac{f}{L} \leq 0,50 \leftrightarrow 0,15 \leq 0,15 \leq 0,50$$

Estimar secção do arco:

Segundo o EC5, a esbelteza máxima a admitir em peças de madeira é de $\lambda=140$, mas para o pré dimensionamento admitiu-se uma esbelteza de $\lambda=100$.

A esbelteza é dada por:

$$\lambda = \frac{L_V}{i}$$

Onde, L_V é o comprimento de encurvadura do arco e i o raio de giração da secção escolhida.

$$L_V = 26,475 \text{ m}$$

$$i = \frac{L_V}{\lambda} = \frac{26,475}{100} = 0,265$$

Uma secção prismática é dada por:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Onde o momento de inércia (I) e a área da secção (A).

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$A = b \times h$$

$$i = \sqrt{\frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} \leftrightarrow i^2 = \frac{h^2}{12} \leftrightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}} = 0,29 \times h$$

Assim sendo, pode-se obter uma altura mínima (h_{min}) da secção:

$$i = 0,29 \times h_{min} \leftrightarrow h_{min} = \frac{0,265}{0,29} = \mathbf{0,914 \text{ m}}$$

Se, $\lambda = 140 \rightarrow i = 0,189 \rightarrow h_{min} = \mathbf{0,652 \text{ m}}$

Anexo D

Dimensionamento e pormenores das ligações

- D.1 – Dimensionamento da ligação do apoio da viga principal;
- D.2 – Dimensionamento da ligação dos tirantes à viga principal;
- D.3 – Dimensionamento da ligação do contraventamento do arco;
- D.4 – Dimensionamento da ligação do contraventamento do tabuleiro;

D.1 – Dimensionamento da ligação da viga principal ao apoio:

Chapa (S355)		Parafuso de cabeça (M16,8.8)		
Secção:	640x320	mm	Nº de parafusos	3
tch	10	mm	Alinhamentos	2
fy	275	MPa	d1	16 mm
fu	430	MPa	fy	640 MPa
			fu	800 MPa
Configuração da ligação		Espaçamentos		
tch1	8	mm	a1 = 140 mm	a1, min = 64 mm
Tmad (t1)	440	mm	a2 = 120 mm	a2, min = 64 mm
tch2	8	mm	a3t = 200 mm	a3t, min = 112 mm
K90	1,14		a4t = 200 mm	a4,t min = 64 mm
Anilha (M16, DIN 440 R)	d1=	17,5 mm	d2=	56 mm
Resistência ao esmagamento:	$f_h = (0,082 * (1 - (0,01 * d)) * \rho_k) / (K90) = 22,96 \text{ MPa}$			
Momento Plástico:	$M_{yk} = 0,30 * f_{uk} * d^2 = 324282,26 \text{ kN.mm}$			
Fax rk= Naxrk,min = 73287,1 N				
Resistência a tracção do parafuso	Naxrk= fyk*Attr=		128679,6 N	
Resistência da anilha	Naxrk= 3*fc,90,k*Aanilha=		73287,1 N	
Resistência ao punçoamento da chapa	Naxrk= 0,6*PI*dm*tp*fu=		230718,6 N	
Faxrk/4 ,min = 4447,70 N	Nax rk/4 =		18321,8 N	
	25%*(1,63*raizq(Myk*fh*d))=		4447,70 N	
Fv, min= 22238,48 N	0,50*fh*t1*d=		80819,2 N	
	1,63*raizq(Myk*fh*d) + Faxrk/4=		22238,48 N	
Fv = 22238,48 N = 22,24 kN	2 Planos de corte		Fv,tot= 2* Fv = 44,48 kN	
nef, min= 2,43 Prafusos	3 Parafusos			
	$n^{0,9} * (a1/13*d)^{(1/4)} =$		2,43 Parafusos	
Fv da ligação = nef * Fv,tot=	216,57 kN ≥ Nsk=189,95 kN, verifica!			

