



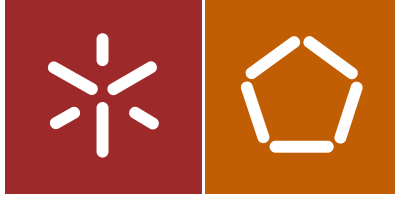
Jorge Filipe Barroso Barros

O passadiço de madeira de Haninge (Suécia).  
Projeto, construção e estudos paramétricos.

Universidade do Minho  
Escola de Engenharia







Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Jorge Filipe Barroso Barros

O passadiço de madeira de Haninge (Suécia).  
Projeto, construção e estudos paramétricos.

Dissertação de Mestrado  
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao  
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do  
Professor Doutor Jorge Manuel Branco  
Professor Doutor Roberto Crocetti

## DECLARAÇÃO

Nome: Jorge Filipe Barroso Barros

Endereço eletrónico: [jorge.barros.94@gmail.com](mailto:jorge.barros.94@gmail.com)

Telemóvel: 00 351 962 392 417

Número do Bilhete de Identidade: 146 673 352

Título da dissertação: O passadiço de madeira de Haninge (Suécia). Projeto, construção e estudos paramétricos.

Orientador: Jorge Manuel Branco e Roberto Crocetti

Ano de conclusão: 2017

Designação do Mestrado: Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Nos exemplares das teses de doutoramento ou de mestrado ou de outros trabalhos entregues para prestação de provas públicas nas universidades ou outros estabelecimentos de ensino, e dos quais é obrigatoriamente enviado um exemplar para depósito legal na Biblioteca Nacional e, pelo menos outro para a biblioteca da universidade respetiva, deve constar uma das seguintes declarações:

1. É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA DISSERTAÇÃO APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE;
2. É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO PARCIAL DESTA DISSERTAÇÃO (indicar, caso tal seja necessário, nº máximo de páginas, ilustrações, gráficos, etc.), APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE;
3. DE ACORDO COM A LEGISLAÇÃO EM VIGOR, NÃO É PERMITIDA A REPRODUÇÃO DE QUALQUER PARTE DESTA TESE/TRABALHO

Universidade do Minho, quarta-feira, 18 de outubro de 2017

Assinatura:

***If the nineteenth century was the century of steel,  
and the twentieth the century of concrete, then  
the twenty-first century is about engineered  
timber.***

Alex de Rijke, Director, dRMM



## **AGRADECIMENTOS**

A elaboração deste trabalho não teria sido possível sem a colaboração, estímulo e empenho de diversas pessoas. Gostaria, por este facto, de expressar toda a minha gratidão e apreço a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para que esta tarefa se tornasse uma realidade.

Agradeço ao Professor Doutor Roberto Crocetti, pelo apoio e pela ajuda que me deu ao facultar-me o seu projeto do passadiço de Haninge construído na Suécia, objeto de estudo nesta dissertação.

Ao meu orientador, o Professor Doutor Jorge Manuel Branco, para quem não há agradecimentos que cheguem. Pela sua dedicação, incentivo, paciência, crítica, compreensão, aprendizagem e competência com que sempre norteou a orientação desta dissertação.

Tendo consciência que sozinho nada disto teria sido possível, agradeço à minha família e em especial aos meus pais, por serem modelos de coragem, pelo seu apoio, incentivo e paciência demonstrados e ajuda na superação dos obstáculos que ao longo desta caminhada foram surgindo. É a eles que dedico este trabalho.

Aos meus amigos, amigas e colegas de mestrado por todo o apoio, incentivo, entusiasmo que sempre manifestaram ao longo deste período e ao longo da minha vida.

À minha namorada por ter caminhado ao meu lado não só na realização desta dissertação, mas também no meu dia-a-dia, pela sua paciência, compreensão e ajuda prestada durante a elaboração da presente dissertação, especialmente por apresentar sempre um sorriso, quando sacrificava os dias, as noites e os fins-de-semana em prol da realização deste estudo.

Por fim, não posso deixar de recordar e agradecer a todos os meus professores, presentes e passados, por despertarem em mim constante paixão pelo conhecimento e a aspiração à sabedoria.

Expresso aqui a minha gratidão a todos aqueles que contribuíram, motivaram e impulsionaram a minha decisão para a elaboração desta dissertação.

Para todos o meu MUITO OBRIGADO.





## **RESUMO**

A presente dissertação tem como principal propósito incentivar a construção de pontes e passadiços pedonais de madeira. Para isso, são apresentados os pontos mais importantes a ter em conta antes, durante e após a construção destas estruturas.

Inicialmente, de forma cronológica, apresenta-se um estudo sobre a evolução histórica das pontes pedonais em madeira no que diz respeito às tipologias estruturais, aos materiais utilizados e à evolução tecnológica. Nesta resenha, sempre que possível, abordam-se os exemplos existentes em Portugal. De seguida, apresenta-se um levantamento das soluções estruturais e dos materiais utilizados nas mais recentes pontes e passadiços pedonais de madeira. Também as normas e as recomendações de projeto disponíveis são analisadas e discutidas.

Depois deste levantamento do estado do conhecimento, é apresentado e descrito o passadiço de Haninge, recentemente construído na Suécia, adotado como caso de estudo desta dissertação. Analisa-se a sua tipologia estrutural, o processo construtivo adotado e o seu comportamento estrutural incluindo a sua resposta dinâmica.

Nesta dissertação é estudado o efeito da utilização de tirantes em V na ligação do arco ao tabuleiro do passadiço de Haninge. Para esta análise foram avaliados diversos parâmetros a ter em conta numa estrutura deste tipo, como os esforços presentes no arco, os modos de vibração e a encurvadura. Para a realização do estudo paramétrico, foram comparados os esforços presentes no arco da estrutura em estudo com uma estrutura de referência, de modo a compreender as vantagens da alteração da geometria dos tirantes. Neste estudo foi incluída a análise do comportamento dinâmico da estrutura e de encurvadura decorrente de ambas as soluções estruturais em estudo.

Como conclusão do estudo paramétrico elaborado, é de referir que a utilização de tirantes em V no passadiço de Haninge traz consideráveis vantagens para o seu comportamento estrutural.

### **PALAVRAS-CHAVE**

Pontes e passadiços pedonais; Estruturas de madeira; Comportamento estrutural; Análise dinâmica e de encurvadura, Geometria dos tirantes



## **ABSTRACT**

The main objective of the present dissertation is to promote the construction of bridges and footbridges in wood. To that end, in this work are indicated the most important issues to be taken into account before deciding to build these structures.

Initially, and chronologically, a study about the historical evolution of footbridges made out of wood is presented. This study concerns itself with the types of structures, the materials used and the technologic evolution.

In this review, whenever possible, reference is made to the existing examples in Portugal.

Then continue by presenting a research carried out about the structural solutions and materials used in the more recent wooden bridges and footbridges. In addition, the regulations and recommendations of the project available are analysed and discussed.

After the research of the state of the art, the Haninge's footbridge, recently built in Sweden, is presented, described and adopted as the case study for this dissertation.

Its structural typology and building process are analysed as well as its dynamic response.

In this dissertation it is studied the application of V shaped fastenings in the connection of the arch to the deck of Haninge's footbridge. For this analysis, several parameters that must be taken into account in a structure of this type were evaluated, such as the strains present in the arch, the vibration modes and the buckling.

For the parametric study to be conducted, the strains present in the arch of the studied structure were compared to those of a reference structure, so as to understand the advantages of changing the geometry of the fasteners.

In this study it is also included the analysis of the dynamic behaviour of the structure and the length of the buckling stemming from both studied structural solutions.

As a conclusion of the conducted parametric study, it should be mentioned that the application of V shaped fastenings in the Haninge's footbridge brings considerable advantages to its structural behaviour.

### **KEYWORDS**

Footbridges; Timber structures; Structural efficiency; Dynamic; Buckling; Hangers geometry



## ÍNDICE

Agradecimentos .....	v
Resumo .....	vii
Abstract .....	ix
Índice .....	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas .....	xvii
Lista de Abreviaturas .....	xix
Capítulo 1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento .....	1
1.2 Motivação .....	2
1.3 Objetivos.....	2
1.4 Organização da dissertação .....	2
Capítulo 2. Estado do conhecimento.....	5
2.1 Evolução histórica .....	5
2.2 Pontes e passadiços pedonais de madeira em Portugal.....	15
2.3 Sistemas estruturais .....	17
2.3.1 Sistema vigado .....	17
2.3.2 Sistema treliçado .....	18
2.3.3 Sistema porticado .....	18
2.3.4 Sistema em arco .....	19
2.3.5 Estrutura atirantada ou suspensa .....	20
2.4 Materiais.....	22
2.4.1 Madeira maciça roliça .....	22
2.4.2 Madeira maciça serrada.....	23
2.4.3 Madeira lamelada colada (MLC) .....	23

2.4.4	Madeira lamelada colada cruzada (MLCC) .....	24
2.5	Normas e recomendações de projeto .....	25
2.6	Agentes deterioradores da madeira.....	27
2.6.1	Agentes atmosféricos.....	27
2.6.2	Agentes Químicos .....	28
2.6.3	Agentes Biológicos .....	28
Capítulo 3.	Caso de estudo - Passadiço de Haninge.....	29
3.1	Descrição do passadiço .....	29
3.2	Tipologia estrutural .....	30
3.3	Elementos estruturais .....	31
3.4	Processo construtivo.....	34
3.5	Comportamento estrutural.....	35
3.5.1	Ação Permanente.....	36
3.5.2	Sobrecarga.....	37
3.5.3	Veículo de serviço .....	38
3.5.4	Ação de frenagem .....	41
3.5.5	Ação do vento .....	41
3.6	Comportamento dinâmico .....	43
Capítulo 4.	Efeito da geometria dos tirantes.....	47
4.1	Estudo paramétrico .....	47
4.2	Comparação de Esforços.....	48
4.2.1	Ação permanente .....	49
4.2.2	Sobrecarga.....	50
4.2.3	Veículo de serviço .....	54
4.3	Comparação do comportamento dinâmico .....	58
4.4	Comparação do comprimento de encurvadura .....	62
Capítulo 5.	Conclusões.....	67
5.1	Considerações finais .....	67
5.2	Desenvolvimentos futuros .....	68
Referências	.....	69
Anexo I – Normas aplicadas a pontes pedonais e passadiços em madeira .....		75

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Estrutura dos abrigos primordiais 40 000 – 10 000 AC (Kuklik, 2008).....	5
Figura 2.2 - Ponte Sublicius (Kuklik, 2008). .....	6
Figura 2.3 - Ponte de Caesar - a) alçado transversal b) alçado superior (Kuklik, 2008). ..	7
Figura 2.4 - Ponte de Trajan (Wikipedia, 2017). .....	7
Figura 2.5 - Réplica da Ponte de Trajan no museu Iron Gates Region Museum (itinerantum, 2017).....	8
Figura 2.6 - a) Projeto da Ponte degli Alpini de Andrea Palladio (Tampone & Funis, 2003) b) Ponte degli Alpini em Bassano del Grappa, Itália (Almate Sponde , 2017). .....	8
Figura 2.7 - a) Ponte sobre o Rio Cismone b) Desenho da “prima inventione” c) Desenho da “seconda inventione” d) Desenho da “terza inventione” (Tampone & Funis, 2003). ..	9
Figura 2.8 - Ponte de Kapellbrücke, em Lucerna, Suíça (Wikimedia, 2017).....	10
Figura 2.9 - Desenhos da Ponte Rhinebridge (Tectónica, 2017). .....	10
Figura 2.10 - Vista da Ponte de Rhinebridge (Wikimedia, 2017).....	11
Figura 2.11 - Ponte de Wettingen (Entwicklungsländerstudien, 2017) .....	11
Figura 2.12 - Ponte pedonal atravessando Hørsholmsvej (Kleppe & Aasheim, 1996)..	12
Figura 2.13 - Ponte em Arco em Roskilde, Dinamarca (Kleppe & Aasheim, 1996) .....	12
Figura 2.14 - Passadiço Stien na Noruega (Kleppe & Aasheim, 1996). .....	12
Figura 2.15 - Ponte Holmen em Nord-Trøndelag, Noruega a) Projeto (Kleppe & Aasheim, 1996) b) estrutura final (Treteknisk, 2017).....	13
Figura 2.16 - Passadiço Råde em Moss, Noruega a) Esboço do passadiço (Treteknisk, 2017) b) estrutura final (Ragnar Fredrik Johansen, 2017) .....	13
Figura 2.17 - a) Esboço da Golden Horn bridge de Leonardo Da Vinci b) Passadiço Leonardo Da Vinci em Oslo, Noruega (Amusing Planet, 2017). .....	14
Figura 2.18 - Ponte de Neumatt em Burgdorf, Suíça a) vista exterior b) vista interior (Ingenta, 2017). .....	14
Figura 2.19 - Ponte de S. Miguel – Gerês; a) Vista geral b) Vista inferior do tabuleiro (Colicapela, 2017) .....	15
Figura 2.20 - Passadiços no Parque da Pasteleira (AFA consult, 2017).....	16

Figura 2.21 - Ponte Pedonal de Góis (Salgado, Branco, Cruz, & Ayala, 2014). .....	16
Figura 2.22 - Ponte Pedonal sobre a Ribeira da Sertã (O nosso rasto, 2017). .....	17
Figura 2.23 – Estrutura composta por vigas simplesmente apoiadas. ....	17
Figura 2.24 – Estrutura com o tabuleiro em madeira lamelada colada com pré-esforço transversal.....	18
Figura 2.25 – Estrutura treliçada. ....	18
Figura 2.26 – Sistema porticado. ....	19
Figura 2.27 – Estrutura com arco superior a) alçado longitudinal b) alçado transversal com 2 arcos c) alçado transversal com 3 arcos d) alçado transversal com 1 arco e) alçado transversal com 3 arcos, dos quais 2 estão inclinados. ....	20
Figura 2.28 - Estrutura com arco intermédio. ....	20
Figura 2.29 - Estrutura com arco inferior. ....	20
Figura 2.30 – Estrutura atirantada .....	21
Figura 2.31 – Estrutura suspensa .....	21
Figura 2.32 - a) Alçado transversal com um mastro no apoio b) Alçado transversal com dois mastros no apoio c) Alçado transversal com três mastros no apoio d) Alçado transversal com um mastro vertical e dois inclinados ligados por uma treliça no apoio e) Alçado transversal com dois mastros ligados por treliças no apoio f) Alçado transversal com três mastros ligados entre si por treliças no apoio. ....	22
Figura 2.33 - Madeira maciça serrada (Edilportale, 2017).....	23
Figura 2.34 - Madeira Lamelada Colada (Madera Estrutural, 2017) .....	24
Figura 2.35 - Madeira lamelada colada cruzada (Voir vert, 2017). ....	25
Figura 2.36 - Fenómeno de secagem rápida numa face da viga (Cost FP 1101, 2017). ....	27
Figura 3.1 - Projeto do passadiço de Haninge.....	30
Figura 3.2 - Componentes estruturais principais do passadiço de Haninge.....	32
Figura 3.3 - Pormenorização das rótulas nos apoios em a) Projeto e b) Executado.....	32
Figura 3.4 - Pormenorização do tabuleiro.....	33
Figura 3.5 - Pormenor da ligação da viga HEB360 com os tirantes em V em a) Projeto e b) Executado. ....	33
Figura 3.6 - Pormenor da treliça de reforço em forma de K. ....	34
Figura 3.7 - Construção do passadiço de Haninge.....	34
Figura 3.8 - Movimentação do passadiço de Haninge. ....	35
Figura 3.9 - Diagrama de esforços axiais para a carga permanente [kN]. ....	36
Figura 3.10 - Diagrama de momentos fletores para a carga permanente [kN.m].....	37
Figura 3.11 - Diagrama de esforços axiais para a sobrecarga em todo o tabuleiro [kN]. ....	37