D.2 – Dimensionamento da ligação dos tirantes à viga principal:

Chapa (S355)		Parafuso de cabeça (M20, 4.8)	
Secção:	150x200 mm	Nº de parafusos	20
tch	15 mm	$A_{tracção}$	245 mm ²
fy	355 MPa	d1	20 mm
fu	510 MPa	fy	320 MPa
		fu	400 MPa
Configuração da ligação		Anilha (M20, DIN1052 A)	
tch1	15 mm	d1	22 mm
Tmad (t1)	640 mm	d2	80 mm
K90	1,20	dm	30 mm
		s	8 mm
Resistência ao esmagamento:	$f_h = (0,082 * (1 - (0,01 * d)) * \rho_k) / (K90) = 20,77 \text{ MPa}$		
Momento Plástico:	$M_{yk} = 0,30 * f_{uk} * d^2 = 289640,46 \text{ kN.m}$		
Fax rk= Naxrk,min = 38170,35 N			
Resistência a tracção do parafuso	$N_{axrk} = f_{yk} * A_{tr} =$		78400 N
Resistência da anilha	$N_{axrk} = 3 * f_{c,90,k} * A_{anilha} =$		38170,35 N
Resistência ao punçoamento da chapa	$N_{axrk} = 0,6 * \pi * d_m * t_p * f_u =$		576796,41 N
NOTA= Resistencia da anilha ≥ V_k(tirante)=60 kN /(2 Parafusos)= 30 kN, verifica!			
	$N_{axrk} / 4 =$		27788,02 N
Faxrk/4 ,min = 6307,62 N	$0,25 * ((\text{raizq}(2 + (4 * M_{yk}) / (f_h * d * t^2)) - 1) * (f_h * d * t)) =$		27694,58 N
	$0,25 * (2,30 * \text{raizq}(M_{yk} * f_h * d)) =$		6307,62 N
	$f_h * t_1 * d =$		265898,67 N
Fv, min= 31538,10 N	$f_h * t * d * (\text{raizq}(2 + (4 * M_{yk}) / (f_h * d * t^2)) - 1) + F_{axrk} / 4 =$		117085,93 N
	$2,30 * \text{raizq}(M_{yk} * f_h * d) + F_{axrk} / 4 =$		31538,10 N
$F_v = 31538,10 \text{ N} = 31,54 \text{ kN}$	2 Planos de corte		$F_{v,tot} = 2 * F_v = 63,08 \text{ kN}$
$n_{ef, min} = 1 \text{ Parafuso}$	$F_v \text{ da ligação} = n_{ef} * F_{v,tot} =$		63,07 kN ≥ N_{s,k}= 5,20 kN, verifica!

D.3 – Dimensionamento da ligação do contraventamento do arco:Ligação ao arco:

Esforços actuantes - ELU Permanente		
$k_{mod} = 0,70$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$V_{z,d} = -2,00 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -5,00 \text{ kN}$
Esforços actuantes - ELU Envolvente		
$k_{mod} = 0,50$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$V_{z,d} = -2,00 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -3,57 \text{ kN}$

Depois de obter os esforços actuantes no elemento do contraventamento do arco, escolheu-se o esforço mais desfavorável, que neste caso é de $V_{v,k} = 5,00 \text{ kN}$. Como tal, optou-se por escolher a ligação “Alumidi 200”, fornecida pela empresa “ROTHOBLAAS”. Esta ligação, tem uma resistência característica ao esforço vertical de $R_{v,k} = 47,60 \text{ kN}$. Este ligador já foi especificado no capítulo 8.10.2.

Ligação de ambos os contraventamentos:

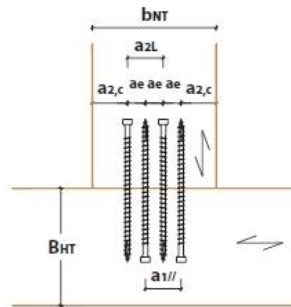
Esforços actuantes - ELU Permanente		
$k_{mod} = 0,70$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$V_{yz,d} = -2,00 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -5,00 \text{ kN}$
Esforços actuantes - ELU Envolvente		
$k_{mod} = 0,50$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$V_{z,d} = -11,36 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -20,29 \text{ kN}$

Neste caso o esforço mais desfavorável é de $V_{v,k} = -20,3 \text{ kN}$. Como tal, optou-se por escolher uma ligação por parafusos do tipo “VGZ $\varnothing 7$ (L=300 mm)” de dois pares, fornecida pela empresa “ROTHOBLAAS”. Esta ligação, tem uma resistência característica

ao esforço vertical de, $R_{v,k} = 25,09 \text{ kN}$. Nas seguintes figuras pode-se observar a escolha efectuada como também as disposições mínimas da ligação. As figuras foram obtidas directamente pelo catálogo da empresa “ROTHOBLAAS”.

JUNÇÃO EM ÂNGULO RECTO														
d_1 [mm]	L [mm]	S_0 [mm]	H_{forada} [mm]	B_{forada} [mm]	h_{forada} [mm]	h_{forada} [mm]		m [mm]	Quantidade de pares	V_{ed} DIN 1052:1988 [kN]	$R_{v,k}$ DIN 1052:2004 [kN]			
						Sem furo preliminar	Com furo preliminar							
7	100	28	95	60	95	70	60	45	1	1,39	2,74			
						110	100					2	2,77	5,49
						150	130							
	140	48	120	70	120	70	60	59	1	2,38	4,71			
						110	100					2	4,75	9,41
						150	130							
	180	68	150	85	150	70	60	74	1	3,37	6,67			
						110	100					2	6,73	13,33
						150	130							
	220	88	180	100	180	70	60	88	1	4,36	8,63			
						110	100					2	8,71	17,25
						150	130							
	260	108	205	115	205	70	60	102	1	5,35	10,59			
						110	100					2	10,69	21,17
						150	130							
	300	128	235	130	235	70	60	116	1	6,34	12,55			
						110	100					2	12,67	25,09
						150	130							

Traçado – 2 ou mais pares:



Distâncias mínimas aconselhadas:

Sem furo preliminar	$a_{1//}$ [mm]	a_{2L} [mm]	$a_{2,c}$ [mm]	a_{90} [mm]	a_e [mm]
VGZ 07	35	35	28	11	18

D.4 – Dimensionamento da ligação do contraventamento do tabuleiro:

Ligação à viga principal:

Esforços actuantes - ELU Envolvente		
$k_{mod} = 0,70$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$V_{yz,d} = 4,25 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -7,60 \text{ kN}$
Esforços actuantes - ELU Permanentes		
$k_{mod} = 0,50$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$V_{z,d} = -0,36 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -0,90 \text{ kN}$

O esforço mais desfavorável é de $V_{v,k} = 7,60 \text{ kN}$. Assim sendo, optou-se por escolher um ligador do tipo “Gigant 120”, fornecida pela empresa “KNAPP-Verbinder.com”. Esta ligação, tem uma resistência característica ao esforço vertical de $R_{v,k} = 12,10 \text{ kN}$. As seguintes figuras foram obtidas directamente pela página da empresa “KNAPP: <http://www.knapp-verbinder.com>”.



Charact. values of load-bearing capacity F_{Rk} [kN]*	
$F_{2,Rk} 12,7 \text{ kN}^*$	GIGANT 120/40 electro galvanized GIGANT 120/40 hot-dip galvanized
$F_{2,Rk} 19,6 \text{ kN}^*$	GIGANT 150/40 electro galvanized GIGANT 150/40 hot-dip galvanized
$F_{2,Rk} 29,8 \text{ kN}^*$	GIGANT 180/40 electro galvanized GIGANT 180/40 hot-dip galvanized

*Charact. load carrying capacity $F_{2,Rk}$ in insertion direction applies only to the use of original KNAPP® cs-screws according to ETA 10/0189. Any liability is excluded if other screws are used as the framework of the European Technical Approval (ETA-10/0189) KNAPP approved screws.