Figura 3.12 - Diagrama de momentos para a sobrecarga em todo o tabuleiro [kN.m]..	38
Figura 3.13 - Diagrama de esforços axiais para a sobrecarga de modo a obter momentos máximos no arco [kN].....	38
Figura 3.14 - Diagrama de momentos para a sobrecarga de modo a obter momentos máximos no arco [kN.m]. .....	38
Figura 3.15 - Carregamento do veículo de serviço segundo o EN 1991-2 (EN 1991-2:2003, 2010).....	39
Figura 3.16 - Esquema para a obtenção dos valores da carga pontual transversalmente. ....	39
Figura 3.17 - Esquema para a obtenção do carregamento longitudinalmente. ....	40
Figura 3.18 - Diagrama de esforços axiais para o veículo de serviço [kN].....	40
Figura 3.19 - Diagrama de momentos para o veículo de serviço[kN.m]. ....	40
Figura 3.20 - Modo de vibração 1 ( $f=1.072$ Hz; $T=0.933$ s): a) alçado longitudinal; b) vista transversal 3D e c) vista longitudinal 3D .....	44
Figura 3.21 - Modo de vibração 3 ( $f=2.292$ Hz; $T=0.436$ s): a) alçado longitudinal; b) vista transversal 3D e c) vista longitudinal 3D .....	44
Figura 3.22 - Modo de vibração 5 ( $f=3.786$ Hz; $T=0.264$ s): a) alçado longitudinal; b) vista transversal 3D e c) vista longitudinal 3D .....	45
Figura 4.1 - Modelo estrutural do a) Passadiço de Haninge e do b) Passadiço de comparação.....	47
Figura 4.2 - Diagramas de esforços axiais para a carga permanente no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN]. ....	49
Figura 4.3 - Diagramas de momentos fletores para a carga permanente no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN.m]. ....	50
Figura 4.4 - Diagramas de esforços axiais para a ação sobrecarga no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN]. ....	51
Figura 4.5 - Diagramas de momentos fletores para a ação da sobrecarga no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN.m]. ....	52
Figura 4.6 - Diagramas de esforços axiais para a ação da sobrecarga aplicada até 11.164 m no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN].....	53
Figura 4.7 - Diagramas de momentos fletores para a ação da sobrecarga aplicada até 11.164 m no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN.m]. ....	54
Figura 4.8 - Diagramas de esforços axiais para a ação do veículo de serviço 1 no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN].....	55
Figura 4.9 - Diagramas de momentos fletores para a ação do veículo de serviço 1 no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN.m]. ....	56
Figura 4.10 - Diagramas de esforços axiais para a ação do veículo de serviço 2 no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN].....	57
Figura 4.11 - Diagramas de momentos fletores para a ação do veículo de serviço 2 no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN.m]. ....	58

Figura 4.12 - Primeiros seis modos de vibração e respectivas frequências naturais e períodos do passadiço de Haninge. ....	59
Figura 4.13 - Primeiros seis modos de vibração e respectivas frequências naturais e períodos do passadiço de comparação. ....	60
Figura 4.14 - Primeiros três modos de rotura por encurvadura e respetivos fatores críticos relativos ao comprimento de encurvadura para o passadiço de Haninge. ....	64
Figura 4.15 - Primeiros três modos de rotura por encurvadura e respetivos fatores críticos relativos ao comprimento de encurvadura para o passadiço de comparação. ....	65

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Normas aplicadas à madeira maciça roliça. ....	23
Tabela 2 - Normas aplicadas à madeira maciça serrada. ....	23
Tabela 3 - Ações consideradas no estudo do passadiço. ....	35
Tabela 4 - Ações permanentes. ....	36
Tabela 5 - Intervalos de frequência regulamentados [Hz]. ....	43
Tabela 6 - Verificação dos limites das frequências de vibração [Hz] para o passadiço de Haninge. ....	45
Tabela 7 - Casos de carga utilizados para a comparação dos esforços. ....	49
Tabela 8 - Esforços axiais máximos e mínimos [kN] para a ação permanente. ....	50
Tabela 9 - Momentos fletores máximos e mínimos [kN.m] para a ação permanente. ....	50
Tabela 10 - Esforços axiais máximos e mínimos [kN] para a ação sobrecarga. ....	51
Tabela 11 - Momentos fletores máximos e mínimos [kN.m] para a ação sobrecarga. ..	52
Tabela 12 - Esforços axiais máximos e mínimos [kN] para a ação sobrecarga até 11.164 m. ....	53
Tabela 13 - Momentos fletores máximos e mínimos [kN.m] para a ação sobrecarga até 11.164 m. ....	54
Tabela 14 - Esforços axiais máximos e mínimos [kN] para a ação do veículo de serviço 1. ....	55
Tabela 15 - Momentos fletores máximos e mínimos [kN.m] para a ação do veículo de serviço 1. ....	56
Tabela 16 - Esforços axiais máximos e mínimos [kN] para a ação do veículo de serviço 2. ....	57
Tabela 17 - Momentos fletores máximos e mínimos [kN.m] para a ação do veículo de serviço 2. ....	58
Tabela 18 – Verificação dos limites das frequências de vibração [Hz]. ....	61
Tabela 19 - Resumo dos fatores de redução relativos ao comprimento de encurvadura. ....	63



## **LISTA DE ABREVIATURAS**

AC	--	Antes de Cristo
CLT	--	Cross laminated timber (Madeira lamelada colada cruzada)
DC	--	Depois de Cristo
EC	--	Eurocódigo
EN	--	European Norm (Norma Europeia)
f	--	Frequência de vibração
GLT	--	Glued laminated timber (Madeira lamelada colada)
NP	--	Norma Portuguesa
T	--	Período de vibração









## **Capítulo 1.**

### **INTRODUÇÃO**

#### **1.1 ENQUADRAMENTO**

As pontes e os passadiços de madeira foram provavelmente das primeiras obras de Engenharia a serem erigidas pelo homem para facilitar a travessia sobre rios e vales. A sua utilização acompanhou a evolução da Humanidade e está presente em todas as diferentes etapas da História. Contudo, poucas são aquelas que resistiram às catástrofes naturais, ao envelhecimento e à evolução da sociedade. Mas aquelas que o conseguiram, que ainda persistem um pouco por todo o globo, são excelentes exemplos da complexidade e das performances que uma estrutura de madeira pode apresentar.

Depois do Homem sair das cavernas, a madeira tornou-se o material mais utilizado na construção de casas e das demais construções que foram acompanhando a evolução da Humanidade. No entanto, com a revolução industrial e o aparecimento do betão e depois do aço, e com a invenção do betão armado, a construção em madeira caiu em declínio. Estes novos materiais tornaram-se mais baratos, mais fáceis de utilizar, menos exigentes quanto à mão de obra e, mais propícios ao desenvolvimento tecnológico e produtivo que então surgiu. Em consequência deste abandono, perdeu-se o conhecimento, a capacidade de construir tais estruturas de madeira. Em Portugal, por exemplo, assiste-se a um renascer no interesse nas estruturas de madeira. Mas na verdade até muito recentemente, as estruturas de madeira estavam limitadas a algumas construções de carácter provisório e de exigência estrutural reduzida. Este renascimento deve-se em particular ao aparecimento no nosso mercado de alguns derivados da madeira como é o caso da madeira lamelada colada (MLC), da madeira lamelada colada cruzada (MLCC) e da madeira micro laminada colada (MLC).

Pelo contrário, em países do Centro e Norte da Europa, como são exemplos a Escandinávia, Alemanha e a Suíça, nunca houve um abandono significativo das construções em madeira. Aí a construção com madeira continuou a ter um papel importante. Nestes países existem várias estruturas de madeira que são emblemáticas pela sua complexidade estrutural e material pela sua estética, pelas tecnologias utilizadas, etc.. Pelo que é comum encontrar-se pontes e passadiços de madeira um pouco por toda a Europa. O mesmo não sucede em Portugal, onde os exemplos de pontes e passadiços de madeira restringem-se a alguns exemplos recentes, de vão curtos, de utilização lúdica e na maioria das vezes, construídas por razões estéticas. Por outro lado, hoje em dia, a madeira é já vista pelo mercado nacional como um material interessante na implementação de uma construção sustentável e ecológica, com grande apetência para a

reabilitação e para a construção nova de coberturas de grande vão como são os pavilhões e as piscinas.

## **1.2 MOTIVAÇÃO**

A escolha deste tema prende-se com o facto de poder estudar em detalhe um projeto de um passadiço de construção recente, contribuindo para a comunidade científica de forma a que seja equacionada a hipótese da utilização da madeira como material estrutural de pontes pedonais e passadiços.

Além disso, constatou-se que em Portugal existe uma reduzida aplicação de pontes pedonais e passadiços em madeira e que a maioria das existentes são de pequena ou média envergadura, embora existam algumas pontes pedonais com envergadura considerável.

Este trabalho pretende sensibilizar os municípios e entidades privadas para a construção de estruturas em madeira, uma vez que é um material sustentável, ecológico e preservador do meio ambiente. Fatores estes muito importantes neste tipo de construções. Cada vez mais, as pessoas procuram encontrar materiais nobres e que tenham um impacto ambiental baixo, de forma a não prejudicar o nosso planeta.

Por fim, desenvolver um tema na área das madeiras, permite aprender mais sobre a construção em madeira, incentivando à sua crescente utilização.

## **1.3 OBJETIVOS**

Os principais objetivos desta dissertação são o estudo de um passadiço em madeira recentemente construído na Suécia. A possibilidade de ter acesso ao seu projeto original e de recolher informação sobre o seu processo construtivo, garantidos pelo facto do co-orientador ser o projetista desta estrutura, são aliciantes que ajudam a definir os objetivos deste trabalho.

A estrutura tem a particularidade de apresentar os tirantes que ligam o tabuleiro ao arco em forma de V, o que é uma novidade relativamente a todos os exemplos anteriores que utilizam tirantes verticais. Esta decisão do projetista necessita de ser comprovada e justificada com estudos mais detalhados. Deste modo, a presente dissertação pretende perceber de que forma o efeito da geometria dos tirantes altera a resposta do passadiço. Para o efeito, compara-se o seu comportamento com uma estrutura de referência, onde os tirantes são verticais. Nesta análise, para além da comparação ao nível dos esforços instalados na estrutura, analisa-se o comportamento dinâmico e os fenómenos de 2ª ordem, nomeadamente, o comprimento de encurvadura.

Com esta dissertação, ao apresentar e analisar em detalhe o projeto e construção de um passadiço de madeira, pretende-se assim contribuir para a promoção das estruturas de madeira, e em particular, incentivar a construção de passadiços ou pontes pedonais em madeira, não só por razões estéticas e/ou ecológicas, mas pelo comportamento estrutural que estas estruturas podem possuir.

## **1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A dissertação é constituída por cinco capítulos, incluindo este capítulo de Introdução.

O Capítulo 2 intitulado de estado do conhecimento tem como objetivo expor a evolução histórica da construção de pontes e passadiços pedonais de madeira, apresentando diversas pontes pedonais e passadiços de forma a demonstrar as inovações que foram surgindo ao longo dos tempos, assim como apresentar pontes e passadiços de madeira em contexto nacional. Ainda neste Capítulo apresentamos as tipologias possíveis a aplicar, as tipologias de madeira e alguns dos seus derivados; um levantamento das normas e recomendações de projeto disponíveis para este tipo de estruturas; e, por fim, referimos algumas recomendações para as patologias verificadas em estruturas de pontes e passadiços e quais os métodos para as combater.

No Capítulo 3, apresenta-se a estrutura do passadiço de Haninge, adotado como caso de estudo. Neste capítulo descreve-se o passadiço, a tipologia estrutural, os elementos estruturais, o faseamento construtivo, o comportamento estrutural e o comportamento dinâmico da mesma. A descrição do passadiço serve para expor dados gerais acerca da estrutura, como a localização do projeto, as condicionantes do local e os materiais aplicados. Posteriormente, é apresentada a tipologia estrutural onde apresentam-se as vantagens da construção de pontes em arco. É ainda feita uma análise aos elementos estruturais apresentando alguns pormenores construtivos e apresentado o processo construtivo aplicado. Este capítulo é finalizado com a exposição do comportamento estrutural do passadiço apresentando as ações aplicadas a passadiços ou pontes pedonais e o comportamento dinâmico da estrutura apresentando os seis primeiros modos de vibração.

No Capítulo 4 é levado a cabo o estudo do efeito da geometria dos tirantes em V de modo a conhecer-se quais as vantagens na aplicação desta geometria. Foram comparados os esforços axiais e os momentos fletores induzido no arco, o comportamento dinâmico das duas estruturas e a comparação do comprimento de encurvadura de ambas as estruturas.

No Capítulo 5 são apresentadas as considerações finais que se traduzem nos resultados e nas conclusões identificadas com a realização deste trabalho. É também aqui que são apresentadas algumas recomendações para desenvolvimentos futuros.



## Capítulo 2. ESTADO DO CONHECIMENTO

No presente capítulo apresenta-se a evolução histórica das pontes e passadiços de madeira, desde a pré-história à atualidade, analisando de uma forma breve os mais importantes exemplos. Nesta síntese, destaca-se a evolução das tipologias estruturais utilizadas na materialização destas estruturas, discutindo o seu comportamento, eficiência e os materiais empregues. Numa segunda fase, analisa-se a principal norma de projeto disponível, nomeadamente o Eurocódigo 5, e algumas recomendações de projeto distribuídas por diversas publicações científicas e técnicas. Apresentam-se ainda as normas referentes aos diferentes derivados da madeira com maior potencial de uso em pontes e passadiços pedonais de madeira. Por fim, apresenta-se e discute-se o estado de conservação de algumas pontes e passadiços de madeira, analisando as atuais recomendações para a durabilidade, preservação e tratamento destas estruturas.

### 2.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA

A madeira foi desde sempre um material disponível na natureza. No início da civilização foi utilizado como material para construir abrigos (Figura 2.1).

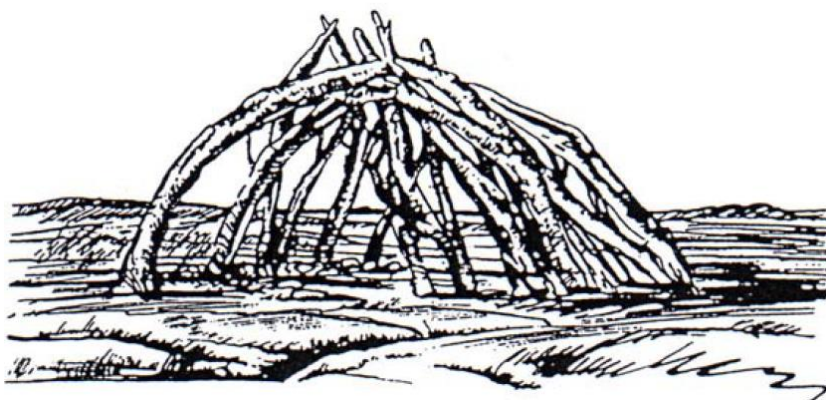


Figura 2.1 - Estrutura dos abrigos primordiais 40 000 – 10 000 AC (Kuklik, 2008).

As primeiras formas de casas em madeira remontam a 120 000 – 40 000 AC. Com o desenvolvimento da humanidade, a construção foi evoluindo assim como os métodos e os materiais aplicados. Neste processo evolutivo apareceram as pontes de madeira. Inicialmente estas pontes eram meros troncos de árvores deitados de modo a ser possível trespassar o vale ou rio. O primeiro registo de uma ponte de madeira remonta a 600 AC.

Nesta altura, os construtores necessitavam de ter um vasto conhecimento nas formas estruturais e nas propriedades da madeira de modo a realizarem estruturas que durassem diversos anos, assim como nos dias de hoje.

Infelizmente, é reduzido o número de pontes e passadiços de madeira construídas na antiguidade que sobreviveram até aos nossos dias. As primeiras pontes construídas pelos romanos eram pontes de carácter muito simples, construídas com fundações em estacas e um tabuleiro constituído por diversas vigas, como é possível ver na Figura 2. A estes tipos de estrutura dá-se a designação de pontes porticadas. Um exemplo é a ponte construída no tempo de *Ancus Marcius* (640 – 610 AC) e que sobreviveu até ao tempo de *Constantine* (306 – 337 DC). Durante este período foi reparada com regularidade e esteve de pé cerca de 900 anos (Kuklik, 2008).