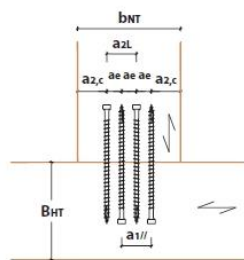
Ligação de ambos os contraventamentos do tabuleiro:

Esforços actuantes - ELU Permanente		
$k_{mod} = 0,70$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$V_{y,z,d} = -4,29 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -7,66 \text{ kN}$
Esforços actuantes - ELU Envolvente		
$k_{mod} = 0,50$	$\gamma_m = 1,25$	$X_k = \gamma_M \frac{X_d}{k_{mod}}$
$V_{z,d} = -0,36 \text{ kN}$		$V_{z,k} = -0,90 \text{ kN}$

Neste caso o esforço mais desfavorável é de $V_{v,k} = -7,66 \text{ kN}$. Como tal, optou-se por escolher uma ligação por parafusos do tipo “VGZ $\varnothing 7$ (L= 180 mm)” de dois pares, fornecida pela empresa “ROTHOBLAAS”. Esta ligação, tem uma resistência característica ao esforço vertical de, $R_{v,k} = 13,33 \text{ kN}$. Nas seguintes figuras pode-se observar a escolha efectuada como também as disposições mínimas da ligação. As figuras foram obtidas directamente pelo catálogo da empresa “ROTHOBLAAS”.

JUNÇÃO EM ÂNGULO RECTO											
d_1 [mm]	L [mm]	S_d [mm]	$H_{pr,inh}$ [mm]	$B_{pr,inh}$ [mm]	$H_{pr,inh}$ [mm]	$b_{pr,inh}$ [mm]		m [mm]	Quantidade de pares	V_{ed} DIN 1052:1988 [kN]	$R_{v,k}$ DIN 1052:2004 [kN]
						Sem furo preliminar	Com furo preliminar				
100	28	95	60	95	70	60	45	1	1,39	2,74	
					110	100		2	2,77	5,49	
					150	130		3	4,16	8,23	
140	48	120	70	120	70	60	59	1	2,38	4,71	
					110	100		2	4,75	9,41	
					150	130		3	7,13	14,12	
180	68	150	85	150	70	60	74	1	3,37	6,67	
					110	100		2	6,73	13,33	
					150	130		3	10,10	20,00	
220	88	180	100	180	70	60	88	1	4,36	8,63	
					110	100		2	8,71	17,25	
					150	130		3	13,07	25,88	

Traçado – 2 ou mais pares:



Distâncias mínimas aconselhadas:

Sem furo preliminar	$a_{1//}$ [mm]	a_{2L} [mm]	$a_{2,c}$ [mm]	a_{90} [mm]	a_e [mm]
VGZ $\varnothing 7$	35	35	28	11	18

Anexo E

Diagramas de esforços dos elementos ao Estado-limite Último

E.1 – Arco 1;

E.2 – Arco 2;