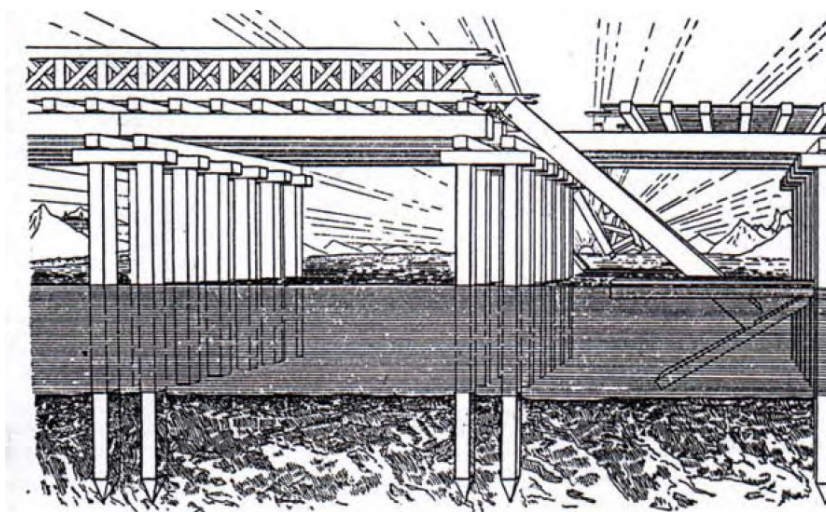


Figura 2.2 - Ponte *Sublicius* (Kuklik, 2008).

Ainda na época Romana, mas já sobre o comando de *Julius Caesar*, foi projetada e construída uma ponte sobre o Rio Reno, vista como essencial para o alargamento do império. Foi uma obra bastante emblemática, pois a zona do rio a atravessar era bastante larga (cerca de 400m) e não havia conhecimento da forma do leito do rio. No projeto da ponte foi tida em conta a força das águas do rio e para evitar o desmoronamento da mesma, os pilares foram colocados como estacas inclinadas para assim possuírem alguma resistência ao arrancamento. O tabuleiro foi executado com recurso a vigas longitudinais, que por sua vez estavam apoiadas em vigas transversais e estas transmitiam os esforços aos pilares. Estamos perante uma estrutura porticada, mas com disposição diferente dos elementos estruturais equiparando com a ponte referida anteriormente (Kuklik, 2008).

O Arquiteto *Andrea Palladio* publicou um tratado de arquitetura (1570) com o nome de "*I quattro libri dell'architettura*" (Os quatro livros de arquitetura). Neste tratado *Andrea Palladio* faz uma interpretação de diversas pontes. A ponte sobre o rio Reno é uma das interpretadas por este arquiteto (Tampone & Funis, 2003)

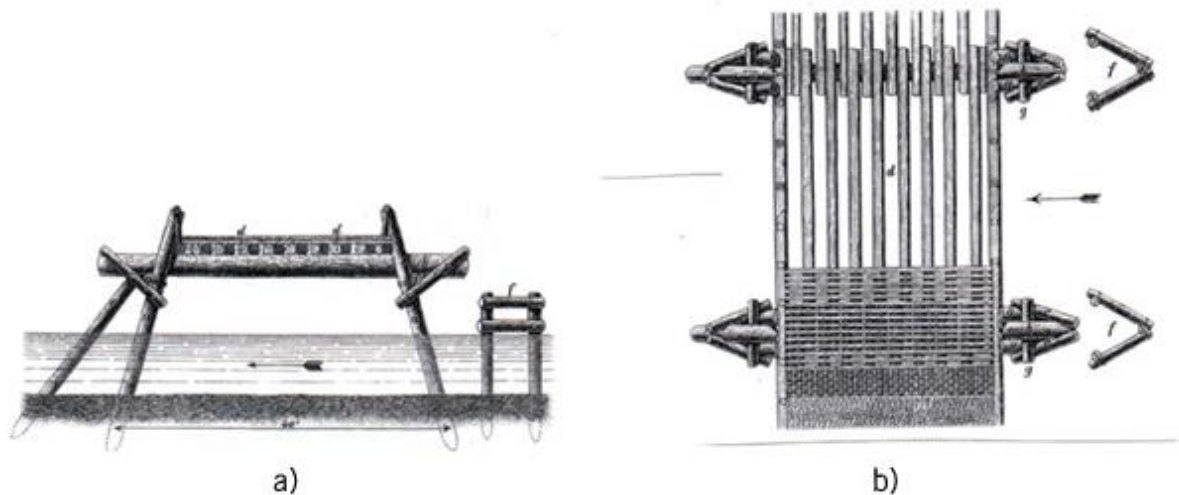


Figura 2.3 - Ponte de Caesar - a) alçado transversal b) alçado superior (Kuklik, 2008).

Posteriormente, no tempo do Imperador Trajan em 104 DC, foi construída uma ponte que atravessa o rio Danúbio. Esta é constituída por 20 pilares com 45 m de altura e unidos por arcos de madeira de 52 m de vão. Pelos dados históricos de pontes, esta foi a primeira ponte executada com recurso a arcos de madeira. A construção desta ponte representa uma enorme evolução na engenharia da madeira e na sua utilização estrutural. Esta foi uma construção de elevada envergadura para a época. Os pilares foram executados em pedra. A ponte ficou conhecida como Ponte de Trajan (Figura 2.4).

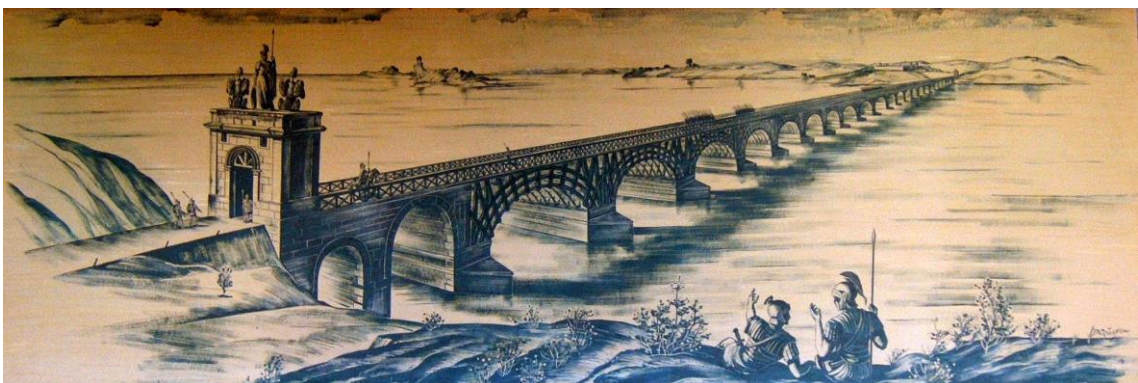


Figura 2.4 - Ponte de Trajan (Wikipedia, 2017).

Os arcos são constituídos por uma malha de elementos de madeira para conferir estabilidade e resistência à ponte. Como é possível ver mais claramente na Figura 2.5, os arcos são formados por 3 vigas arqueadas longitudinalmente e são ligadas por elementos verticais e horizontais.

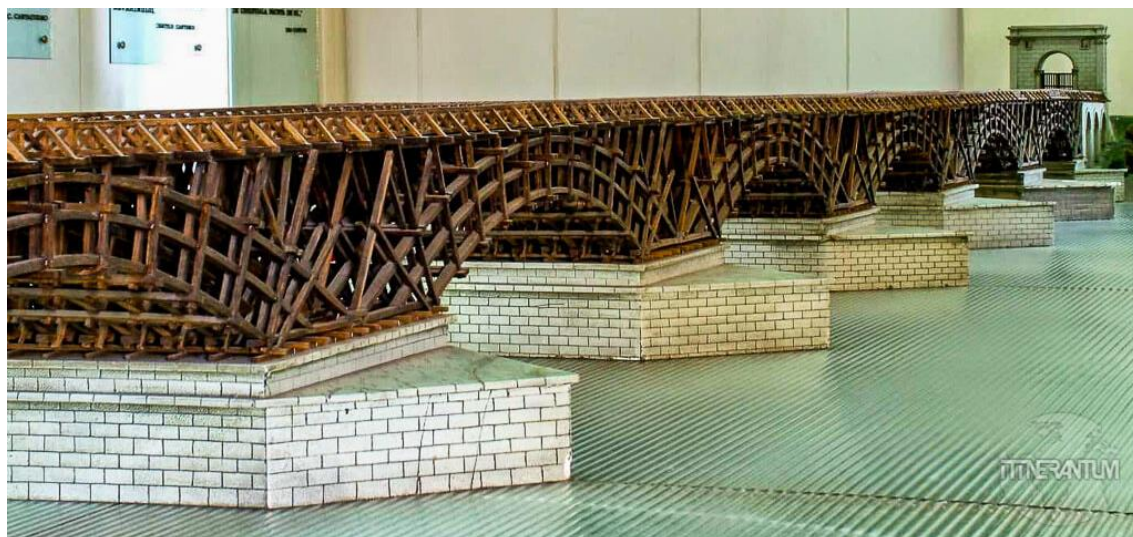


Figura 2.5 - Réplica da Ponte de Trajan no museu Iron Gates Region Museum (itinerantum, 2017).

*Andrea Palladio* projetou a famosa ponte de madeira sobre o rio Brenta em Bassano del Grappa, Itália, que ainda hoje se encontra em serviço e é conhecida como Ponte degli Alpini. Na Figura 2.6 é representado o projeto desta ponte e o estado atual da mesma. Esta ponte tem um sistema estrutural tipo pórtico com 5 vãos e com um desenvolvimento total de 58 m.

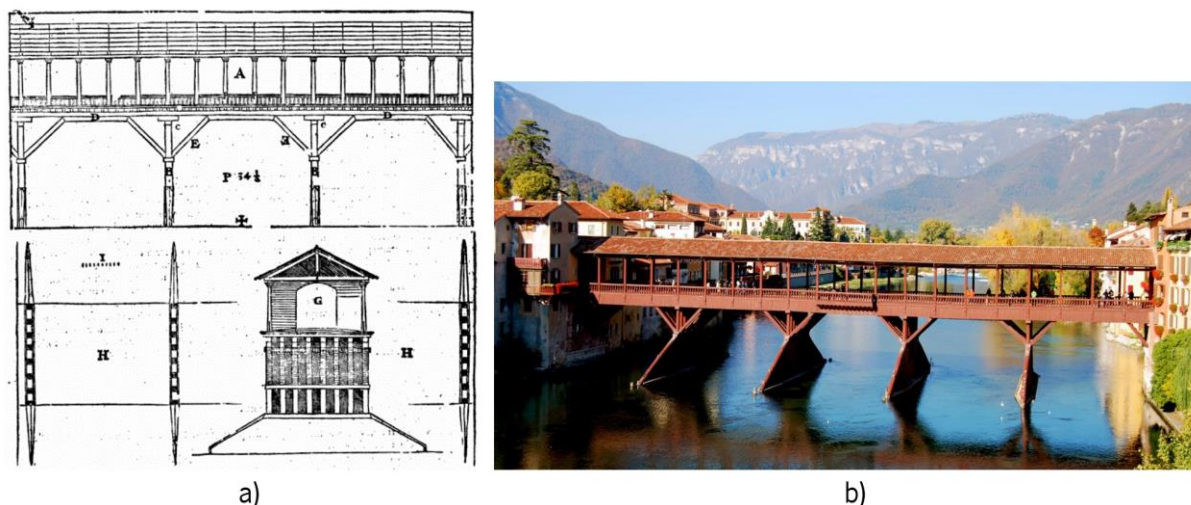


Figura 2.6 - a) Projeto da Ponte degli Alpini de *Andrea Palladio* (Tampone & Funis, 2003) b) Ponte degli Alpini em Bassano del Grappa, Itália (Almate Sponde, 2017).

O arquiteto italiano *Andrea Palladio* no seu tratado realiza interpretações de certas pontes contruídas em madeira, como a Ponte de *Caesar* (Figura 2.3). Neste tratado descreve e elabora algumas alternativas para uma ponte com 30 m de vão construída por volta de 1550 sobre o rio *Cismone* no Nordeste de Itália. A ponte existente (Figura 2.7a) era formada por uma treliça de carácter simples e um tabuleiro com vigas transversais que transferiam as cargas do piso para a treliça. Com base na estrutura existente, *Andrea Palladio* cria alternativas, que são chamadas por ele de “*invenzione*”, todas elas têm por base estruturas treliçadas, porém a disposição e o comportamento dos elementos estruturais diferem.



A “*prima inventione*” (Figura 2.7b) é composta por uma treliça com maior número de elementos e tem um tabuleiro relativamente complexo. A grande inovação feita por *Palladio* nesta alternativa diz respeito ao processo construtivo, pois propõe que a ponte seja construída sem elementos auxiliares, como pilares ou estruturas de suporte temporárias. Para que este processo seja possível, o tabuleiro necessita de ter uma configuração mais complexa de modo a suportar as cargas da estrutura até à sua união a meio vão. Relativamente à “*seconda inventione*” (Figura 2.7c), *Palladio* propõe uma treliça geometricamente diferente com elementos cruzados e juntos aos apoios, adiciona uma viga inclinada de forma a transferir as cargas para os apoios. E por fim, no que diz respeito à “*terza inventione*” (Figura 2.7d), *Palladio* introduz aqui o conceito de ponte treliçada em forma de arco. Acontece, porém, que este formato de estrutura já tinha sido implementado na ponte de Trajan. No entanto, a disposição dos elementos estruturais nesta invenção é distinta, uma vez que *Palladio* propõe que as vigas que formam o arco sejam ligadas por elementos verticais e elementos cruzados.

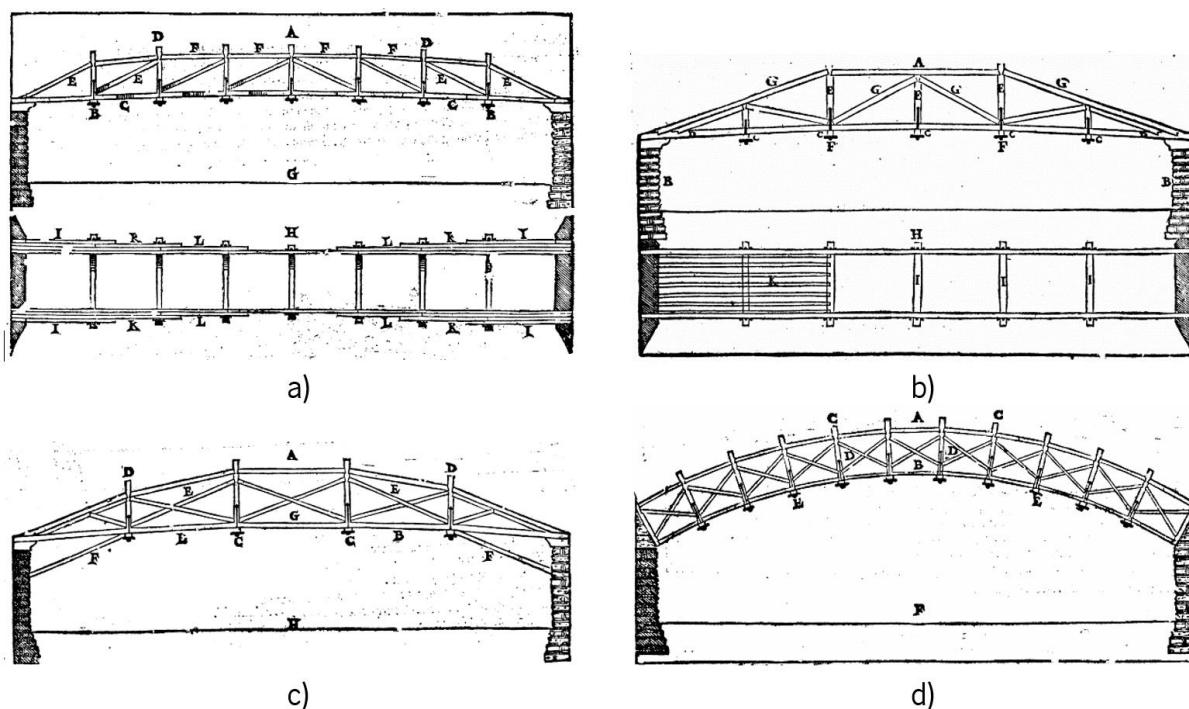


Figura 2.7 - a) Ponte sobre o Rio Cismone b) Desenho da “*prima inventione*” c) Desenho da “*seconda inventione*” d) Desenho da “*terza inventione*” (Tampone & Funis, 2003).

A ponte de Kapellbrücke representada na Figura 2.8 é uma das pontes de madeira mais antigas da Europa e ainda continua em serviço, em Lucerna, Suíça. Esta ponte foi construída em 1333 e a última reconstrução data de 1994, em consequência de um incêndio devastador. Quando a ponte foi construída em 1333 tinha um comprimento total de 285 m, mas após o incêndio e com a sua reconstrução, este foi reduzido para 204 m. Atualmente é constituída por 26 vãos, sendo estes de 7.65 m de comprimento médio e 13.4 m de vão máximo. A tipologia estrutural porticada utilizada nesta ponte tem vindo a ser aplicada desde a Ponte *Sublicius*. Relativamente à composição estrutural da ponte de Kapellbrücke, esta é constituída por pilares-estaca e vigas transversais de madeira de carvalho. As vigas suportam as cargas dos 26 vãos da ponte e transmitem essas cargas para os pilares-estaca que estão cravados no leito do rio Reuss (Partov, et al., 2016).



Figura 2.8 - Ponte de Kapellbrücke, em Lucerna, Suíça (Wikimedia, 2017).

A Rhinebridge é uma das pontes em madeira mais conhecida no mundo, projetada pelo carpinteiro Hans Ulrich Grubenmann. Foi construída entre 1755 e 1758 e está localizada em Schaffhausen, Suíça, sobre o Rio Reno. O projeto desta ponte consistia num único vão de 119 m, sem apoios centrais, mas surgiu um problema posto pelas autoridades competentes naquela época que forçaram a que a ponte fosse construída com 2 vãos, como está representado na Figura 2.9. Assim sendo, os vãos da ponte ficaram com 52 m e com 58.80 m. A estrutura, em madeira de abeto, era composta por treliças e escoras inclinadas na zona dos apoios para ajudar a suportar as cargas (Ceraldi & Ermolli, 2003). Na Figura 2.10 é possível ver a estética final da ponte.

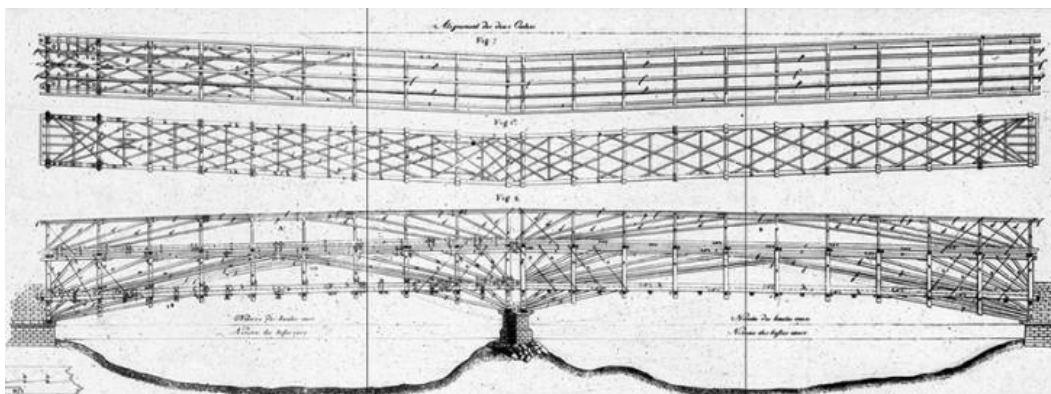


Figura 2.9 - Desenhos da Ponte Rhinebridge (Tectónica, 2017).

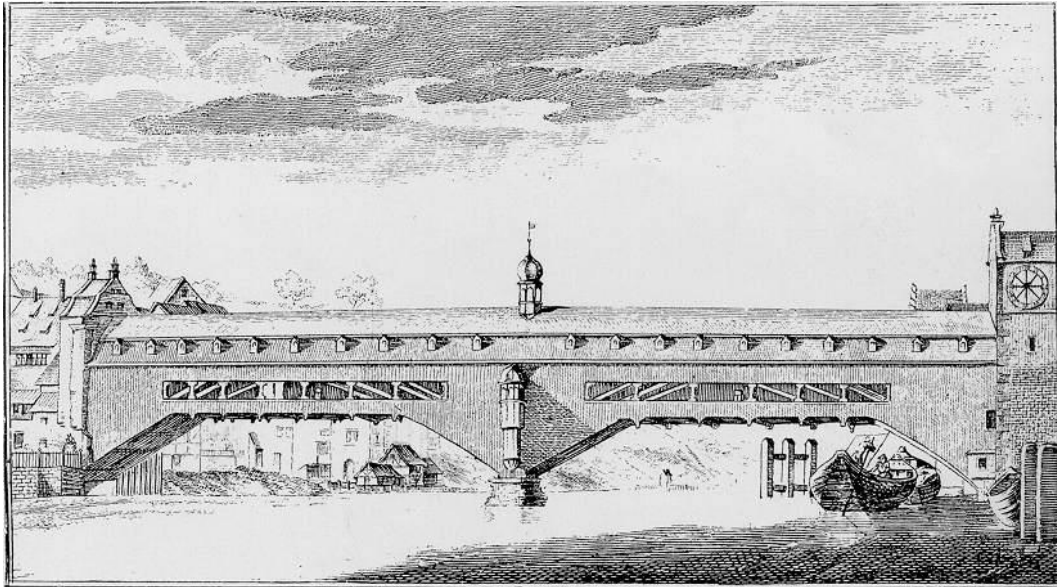


Figura 2.10 - Vista da Ponte de Rhinebridge (Wikimedia, 2017).

Por volta de 1766, os irmãos Hans Ulrich e Johannes, construíram a ponte Wettingen (Figura 2.11). Esta ponte tinha 61 m de vão e era sobre o Rio Limmat perto de Zurique, Suíça. Nesta ponte existe uma grande inovação no sistema estrutural, porque para a construção dos dois arcos da ponte utilizaram diversas lamelas de madeira confinadas com cintas metálicas. As cintas metálicas tinham um comprimento de 7.5 m. Foi assim possível construir duas vigas com o desenvolvimento necessário para o arco da ponte, uma vez que conseguiam emendar as lamelas. Acredita-se que seja a primeira ponte construída em arco de madeira lamelado.

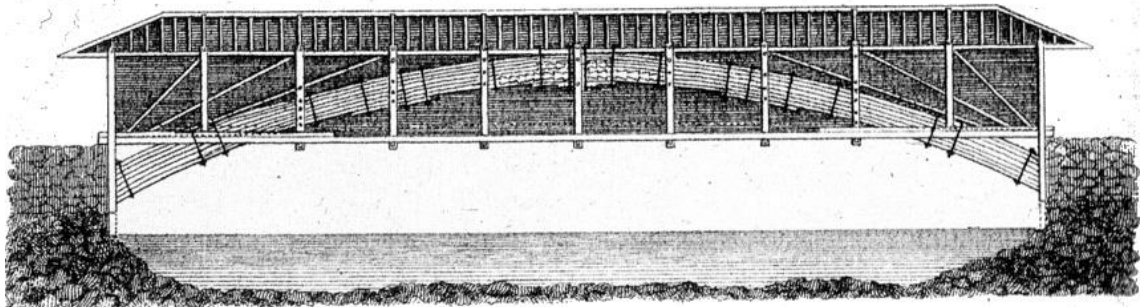


Figura 2.11 - Ponte de Wettingen (Entwicklungsländerstudien, 2017)

Com a demonstração das capacidades da madeira pelos irmãos Grubenmann, e mesmo apesar destas pontes terem sido destruídas mais tarde, estes influenciaram os projetistas de toda a Europa (Partov, et al., 2016).

A seguinte ponte, representada na Figura 2.12, está localizada na Dinamarca e foi construída como ponte temporária em 1955, mas ainda se encontra em funcionamento. Tem uma tipologia estrutural porticada com um comprimento total de 39 m, sendo que está apoiada em 3 pilares intermédios, possuindo assim 4 vãos e tendo um vão máximo de 11.6 m.

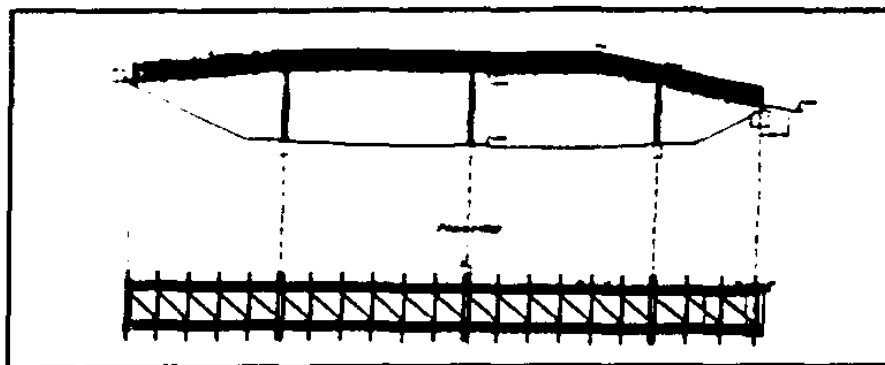


Figura 2.12 - Ponte pedonal atravessando Hørsholmsvej (Kleppe & Aasheim, 1996).

Ainda na Dinamarca, em Roskilde, há uma ponte pedonal em arco finalizada em 1995, com um vão total de 35.8 m e 4.0 m de largura de tabuleiro. A principal estrutura que suporta os carregamentos é constituída por 2 arcos de madeira lamelada colada (MLC) com um comprimento total de 32.4 m, um raio de curvatura de 25 m e com uma secção transversal de 300 mm x 1000 mm. O tabuleiro é suportado por vigas longitudinais em madeira maciça que transferem as cargas para vigas transversais de MLC e que por sua vez, transferem as cargas para o arco (Kleppe & Aasheim, 1996). Esta ponte encontra-se representada na Figura 2.13.

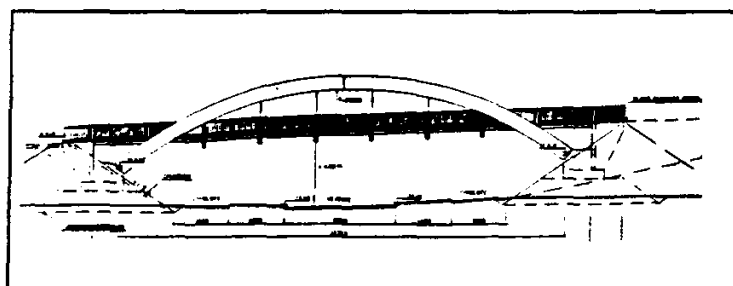


Figura 2.13 - Ponte em Arco em Roskilde, Dinamarca (Kleppe & Aasheim, 1996)

Na Noruega, existe o Passadiço Stien, representado na Figura 2.14, sobre uma autoestrada localizado a 15 km para sul de Stavanger. Foi construído em 1993 e é composto por dois arcos inferiores em MLC. Tem um comprimento total de 31 m e os arcos suportam um vão de 24. O tabuleiro de 3.4 m de largura total possui uma largura de 3 m para os peões foi construído em madeira (Kleppe & Aasheim, 1996).

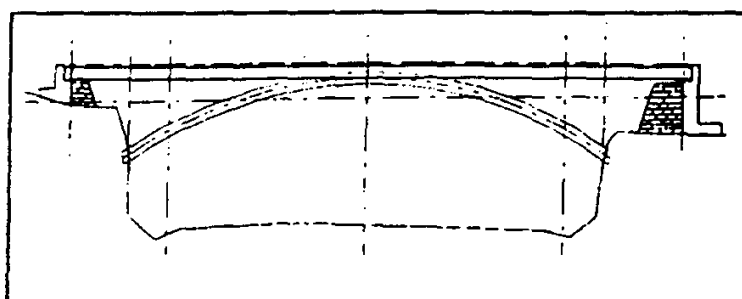


Figura 2.14 - Passadiço Stien na Noruega (Kleppe & Aasheim, 1996).

Ainda na Noruega, existe uma ponte pedonal em arco sobre o rio Namsen em Nord-Trøndelag construída em 1994. A ponte tem um desenvolvimento total de 60 m e é composta por 2 arcos de MLC com 40 m de vão. Os arcos estão mais próximos no seu

topo, ou seja, estão ligeiramente inclinados. O tabuleiro é suportado pelo arco com tirantes de aço e tem 3 m úteis para os peões (Kleppe & Aasheim, 1996). Na Figura 2.16 está representado um alçado da ponte e uma vista final da construção.

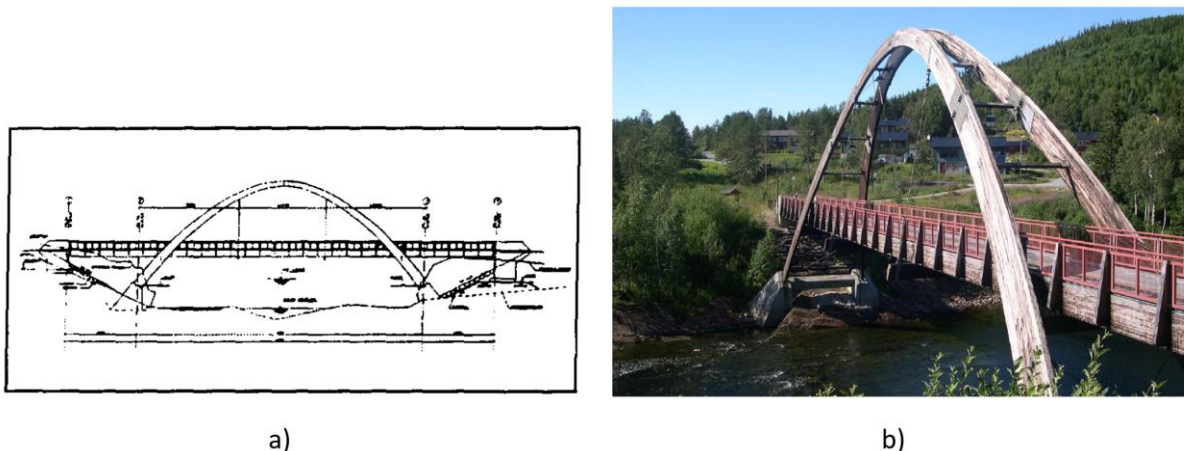


Figura 2.15 - Ponte Holmen em Nord-Trøndelag, Noruega a) Projeto (Kleppe & Aasheim, 1996) b) estrutura final (Treteknisk, 2017).

Na Figura 2.16 representa-se um passadiço construído em meio urbano na cidade de Moss, Noruega. O passadiço é realizado com recurso a uma estrutura treliçada. Tem um vão de 19 m e está sobre uma linha férrea.



Figura 2.16 - Passadiço Råde em Moss, Noruega a) Esboço do passadiço (Treteknisk, 2017) b) estrutura final (Ragnar Fredrik Johansen, 2017)

Para finalizar, na Noruega temos um passadiço que ficou muito conhecido devido ao seu projeto ser baseado numa ponte de Leonardo Da Vinci. Em 1502, Leonardo Da Vinci realizou o projeto de uma ponte para Golden Horn, Istambul, este projeto está representado na Figura 2.17a). Não se sabe ao certo se a mesma foi contruída, mas teria 366 m de comprimento em que 220 m seriam o vão livre do maior arco e um tabuleiro de 24 m de largura. Com a informação que havia, o artista Vebjørn Sand inspirou-se no design da ponte de Leonardo Da Vinci e fez um esboço para um passadiço. Em conjunto com grupos de arquitetos e engenheiros, foi realizado o projeto para o passadiço. O passadiço tem um comprimento total de 109 m, com um vão central de 40 m e este é suportado por dois arcos inferiores que se unem no centro. A construção da estrutura do

passadiço foi realizada em MLC tendo sido finalizado em outubro de 2001 e pode-se ver o resultado final deste projeto na Figura 2.17b) (<http://www.bridgemuseum.org>).