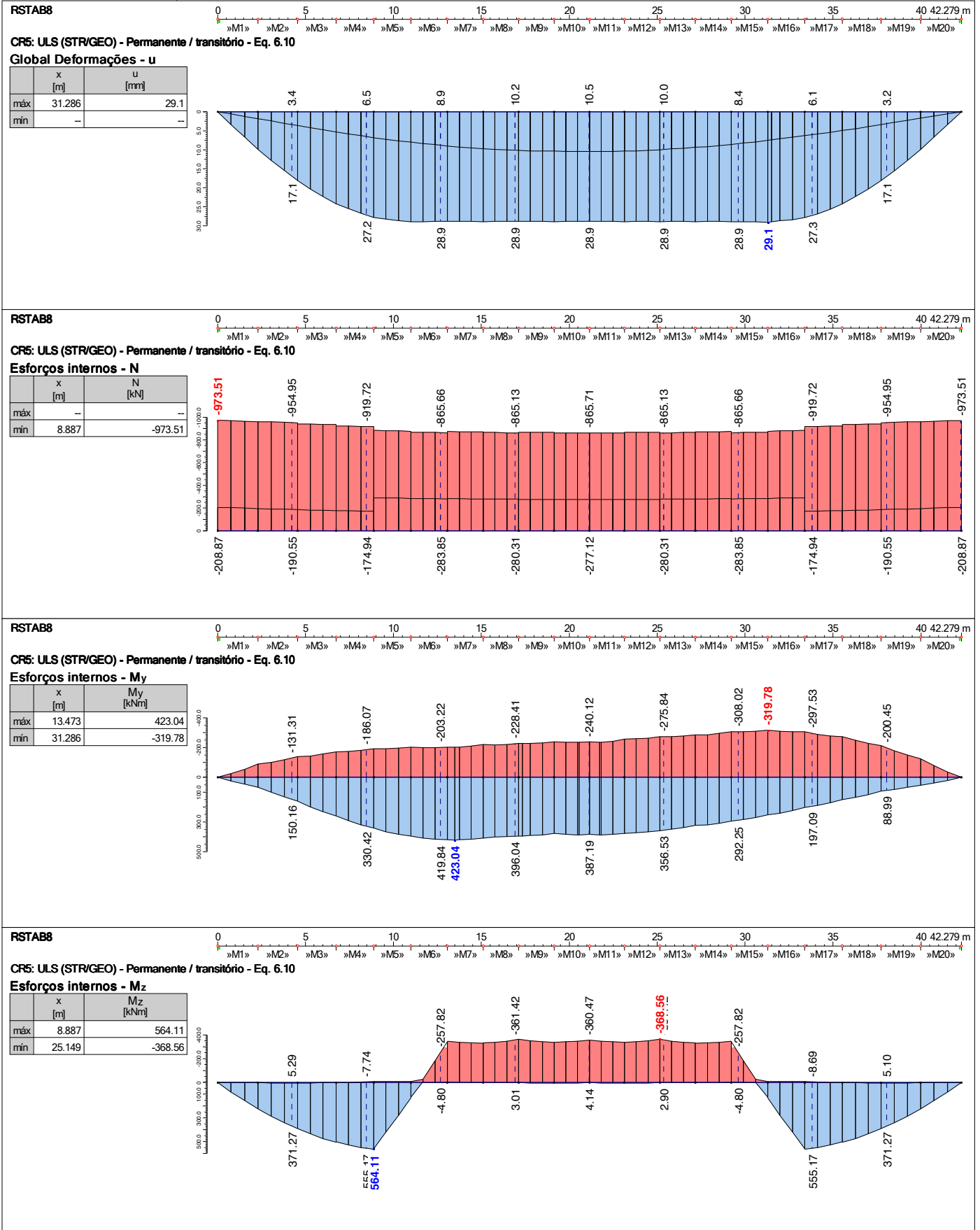
E.3 – Viga principal 1 (Longarina 1);

E.4 – Viga principal 2 (Longarina 2);

E.1 – Arco 1

Projecto: ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE U Modelo: Tese_Modelo_Final