Figura 2.17 - a) Esboço da Golden Horn bridge de Leonardo Da Vinci b) Passadiço Leonardo Da Vinci em Oslo, Noruega (Amusing Planet, 2017).

A ponte de Neumatt apresentada na Figura 2.18 está localizada em Burgdorf. É uma ponte pedonal e ciclável de madeira e tem a particularidade de ser a ponte com maior vão da Suíça. A tipologia estrutural treliçada está presente nesta ponte com um vão livre de 59 m e uma largura livre de tabuleiro de 3.8 m. O método construtivo desta ponte foi muito simples, pois recorreram à pré-fabricação de elementos e a sua construção foi realizada na margem do rio. Posteriormente, já com a ponte toda montada, foi colocada nos apoios. De salientar que o tabuleiro desta ponte é de madeira, sem nenhum revestimento asfáltico (Kotwica & Krzosek, 2015).



Figura 2.18 - Ponte de Neumatt em Burgdorf, Suíça a) vista exterior b) vista interior (Ingenta, 2017).

## 2.2 PONTES E PASSADIÇOS PEDONAIS DE MADEIRA EM PORTUGAL

Em Portugal existem algumas pontes e/ou passadiços pedonais construídas em madeira. Nesta secção apresentam-se alguns exemplos ordenados de norte para sul de Portugal.

### 2.2.1. Ponte de S. Miguel - Gerês

Em pleno Parque Nacional da Peneda-Gerês, existem diversas pontes e passadiços de madeira, desde estruturas simples de troncos até pontes pedonais com alguma complexidade como é o caso da Ponte de S. Miguel (Figura 2.19). Esta ponte situa-se nas proximidades das Cascatas da Portela do Homem e está sobre o rio Homem. Tendo em conta a localização da ponte, foi necessário que a mesma se enquadrasse com o meio envolvente, tanto do ponto de vista paisagístico como do ponto de vista patrimonial, uma vez que foi construída numa zona protegida. A ponte em arco implementada tem como material fundamental a MLC com recurso a elementos metálicos para a materialização das suas ligações.

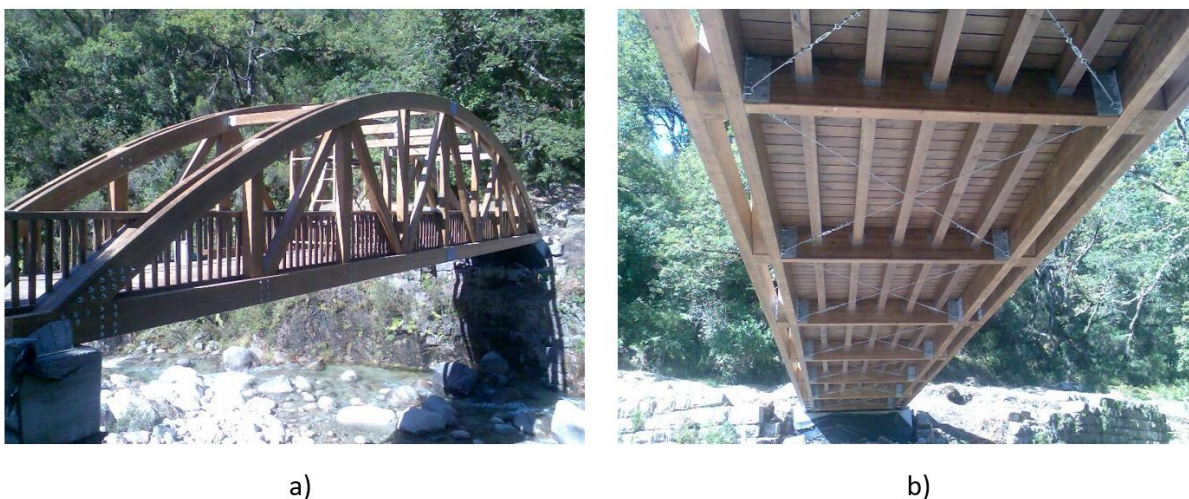


Figura 2.19 - Ponte de S. Miguel – Gerês; a) Vista geral b) Vista inferior do tabuleiro (Colicapela, 2017)

### 2.2.2. Passadiços no Parque Pasteleira - Porto

Em pleno Parque da Pasteleira estão integrados no seu meio envolvente três passadiços de madeira. Os três passadiços têm tipologias estruturais distintas em madeira lamelada colada como material predominante nas três estruturas, conforme a Figura 2.20.

Um dos passadiços tem um vão de cerca de 22m em arco. O seu tabuleiro é em forma de arco e está construído em forma de escadas. Um segundo passadiço está construído com a tipologia porticada com três vão de 8.1m+8.8m+8.1m e está apoiada em pilares metálicos inclinados. O terceiro e último passadiço do parque está construído em arco, mas o seu tabuleiro é plano. Este tabuleiro está localizado numa posição intermédia do arco e prolonga-se para cada um dos lados do arco. O desenvolvimento total é de 30.0m, mas o vão central é de 16.7m. Os sistemas de apoios, ou por outras palavras, os encontros foram contruídos em betão armado, de forma a que o acesso aos passadiços fosse suave e em harmonia com o espaço envolvente.

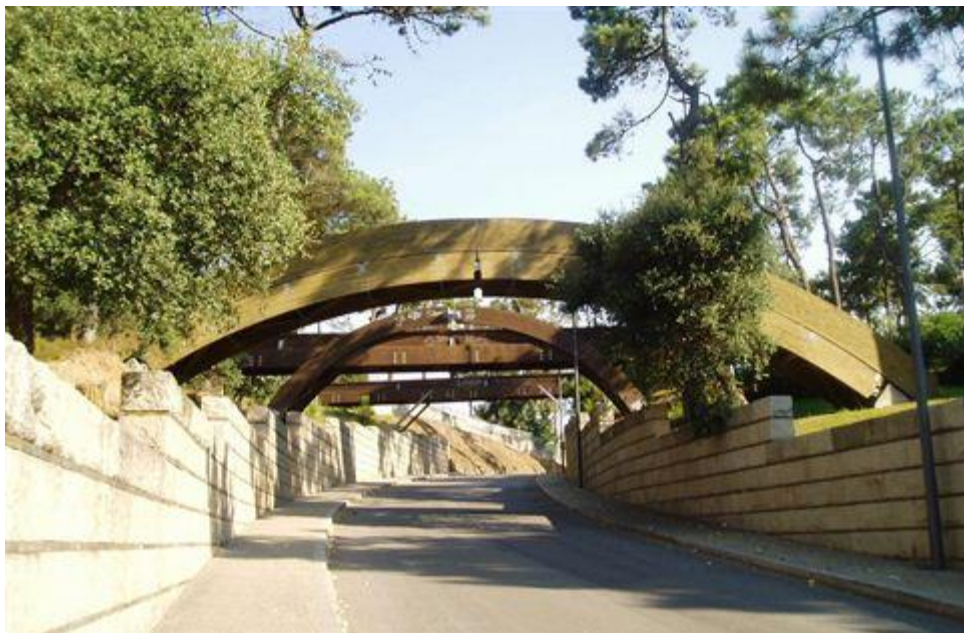


Figura 2.20 - Passadiços no Parque da Pasteleira (AFA consult, 2017).

### 2.2.3. Ponte Pedonal de Góis

Esta ponte pedonal em arco está localizada na cidade de Góis, a 40km para oeste de Coimbra sobre o rio Ceira, representada na Figura 2.21. A madeira lamelada colada é o material de base em toda a ponte. O tabuleiro possui uma largura transversal de 2.0m e um desenvolvimento total de 31.8m. O pavimento do tabuleiro está apoiado em vigas longitudinais e estas estão apoiadas em vigas transversais. As vigas transversais transmitem os esforços para os tirantes. Estes tirantes encontram-se em posição vertical e a ligação dos mesmos às vigas transversais e aos arcos recorre a elementos metálicos, como parafusos e chapas. Os arcos da ponte foram construídos com uma secção de  $185 \times 500 \text{mm}^2$  e com um vão de 31.6m e estes arcos distam entre si de 2.6m. Os encontros da ponte foram construídos em betão armado.



Figura 2.21 - Ponte Pedonal de Góis (Salgado, Branco, Cruz, & Ayala, 2014).

### 2.2.4. Ponte Pedonal sobre a Ribeira da Sertã

A ponte em causa foi construída em 2008 com recurso a madeira lamelada colada e a madeira maciça, conforme a Figura 2.22.



A tipologia implementada nesta ponte recorreu a dois arcos superiores e um tabuleiro inferior formado por duas vigas longitudinais. O vão a que o tabuleiro e o arco da ponte estão sujeitos tem um desenvolvimento de 43,50m. A ponte está apoiada nas margens em dois maciços de betão. Os arcos estão ligados às vigas do tabuleiro por via de tirantes verticais em madeira. Todos os elementos estruturais estão ligados através de elementos metálicos. Os acessos à ponte são feitos em ambas as margens com recurso a uma rampa numa das laterais e por uma escada na outra lateral.



Figura 2.22 - Ponte Pedonal sobre a Ribeira da Sertã (O nosso rasto, 2017).

## 2.3 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Os sistemas estruturais utilizados nas pontes e passadiços pedonais podem ser bastante diversificados, dos mais simples aos mais complexos. Nesta secção apresentam-se e descrevem-se os principais sistemas estruturais disponíveis para a construção destas estruturas de madeira.

### 2.3.1 Sistema vigado

A estrutura mais simples que pode ser executada é aquela que possui uma ou várias vigas simplesmente apoiadas (Figura 2.23). Normalmente estas estruturas vencem vãos até 30 m.

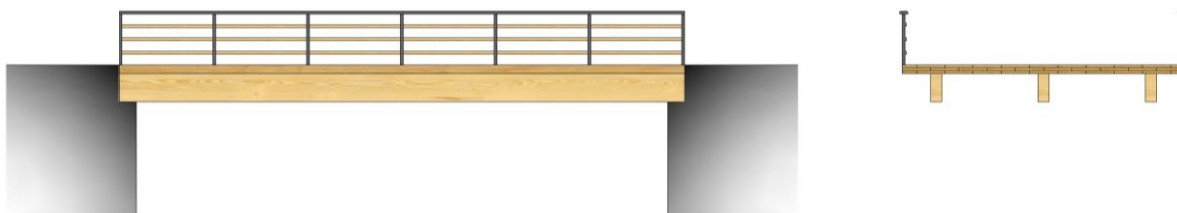


Figura 2.23 – Estrutura composta por vigas simplesmente apoiadas.

É ainda possível materializar o tabuleiro de forma que suporte as cargas (Figura 2.24) sem ser necessário recorrer a vigas. Isto é possível, por exemplo, com tabuleiros em madeira lamelada colada com pré-esforço transversal.

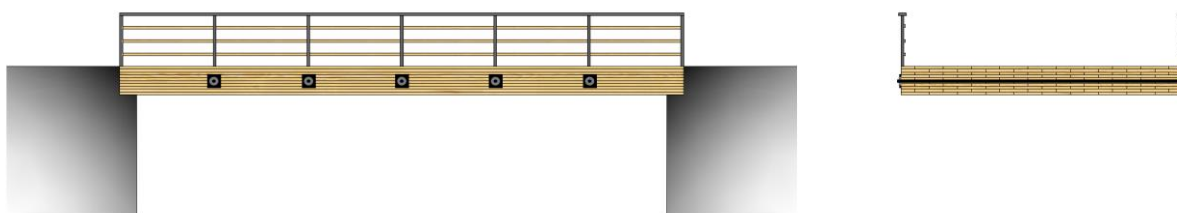


Figura 2.24 – Estrutura com o tabuleiro em madeira lamelada colada com pré-esforço transversal.

### 2.3.2 Sistema treliçado

Um dos sistemas estruturais mais comum é o treliçado por conferir boa rigidez à estrutura. Estas são constituídas por diversos elementos (horizontais, verticais e diagonais). Habitualmente esta tipologia atinge vãos livres da ordem dos 40 m. Nesta tipologia, é possível variar bastante o esquema da treliça no que diz respeito aos elementos verticais ou diagonais. Com a variação do esquema estrutural é possível obter melhores resultados para a resistência da estrutura, tanto para esforços como para frequências de vibração. Relativamente à posição da treliça, esta pode estar aplicada na parte superior, como é possível ver na Figura 2.25, na parte inferior ou numa zona intermédia. No que diz respeito às rótulas, esta estrutura pode ser composta por diversas rótulas, podendo estar localizadas nas junções das diagonais com os elementos horizontais ou verticais. Mas para isso, é necessário realizar uma análise ao tipo de treliça que se usa e qual o melhor local para colocar as rótulas.

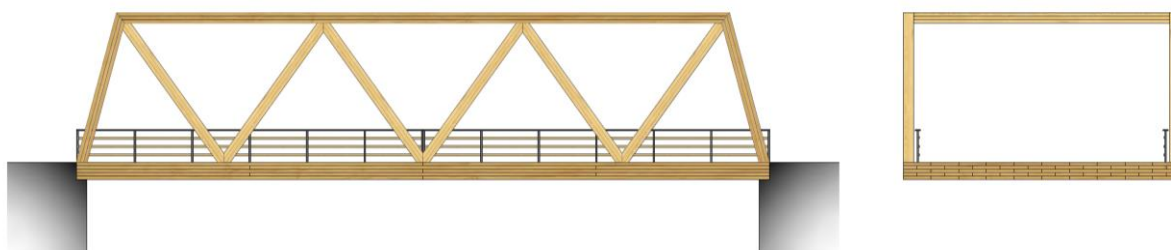


Figura 2.25 – Estrutura treliçada.

### 2.3.3 Sistema porticado

As estruturas tipo pórtico são estruturas que se repetem com as mesmas características de vão em vão. Estas estruturas ficam apoiadas em pilares e nos encontros, podendo recorrer a diversos pilares. Com o recurso a diversos pilares é possível realizar passadiços com grande desenvolvimento. Este sistema estrutural pode ser implementado para vãos geralmente até 75 m.

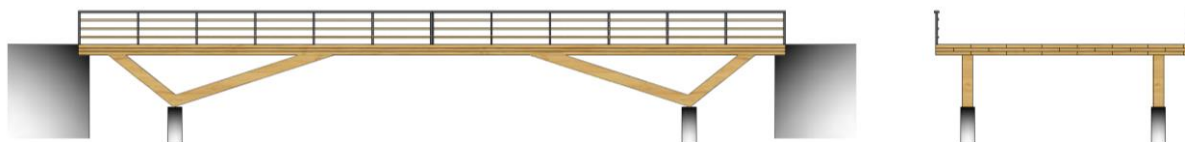


Figura 2.26 – Sistema porticado.

#### 2.3.4 Sistema em arco

Os sistemas em arco são obras de arte que facilmente se integram no meio envolvente devido à sua forma arquitetónica. Em relação a esta tipologia estrutural existem diversas disposições do arco, em termos de alçado longitudinal e transversal. No caso do alçado longitudinal, o arco pode ser superior (Figura 2.27), intermédio (Figura 2.28) e inferior (Figura 2.29). O arco pode ser formado por uma única viga ou por uma estrutura treliçada em forma de arco.

No que diz respeito ao sistema estrutural do arco, existem três tipos. Os arcos triarticulados, este sistema é isostático e a razão entre o vão e a flecha do arco varia entre 5 a 12. Este sistema implica que os momentos máximos ocorram a  $\frac{1}{4}$  do arco, ou seja, a meio do troço entre as rótulas. Isto faz com que, se for necessário variar a espessura do arco, esta será máxima a  $\frac{1}{4}$  do arco. Seguidamente, existem arcos com duas rótulas ao qual se dá o nome de arcos biarticulados, estruturalmente estes são uma vez hiperestéticos e a razão entre o vão e a flecha varia entre 4 a 12. Relativamente aos momentos sentidos no arco, estes são máximos no topo do arco (fecho), ou seja, a secção crítica está localizada a meio do arco. Por fim, existem os arcos biencastrados que são três vezes hiperestáticos e a razão entre o vão e a flecha varia entre 2 a 10.

No caso do arco superior e intermédio, o tabuleiro está apoiado nos encontros e está suspenso ao arco por tirantes. O número de tirantes é definido conforme as suas características e as solicitações existentes, podendo estes ser em perfis metálicos ou em cabos. No caso do arco inferior, o tabuleiro está igualmente apoiado nos apoios, mas a meio vão está apoiado no arco.

Relativamente ao alçado transversal, é possível variar a quantidade e forma de arcos de acordo com as características da madeira empregue e os esforços presentes na estrutura. É possível uma secção transversal composta por dois arcos verticais ligados por uma treliça (Figura 2.27b). Esta treliça serve para melhorar as respostas dinâmicas do passadiço. É ainda possível ter uma secção com três arcos verticais ligados entre si por treliças (Figura 2.27c), sendo que esta treliça tem a mesma finalidade daquela referida anteriormente. Existem estruturas executadas apenas com um arco central, como é o caso da Figura 2.27d. Ainda na posição dos arcos é possível ter os arcos inclinados, como está representado na Figura 2.27e. Nesta Figura 2.27e estão representados três arcos em que dois estão inclinados. É possível executar passadiços com apenas dois arcos inclinados como na Ponte Holmen (Figura 2.15). Ainda assim, existem mais formas de implementação dos arcos, no que diz respeito ao número e à posição.

As variações dos arcos referidas acima podem ser executadas nas outras situações de arco, isto é, no caso do arco intermédio e no caso do arco inferior. Para o arco intermédio,

pode ser necessário trespassar o tabuleiro de forma a que o arco passe para a parte superior do mesmo.

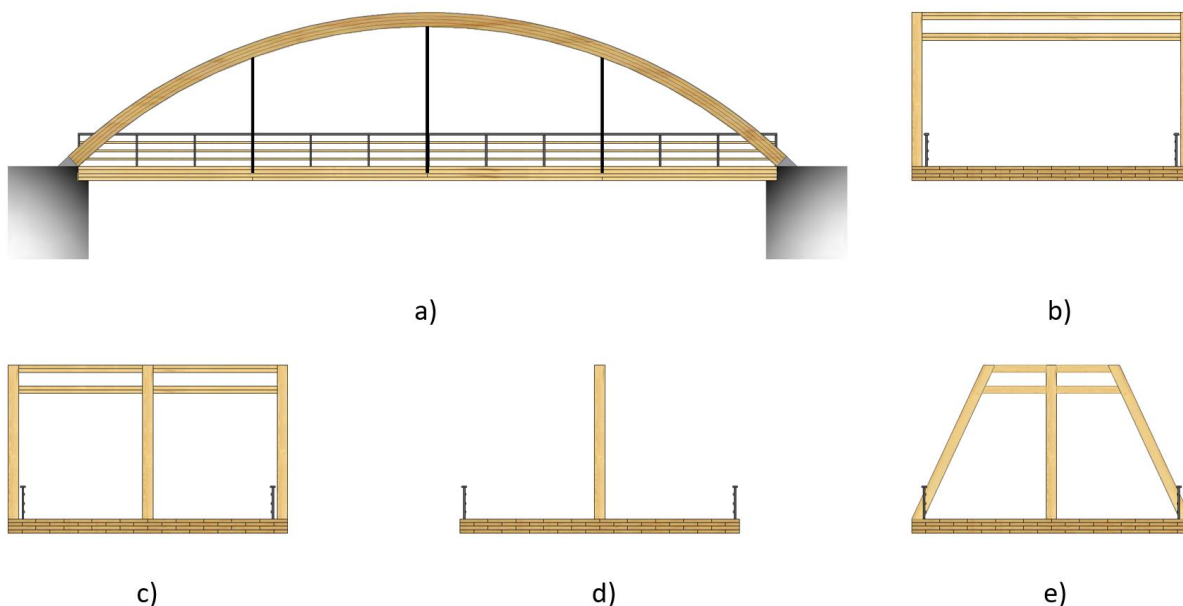


Figura 2.27 – Estrutura com arco superior a) alçado longitudinal b) alçado transversal com 2 arcos c) alçado transversal com 3 arcos d) alçado transversal com 1 arco e) alçado transversal com 3 arcos, dos quais 2 estão inclinados.

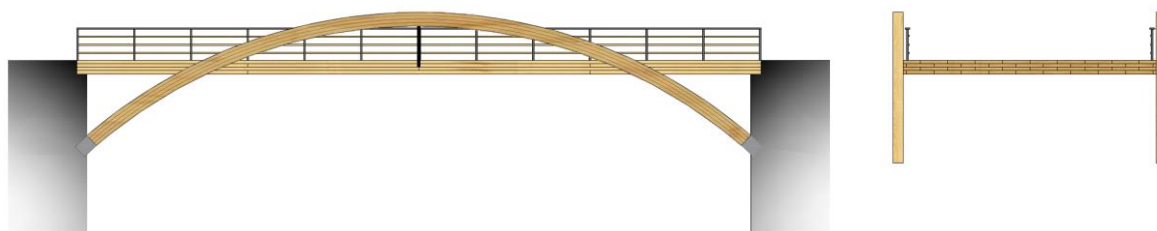


Figura 2.28 - Estrutura com arco intermédio.

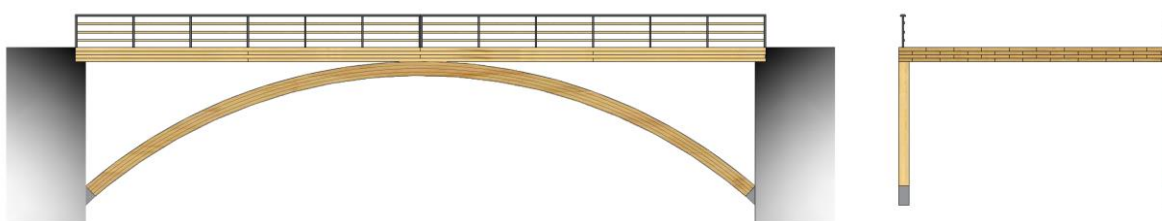


Figura 2.29 - Estrutura com arco inferior.

### 2.3.5 Estrutura atirantada ou suspensa

Ambas as tipologias estruturais podem ter vãos máximos da ordem dos 100 m. Existem bastantes formas diferentes de implementar os dois casos referidos. Para ambos os casos é possível que existam mais do que um conjunto de mastros principais a sustentar o tabuleiro. Os mastros podem ser de secção regular (quadrados ou retangulares), mastros feitos com recurso a treliças ou mastros de secção variável. É possível para estas tipologias utilizar dois mastros, um em cada margem (Figura 2.32a), ou seja, nos apoios. Pode ainda recorrer-se a um conjunto de quatro mastros (Figura 2.32b) ou de seis mastros (Figura 2.32c), podendo estar o conjunto de mastros nos apoios ligados por uma treliça como é

o apresentado na Figura 2.32e e na Figura 2.32f. Existe ainda a tipologia com um conjunto de seis mastros nos apoios. No apoio existem dois mastros que se encontram inclinados estando ligados por uma treliça ao mastro central (Figura 2.32d). Por fim, a adoção de mastros/torres em forma de A pode ser implementada, trazendo vantagens técnicas e estéticas.

A principal e grande diferença entre estas estruturas está na forma de suporte do tabuleiro. No caso da solução atirantada, o tabuleiro está sujeito a esforços de compressão devido à inclinação dos tirantes que se encontram em tração. No caso da estrutura suspensa, o tabuleiro e os seus carregamentos são transmitidos por pendurais ao cabo principal. Na generalidade os pendurais são verticais.

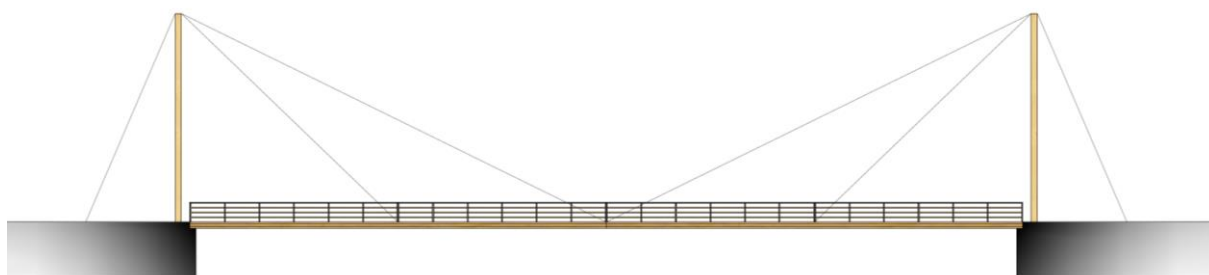


Figura 2.30 – Estrutura atirantada

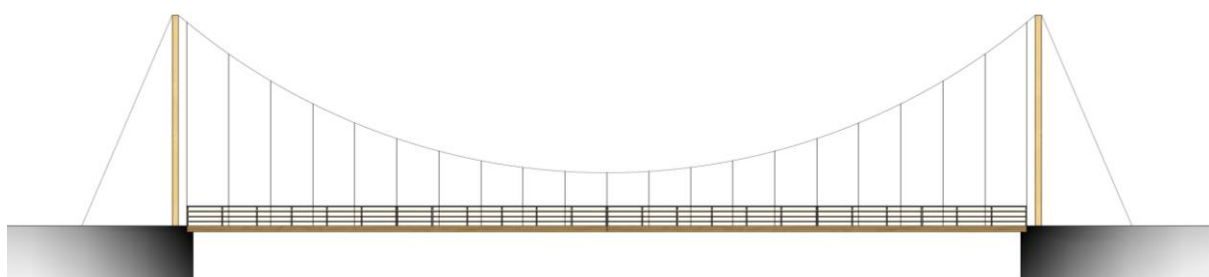


Figura 2.31 – Estrutura suspensa

Relativamente aos alçados transversais existem algumas alternativas possíveis como é demonstrado na Figura 2.32.

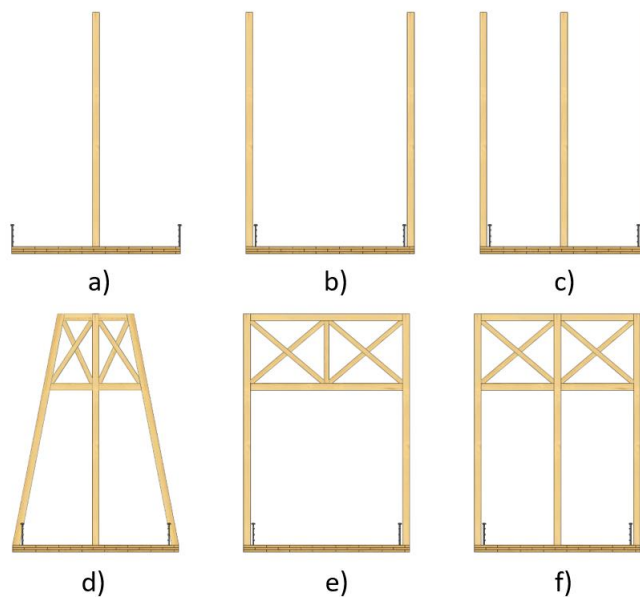


Figura 2.32 - a) Alçado transversal com um mastro no apoio b) Alçado transversal com dois mastros no apoio c) Alçado transversal com três mastros no apoio d) Alçado transversal com um mastro vertical e dois inclinados ligados por uma treliça no apoio e) Alçado transversal com dois mastros ligados por treliças no apoio f) Alçado transversal com três mastros ligados entre si por treliças no apoio.

## 2.4 MATERIAIS

Atualmente existe uma grande preocupação com o perfil ecológico e de sustentabilidade dos materiais de construção. Neste contexto, a madeira sendo um material natural, renovável e inteiramente reciclável, com um baixo consumo de energia, é visto um material amigo do ambiente. No âmbito das estruturas, a madeira tem sido procurada também pelas suas características mecânicas. Esta procura tem vindo a crescer muito em consequência do desenvolvimento de novos derivados de madeira, como são a MLC, a MLCC e a MCL. De seguida apresentam-se de uma forma sumária os principais materiais derivados da madeira com potencial de uso em pontes e passadiços de madeira.

### 2.4.1 Madeira maciça roliça

Hoje em dia não é a forma mais utilizada pois não se enquadra na Arquitetura atual. Contudo, esta forma é a forma mais antiga e simples da utilização da madeira. Apesar de ser um produto proveniente diretamente da natureza em que a mão humana não tem muita interferência, este produto tem de respeitar algumas normas para poder ser aplicado em e

struturas.

Tabela 1 - Normas aplicadas à madeira maciça roliça.

<b>Propriedades mecânica</b>
DIN 4074-2:1958 - Building Timber for Wood Building Components; Quality Conditions for Building Logs (Softwood)
<b>Classes de resistência</b>
EN 14251 :2003 - Structural round timber. Test methods
EN 384:2016 - Structural timber. Determination of characteristic values of mechanical properties and density.
<b>Classe de comportamento ao fogo</b>
EN 13823:2010+A1:2014 - Reaction to fire tests for building products. Building products excluding floorings exposed to the thermal attack by a single burning item
EN ISO 11925-2 - Reaction to fire tests. Ignitability of products subjected to direct impingement of flame. Single-flame source test.

#### 2.4.2 Madeira maciça serrada

Esta forma de utilização da madeira é a forma mais simples de ter madeira com secções regulares (serradas) como representada na Figura 2.33. Para a classificação desta madeira existe mais informação do que para a referida anteriormente.

Tabela 2 - Normas aplicadas à madeira maciça serrada.

<b>Propriedades mecânica</b>
EN 384 :2016 - Structural timber. Determination of characteristic values of mechanical properties and density.
EN 408:2003 - Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties.
<b>Classes de resistência</b>
EN 14081-1:2016 - Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section. General requirements.
EN 338:2016 - Structural timber. Strength classes.



Figura 2.33 - Madeira maciça serrada (Edilportale, 2017).

#### 2.4.3 Madeira lamelada colada (MLC)

A madeira lamelada colada, representada na Figura 2.34, é obtida a partir da sobreposição de tábuas de madeira, unidas longitudinalmente e em altura (ou largura) por

colagem. Atualmente a principal limitação deste material é o transporte impostas pelas dimensões dos camiões ou contentores. A madeira lamelada colada aparece da necessidade de melhorar as características mecânicas comparativamente aos elementos de madeira maciça. Enquanto técnica de produção, foi com o aparecimento das colas e das resinas de alta resistência, que se estabilizou. O processo de execução de lamelados colados amplifica o mercado das estruturas com derivados de elevada resistência e durabilidade.

A qualidade deste material é assegurada por um rigoroso processo de seleção das lamelas de madeira e pela garantia de uma colagem efetiva das lamelas e entre lamelas. As lamelas são previamente classificadas segunda a norma EN 14081. Todo este processo gera peças de madeira mais homogêneas, com menos defeitos, e assim, com melhores performances. Na garantia de um material de elevada qualidade, muito contribuem as normas EN 1194:1999 - Timber structures. Glued laminated timber. Strength classes and determination of characteristic values e a EN 386:2001 - Glued laminated timber. Performance requirements and minimum production requirements.



Figura 2.34 - Madeira Lamelada Colada (Madera Estrutural, 2017)

#### 2.4.4 Madeira lamelada colada cruzada (MLCC)

A madeira lamelada colada cruzada presente na Figura 2.35, como próprio nome indica, é constituída por lamelas de madeira coladas ortogonalmente, formando assim placas com elevado desempenho estrutural. A distribuição cruzada das lamelas permite alcançar capacidades de resistência e rigidez mais elevadas. A configuração destes painéis confere uma alta estabilidade, pois o cruzamento das lamelas restringe os movimentos higroscópicos da madeira quando sujeita a variações do teor em água (Silva, Branco, & Lourenço, 2012).

O processo de produção deste material é idêntico ao referido anteriormente na madeira lamelada colada, sendo que respeita a norma EN 16351:2015 - Timber structures. Cross laminated timber. Requirements e as mesmas normas anteriormente referidas.





Figura 2.35 - Madeira lamelada colada cruzada (Voir vert, 2017).

## 2.5 NORMAS E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

As normas aplicáveis a estruturas de pontes e passadiços pedonais de madeira são os Eurocódigos e as normas nacionais.