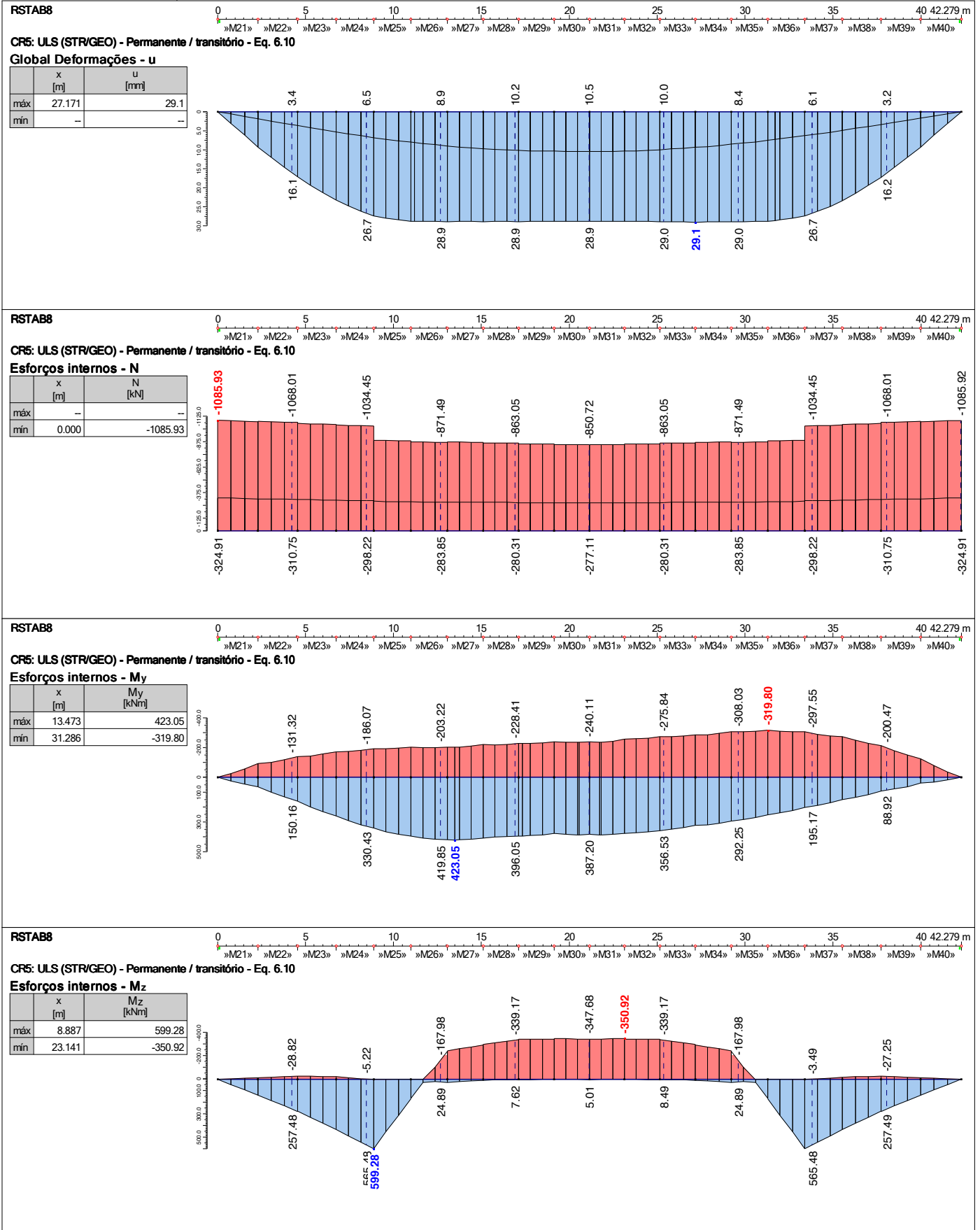
DIAGRAMAS DE RESULTADOS PARA O ARCO 1



E.2 – Arco 2

Projecto: ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE U Modelo: Tese_Modelo_Final