A verificação da segurança de estruturas é baseada num conjunto coerente de normas que formam os Eurocódigos. Os Eurocódigos são atualmente a principal norma a respeitar visto serem redigidos por diversos grupos de investigação na área, de modo a uniformizar a construção na Europa. A publicação deste conjunto de normas simboliza uma evolução positiva no que diz respeito à regulamentação aplicada à construção.

Os Eurocódigos relevantes para o projeto de pontes e passadiços são a EN 1990 - Bases para o projeto de estruturas, a EN 1991 - Ações em estruturas e a EN 1995 - Projeto de estruturas de madeira. De salientar que as normas europeias ao qual se deve dar mais importância para o cálculo da estrutura em estudo é a EN 1995-2 que contém as recomendações de projeto para pontes em madeira.

As normas à qual se devem verificar as condições de segurança para elementos de madeira estão agrupadas em três partes na norma europeia EN 1995. As partes constituintes desta norma formam um conjunto coerente de normas que se destinam à verificação de estruturas.

No âmbito nacional existem alguns decretos-lei que podem ser aplicados a estruturas, com isto estamos perante o Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de maio e o Decreto-Lei nº 123/97 de 22 de maio.

Existem ainda alguns manuais de aplicação do Eurocódigo 5, como são exemplos os Handbook's. Estes manuais ajudam a perceber quais os fundamentos de algumas verificações presentes no EC5.

O Handbook 1 é composto por artigos que abordam as componentes fundamentais no projeto de estruturas de madeira, salientando-se as tipologias estruturais existentes, as propriedades e características dos materiais, os cálculos necessários para uma estrutura de madeira tendo em conta quais os carregamentos e estados limite, a durabilidade e manutenção dos materiais, entre outros. O Handbook 2 é um guia de cálculo de acordo com Eurocódigo 5, que contém exemplos de cálculo para aplicação do mesmo.

Relativamente às normas aplicadas à classificação da madeira, existem normas para a classificação visual ou para a classificação de resistência com recurso a ensaios. No

âmbito da classificação visual destaca-se a EN 518:1995 - Structural timber. Grading. Requirements for visual strength grading standards e a EN 1912:2012 - Structural Timber. Strength classes. Assignment of visual grades and species.

As normas europeias EN 518:1995 - Structural timber. Grading. Requirements for visual strength grading standards. e a EN 1912:2012 - Structural Timber. Strength classes. Assignment of visual grades and species. destinam-se a classificar a madeira visualmente, ou seja, a fazer uma avaliação a olho nu dos defeitos presentes nos elementos observados.

Em relação à classificação de resistência existem a EN 338:2016 - Structural timber. Strength classes e a EN 519:1995 -Structural timber. Grading. Requirements for machine strength graded timber and grading machines. A norma europeia EN 338 contempla um sistema de classes de resistência para as diferentes origens da madeira. No caso da madeira proveniente de árvores resinosas, esta norma compreende a classificação das mesmas em nove classes, enquanto que para madeira proveniente de árvores folhosas a norma compreende a classificação em seis classes. A norma europeia EN 519 recorre a ensaios mecânicos de provetes, estes ensaios consistem na determinação da rigidez do elemento por medição da flecha num ensaio de flexão. Ainda dentro da classificação da madeira, existem outras normas para a tipologia da madeira aplicada. No caso da madeira maciça temos além das normas europeias as seguintes normas incluindo uma norma portuguesa, sendo elas:

NP 4305:1995 – Madeira serrada de Pinheiro bravo para estruturas. Classificação visual;

EN 14081-1:2016 - Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section. General requirements;

EN 14081-2:2010+A1:2012 - Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section. Machine grading; additional requirements for initial type testing;

EN 14081-3:2012 - Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section. Machine grading; additional requirements for factory production control;

EN 14081-4:2009 - Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section. Machine grading. Grading machine settings for machine controlled systems.

A madeira lamelada colada tem que respeitar ainda as normas europeias:

EN 408:2010+A1:2012 - Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties;

EN 1193:1998 - Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of shear strength and mechanical properties perpendicular to the grain;

EN 1194:1999 - Timber structures. Glued laminated timber. Strength classes and determination of characteristic values;

EN 14080:2013 - Timber structures. Glued laminated timber and glued solid timber. Requirements.

Por fim, a madeira lamelada colada cruzada tem os requisitos impostos pela norma europeia EN 16351:2015 - Timber structures. Cross laminated timber. Requirements.

## 2.6 AGENTES DETERIORADORES DA MADEIRA

É sabido que a madeira sofre alterações em consequência da exposição a alguns agentes deterioradores, como é o caso dos agentes atmosféricos, químicos e biológicos. Qualquer um destes agentes provoca patologias que podem pôr em causa a segurança estrutural da estrutura de madeira a médio e longo prazo.

Durante o desenvolvimento de um plano de manutenção é necessário cumprir os requisitos impostos pelas NP EN 335-1,2:2006 - Durabilidade da madeira e de produtos derivados. Definição de classes de risco de ataque biológico - Parte 1: Generalidades e NP 460:1995 - Durabilidade natural da madeira maciça. Guia de exigências de durabilidade das madeiras na sua utilização segundo as classes de risco.

### 2.6.1 Agentes atmosféricos

Os raios ultravioleta são um dos agentes atmosféricos que originam a alteração da tonalidade da madeira. No entanto, estes não alteram as características mecânicas da madeira. A madeira vai perdendo a sua tonalidade castanha com a incidência dos raios ultravioleta ficando com tonalidades acinzentadas.

Os agentes atmosféricos, como é o caso da exposição solar e da precipitação, causam variações do volume das secções. Estas variações afetam as características mecânicas e físicas dos materiais, podendo originar fendas de secagem e distorções no material devido aos ciclos de perda e aumento de humidade. No caso de exposição à precipitação, a secção aumenta de volume e no caso de exposição solar, a secção diminui de volume. A abertura de fendas e a distorção ocorre com maior frequência se a estrutura não estiver corretamente orientada, ou seja, se a exposição solar não for uniforme.

Por exemplo, se o sol incidir apenas numa face de uma secção, esta face terá uma diminuição de humidade, ocorrendo assim o fenómeno de secagem desse mesmo lado, dando origem a fendas de secagem. Com a secagem de apenas uma face da secção, as fibras da face oposta terão tensões internas de tração, originando assim uma distorção na secção.

Na Figura 2.36, a ponte não está corretamente orientada, pois as vigas principais sofreram distorção. A distorção acontece devido ao facto de a face orientada para sul sofrer secagem, provocando tensões de compressão nesta face. Na face orientada para norte não existe uma diminuição da humidade, pois não há incidência solar e estão presentes tensões de tração.



Figura 2.36 - Fenómeno de secagem rápida numa face da viga (Cost FP 1101, 2017).

A submersão da madeira em água requer atenção na fase de dimensionamento da estrutura porque é necessário que hajam folgas para a madeira poder aumentar de volume. Por exemplo, no caso de um apoio de uma ponte em que a madeira está encamisada, é necessário que hajam folgas para que a madeira possa aumentar de volume sem que hajam tensões internas que danifiquem a estrutura. Além de ser necessário existir espaço para folgas, também este encamisamento deve garantir uma rápida evaporação da água em excesso. Ainda neste contexto, é preciso ter especial cuidado com os micro-organismos que se possam vir a criar nestas zonas de elevada humidade.

### 2.6.2 Agentes Químicos

Os agentes químicos, enquanto substâncias solúveis, podem ter diversas origens, desde ligadores metálicos, adesivos corrosivos e vernizes/tintas inadequados. Os ligadores metálicos utilizados nas madeiras podem sofrer corrosão como em qualquer outro material. A corrosão nestes materiais ocorre normalmente quando se encontram em ambiente húmido ou submersos. O fenómeno de corrosão conduz à deterioração do metal que por sua vez “corrói” a madeira e a secção é reduzida. É necessário prever este tipo de acontecimentos na madeira e utilizar materiais mais eficazes para evitar este fenómeno, como por exemplo a utilização de aço inoxidável ou de materiais provenientes de fibras.

Os adesivos utilizados na junção de elementos de madeira também devem ser adequados para o efeito. Se estes não forem adequados para a aplicação em madeiras podem corroer a secção e torná-la obsoleta para as características mecânicas necessárias da mesma. Os fenómenos ocorridos com a aplicação de vernizes/tintas aplicados são semelhantes aos fenómenos que ocorrem com adesivos. Na generalidade os vernizes/tintas que não são adequados para as madeiras podem danificar a face da madeira, uma vez que estes são aplicados nas faces. Podemos ter ainda produtos higroscópicos que também têm de ser adequados para a madeira.

### 2.6.3 Agentes Biológicos

Os agentes biológicos atacam a madeira em condições de aumento da temperatura e do teor em água da madeira. Estes agentes provocam danos graves de degradação nas madeiras sendo que os mais vulgares são os fungos e os insetos (térmitas e caruncho).

Os fungos formam-se nas paredes dos elementos estruturais, consumindo desta forma a parede celular da madeira. Este ataque reduz a resistência da madeira e altera o aspeto da mesma. O ataque de insetos pode ser dividido em dois tipos, o ataque de térmitas ou de caruncho. As térmitas atacam o interior da madeira sem que muitas das vezes não seja perceptível de identificar o ataque à primeira vista. Uma vez que estas não danificam a face da madeira. Este ataque danifica a madeira fazendo com que esta perca as duas capacidades mecânicas e físicas. O caruncho ataca a madeira criando galerias no seu interior originando assim perdas da capacidade resistente da madeira.

O ataque destes agentes biológicos consome parte da secção resistente originando perdas da capacidade resistente e podendo provocar fissuras.

## **Capítulo 3.**

### **CASO DE ESTUDO - *PASSADIÇO DE HANINGE***

#### **3.1 DESCRIÇÃO DO PASSADIÇO**

O passadiço misto, de madeira-aço, objeto de estudo da presente dissertação, situa-se no município de Haninge, 40 km a sul de Estocolmo, Suécia. Foi projetado pela empresa Moelven e construído no passado mês de março. A construção deste passadiço decorreu da necessidade do município de Haninge em alargar a zona de construção em ambos os lados de uma ferrovia. Está prevista a construção de 3000 casas, edifícios de escritórios, indústrias, edifícios de serviços sociais e uma estação de comboios para passageiros. Desta forma, é necessário garantir a comunicação pedonal dos habitantes entre os dois lados da ferrovia.

Foi prevista a possibilidade da passagem de veículos de emergência para além do já referido tráfego pedonal. Na construção do passadiço seria possível cortar o tráfego ferroviário, mas o mesmo deveria ser reduzido a um período de tempo mínimo.

A madeira foi escolhida como material principal para a construção deste passadiço por ser um material de excelentes características mecânicas quando estas se comparam com os restantes materiais estruturais.

Neste contexto, a empresa Moelven propôs um passadiço em arco (ver Figura 3.1) com uma extensão de aproximadamente 35 m e uma largura de 7 m. O sistema estrutural implementado consiste em dois arcos parabólicos com três rótulas, duas nos apoios e uma a meio vão. O tabuleiro é suspenso ao arco por meio de tirantes em V, uma vez que estes, na opinião do projetista, trazem vantagens em termos de eficácia estática, bem como eficácia dinâmica comparando com tirantes verticais.

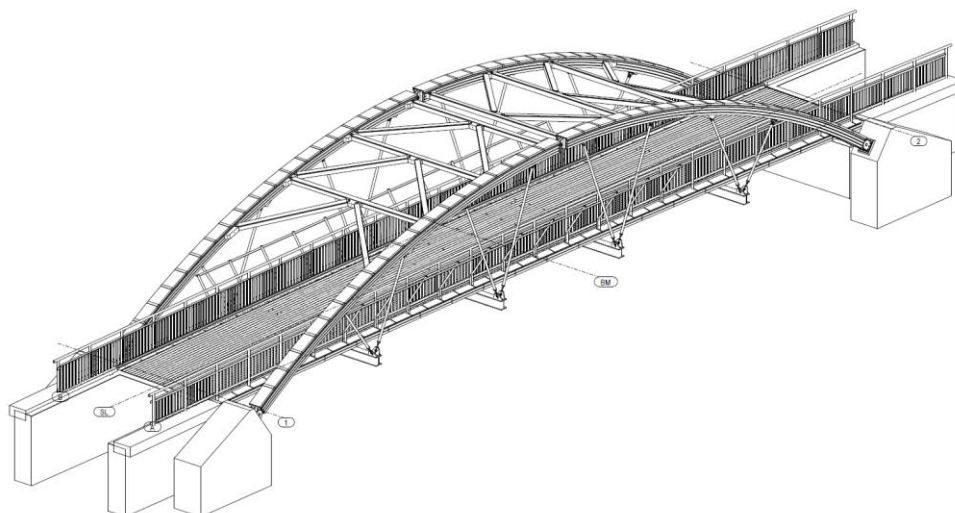


Figura 3.1 - Projeto do passadiço de Haninge.

### 3.2 TIPOLOGIA ESTRUTURAL

Um arco é uma estrutura muito eficiente quando sujeita a esforços no seu plano, pois a sua forma dispersa e direciona eficazmente os esforços para os apoios. Quando as sobrecargas são predominantes em relação às cargas permanentes, o arco sofre momentos de flexão substanciais fazendo com que o arco perca eficiência estrutural. Este fenómeno é agravado com os efeitos de segunda ordem, podendo tornar a estrutura incapaz de suportar os carregamentos, uma vez que a rigidez da estrutura está em causa. A ocorrência de perda de eficiência da estrutura é frequente em pontes e passadiços de madeira porque a madeira é um material com baixo peso específico.

Muitas das vezes, os arcos de pontes ou passadiços são construídos em madeira e/ou aço, uma vez que trazem diversas vantagens do ponto de vista estrutural e do ponto de vista do processo construtivo. Porém estes materiais podem trazer problemas de instabilidade quando submetidos a compressão por serem elementos esbeltos.

Os arcos de pontes em madeira são geralmente compostos por três rótulas ou por vezes por duas rótulas. Do ponto de vista estrutural, os arcos com duas rótulas são mais rígidos e também são estaticamente mais eficientes quando sujeitos a cargas assimétricas. No entanto, os arcos com três rótulas são os mais comuns em arcos de madeira, porque tornam a movimentação facilitada e para além disso, têm um melhor comportamento aos assentamentos provenientes dos apoios e aos efeitos da humidade na madeira.

Na generalidade, os arcos de madeira são projetados para vãos livres da ordem dos 50-60 m. O vão está limitado a estes valores porque para maiores vãos seria necessário aumentar demasiado a secção, aumentando conseqüentemente, o custo de projeto. Para colmatar este problema são projetados arcos treliçados que são utilizados para estes vãos porque têm uma eficiência estrutural maior comparando com os arcos simples. Além disso, os arcos treliçados podem ser constituídos por duas ou nenhuma rótula o que faz com que sejam estruturas de fácil fabricação.

Um elemento importante para a definição do desenvolvimento do arco é o rácio entre o vão livre e a flecha do arco. Quanto menor for este rácio, maior será a flexibilidade da ponte. Porém, um rácio baixo implica um aumento significativo da secção do arco, o que implica um aumento no custo final da ponte. Além disto, esteticamente a ponte não se

enquadraria no meio envolvente, visto que as secções seriam demasiado grosseiras. Geralmente para pontes pedonais em arco e mesmo para pontes rodoviárias em arco, aumenta-se a relação do vão para valores compreendidos entre 1/7 e 1/5. Para relação entre a flecha e o vão dos arcos os valores estão entre 1/50 e 1/40, porém podem ser significativamente reduzidos quando são aplicados tirantes.

Os apoios das pontes são componentes estruturais que requerem cuidado na decisão da tipologia estrutural. Se a ponte for em arco, os apoios vão estar sujeitos a esforços horizontais, o que pode condicionar a implementação desta tipologia estrutural. As estruturas em arco são mais adequadas de implementar quando no solo existem boas características mecânicas e de resistência.

A posição do tabuleiro em relação ao arco na maioria das vezes é condicionada pela posição das margens. A aplicação de um tabuleiro superior é mais favorável para o atravessamento de um desfiladeiro ou vales profundos, uma vez que os arcos ficam apoiados nas encostas. No entanto, para o atravessamento de uma via rodoviária, ferroviária ou um curso de água onde o solo é relativamente plano, o mais apropriado a aplicar é uma ponte com tabuleiro inferior.