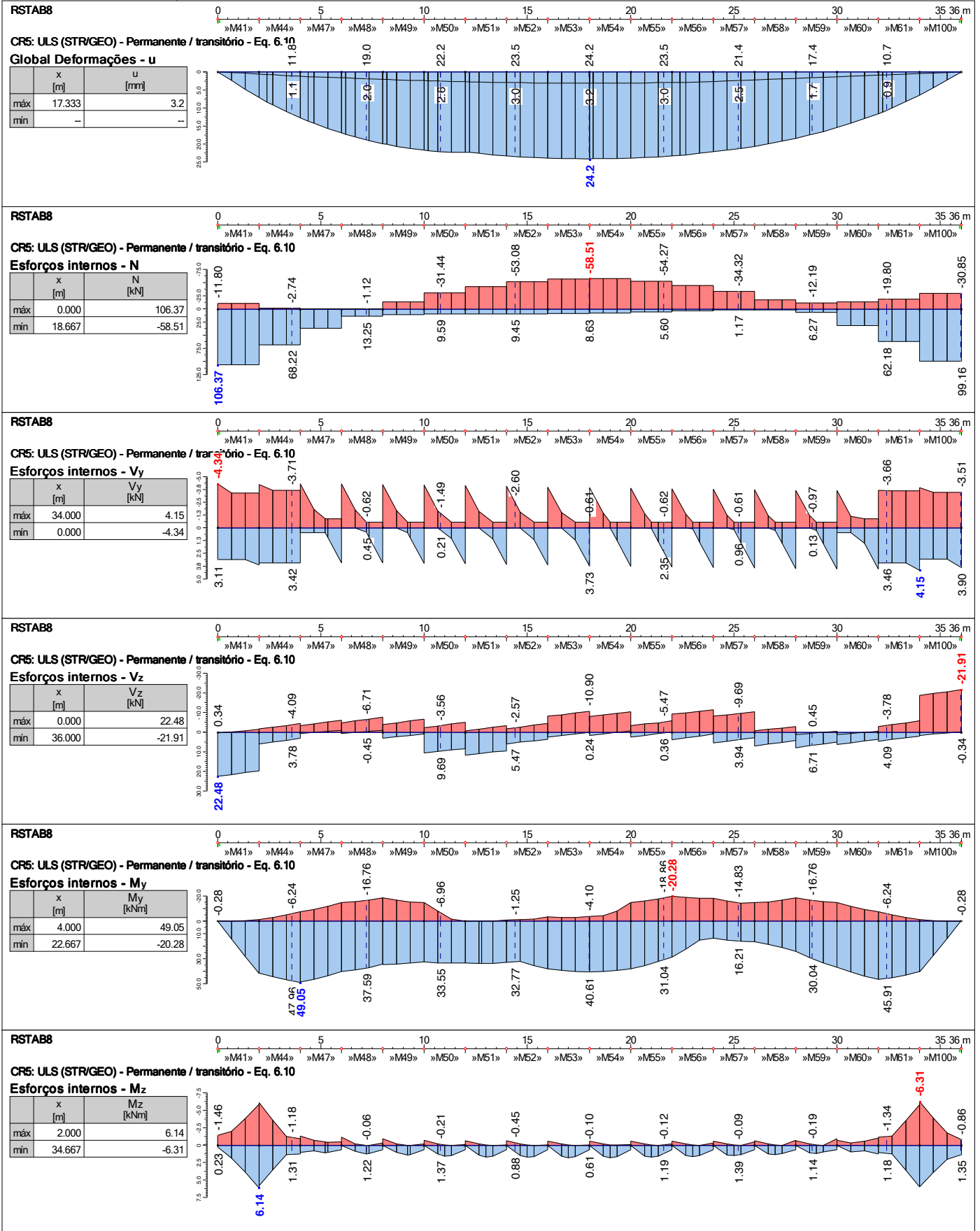
DIAGRAMAS DE RESULTADOS PARA O ARCO 2



E.3 – Viga principal 1 (Longarina 1)

Projecto: ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE L Modelo: Tese_Modelo_Final

DIAGRAMAS DE RESULTADOS PARA A LONGARINA 1



E.4 – Viga principal 2 (Longarina 2)

Projecto: ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE L Modelo: Tese_Modelo_Final

DIAGRAMAS DE RESULTADOS PARA A LONGARINA 2