A posição em que os tirantes se encontram afetam a eficácia estrutural da ponte. Nas pontes em arco tradicionais com tirantes verticais, é possível ocorrer um desvio da linha de pressão das forças axiais devido a carregamentos assimétricos, aumentando assim os momentos fletores presentes no arco. Isto dá origem a secções maiores para poderem suportar os esforços. A posição dos tirantes é mais eficaz quando se colocam tirantes inclinados ligando o tabuleiro ao arco. Os tirantes inclinados bloqueiam a mobilização do tabuleiro na direção longitudinal e contribuem ainda para a diminuir a diferença entre a linha de pressão e a linha de esforços axiais do arco, diminuindo assim os efeitos dos momentos fletores no arco. As principais vantagens da aplicação de tirantes inclinados em vez de tirantes verticais dizem respeito ao aumento de rigidez vertical, aos modos de vibração mais eficazes e à encurvadura do arco. Tipicamente, em pontes de madeira os tirantes são de aço e de secção tubular.

O passadiço de Haninge, como está descrito anteriormente, é um passadiço em arco superior com um tabuleiro suspenso por via de tirantes inclinados em forma de V.

### **3.3 ELEMENTOS ESTRUTURAIS**

Os elementos estruturais que constituem este passadiço são fundamentalmente em madeira e aço, tirando as fundações que são realizadas em betão. Os elementos de madeira lamelada colada (MLC) são todos da classe GL30c, de acordo com a norma europeia EN14080. No que diz respeito aos elementos de aço, estes são todos da classe S355, de acordo com a norma europeia EN10027.

A Figura 3.2 ilustra todos os componentes estruturais do passadiço de Haninge que irão ser descritos.

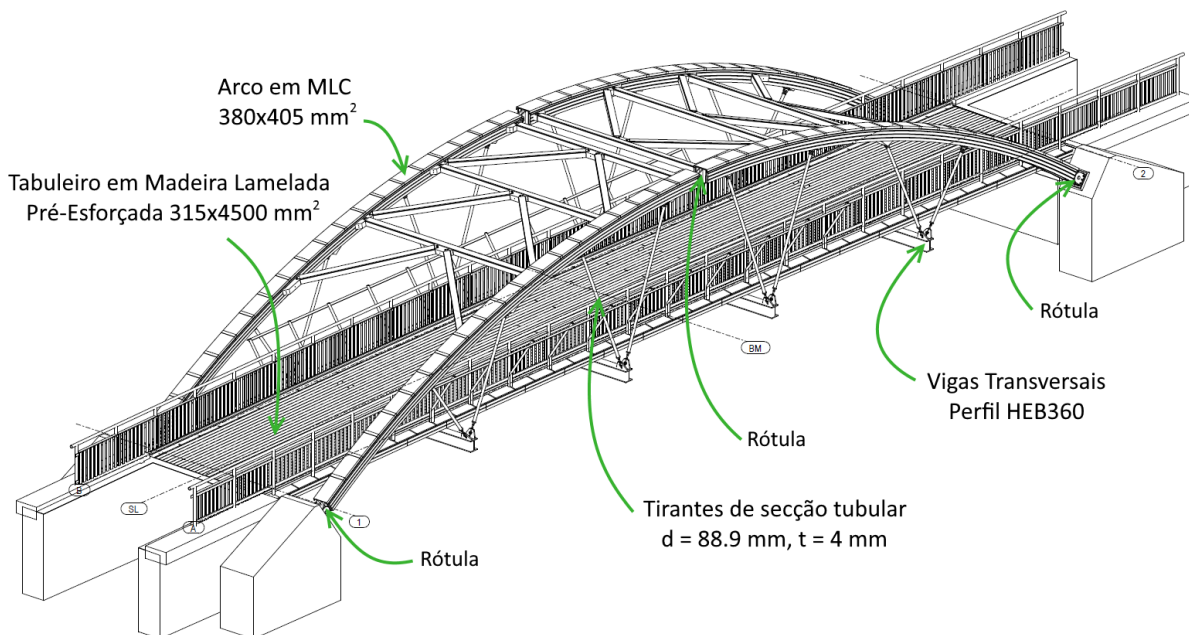


Figura 3.2 - Componentes estruturais principais do passadiço de Haninge.

O elemento mais importante para suportar as cargas é o arco. Este foi executado em madeira lamelada colada com seção de  $380 \times 405 \text{ mm}^2$ . Está rotulado nos apoios e a meio vão e estas rótulas são de aço e apenas permitem rotação numa direção como é possível ver com clareza na Figura 3.3.

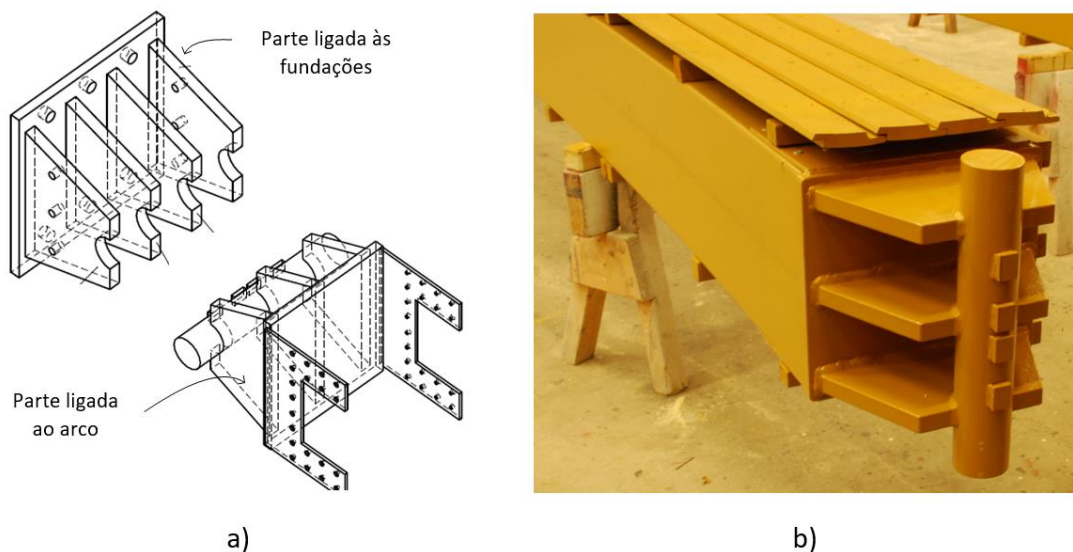


Figura 3.3 - Pormenorização das rótulas nos apoios em a) Projeto e b) Executado.

O elemento mais importante para o tráfego de peões é o tabuleiro e foi executado em madeira lamelada pré-esforçada com uma seção total de  $315 \times 4500 \text{ mm}^2$ . O tabuleiro é constituído por vigas de madeira de  $142 \times 315 \text{ mm}^2$  colocadas paralelamente até ser atingida a largura necessária para o mesmo. Posteriormente à colocação das lamelas, o tabuleiro é submetido a pré-esforço transversal para confinar as lamelas, de modo a que as mesmas não se separem podendo abrir fendas e também para que não deslizem. Relativamente à finalização do piso, é colocada na parte superior do tabuleiro uma membrana de impermeabilização e de seguida uma camada asfáltica. A membrana de



impermeabilização e a camada asfáltica perfazem um total de apenas 85 mm. A empresa tem vindo a executar passadiços e pontes em madeira e constatou que é benéfico utilizar este acabamento, uma vez que aumenta a durabilidade do tabuleiro e aumenta significativamente o peso próprio da estrutura. No presente caso o pavimento aplicado pesa aproximadamente 25% mais que o tabuleiro em madeira lamelada pré-esforçada.

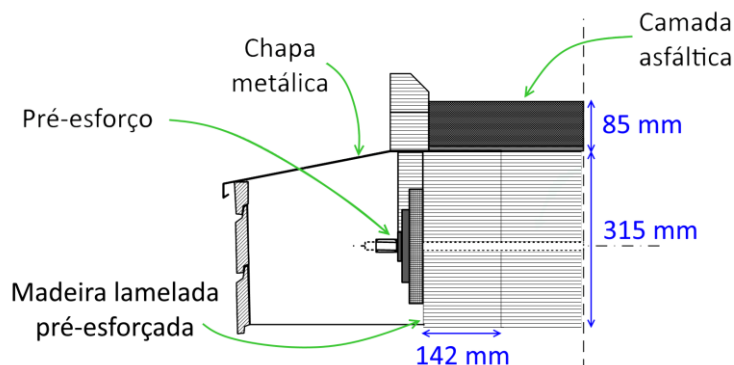
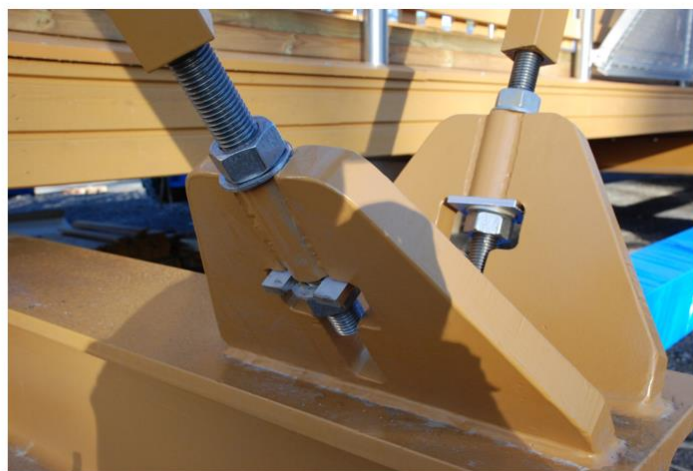
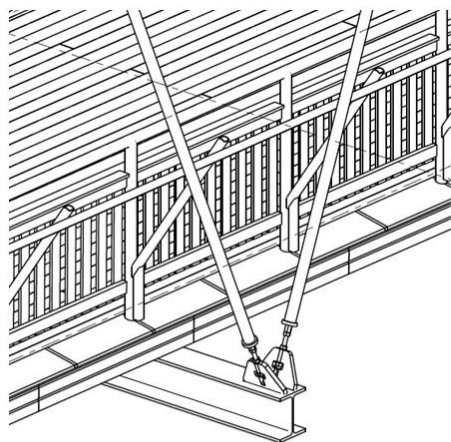


Figura 3.4 - Pormenorização do tabuleiro.

A ligação do tabuleiro ao arco é feita com recurso a vigas e tirantes metálicos. As vigas metálicas são o apoio do tabuleiro e estas estão dispostas transversalmente de modo a fazer a ligação para o arco, sendo de perfil HEB360. Os tirantes metálicos são de perfil tubular oco e ligam as vigas aos arcos. A ligação dos tirantes às vigas e aos arcos é uma ligação rotulada, sem restringir quaisquer rotações nos nós.



a)

b)

Figura 3.5 - Pormenor da ligação da viga HEB360 com os tirantes em V em a) Projeto e b) Executado.

Os arcos são suscetíveis de sofrer encurvadura no plano, mas também de sofrerem encurvadura na direção perpendicular ao plano. Deste modo, para reduzir os efeitos de encurvadura para fora do plano, foi implementada uma treliça de reforço na parte superior do arco em forma de K. Esta treliça, além de reduzir o efeito mencionado, também é benéfica para respostas à carga do vento e torna os arcos mais rígidos no eixo de rotação perpendicular ao plano.

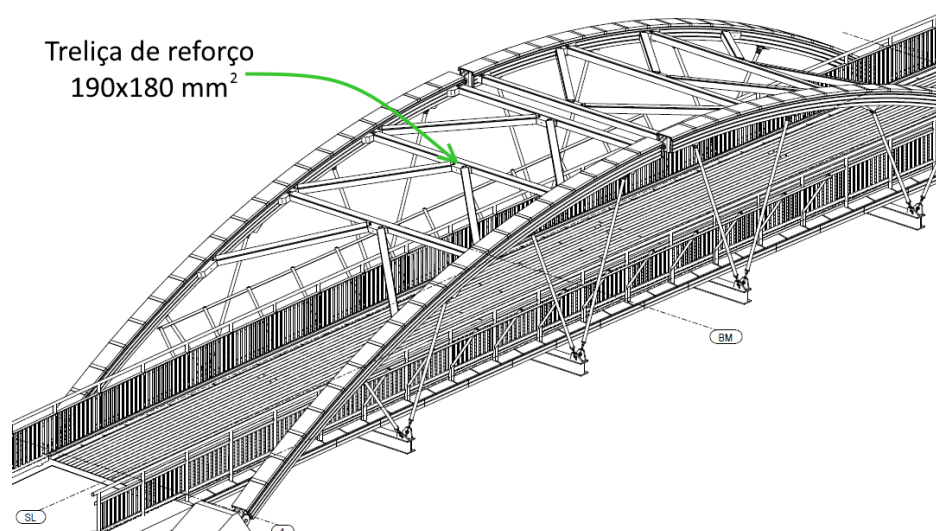


Figura 3.6 - Pormenor da treliça de reforço em forma de K.

### 3.4 PROCESSO CONSTRUTIVO

Relativamente à construção deste passadiço, com o objetivo de minimizar a interrupção do tráfego ferroviário, optou-se por construir o mesmo por inteiro numa das margens da via férrea. A fabricação de todos os elementos foi executada nas instalações da Moelven em Töreboda, Suécia. A fabricação dos elementos incluiu também a montagem de elementos metálicos em certas zonas do passadiço, como é o caso das rótulas de apoio nos arcos. Posteriormente, estes elementos foram transportados para as margens da via férrea em Haninge, a 330 km a noroeste de Töreboda.

Tendo todos os elementos do passadiço no local de montagem, iniciou-se a montagem do passadiço. Para a montagem, foi necessário realizar apoios temporários com as mesmas características dos apoios finais, uma vez que o passadiço executado na margem tinha de ter exatamente as dimensões da localização final. O passadiço foi executado próximo dos apoios finais, para que a distância de movimentação fosse a menor possível. O passadiço foi inteiramente montado na margem exceto a camada asfáltica, conforme a Figura 3.7.



Figura 3.7 - Construção do passadiço de Haninge.

De seguida, Figura 3.8 o passadiço com cerca de 45 toneladas foi elevado e movimentado para a localização final com recurso a uma grua móvel com capacidade para 800 toneladas. A operação da colocação do passadiço no local demorou apenas 45 minutos.



Figura 3.8 - Movimentação do passadiço de Haninge.

### 3.5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Neste subcapítulo irão ser apresentados os diversos diagramas de esforços axiais e de momentos fletores no arco para os diferentes casos de carga. As ações consideradas foram as ações permanentes, a sobrecarga, a ação do veículo de serviço, a ação horizontal, a ação de travagem e a ação do vento. Os valores para estas mesmas ações estão de acordo com o projeto do passadiço, sendo que apenas foram reescritos nesta dissertação.

Para a obtenção dos diagramas de esforços o passadiço foi modelado no software de análise estrutural SAP2000 v19. Na Tabela 3 apresentam-se as ações consideradas para o dimensionamento dos elementos estruturais do passadiço.

Tabela 3 - Ações consideradas no estudo do passadiço.

<b>Tipo de carregamento</b>	<b>Ação</b>
Ações Permanentes	Peso próprio da estrutura + peso próprio do betuminoso e acessórios
Sobrecarga (EN 1991-2; 5.3.2)	$q_{fk} = 17.10 \text{ kN/m}^2$
Veículo de serviço (EN 1991-2; 5.3.2)	$Q_{(sv1+sv2)} = 109.00 \text{ kN} + 54.60 \text{ kN}$
Ação de travagem ou sobrecarga horizontal (EN 1991-2; 5.4)	$Q_{fk, //} = 72.00 \text{ kN};$ $Q_{fk, \perp} = 18.00 \text{ kN}$
Ação do vento	$Q_{w,t} = 1.30 \text{ kN/m};$ $Q_{w,a} = 0.60 \text{ kN/m}$

Para a análise elaborada no decorrer desta dissertação, apenas os carregamentos das ações permanentes, da sobrecarga e do veículo de serviço foram consideradas como relevantes, visto que são as que mais influenciam os esforços máximos no arco.

### 3.5.1 Ação Permanente

Na Tabela 4 apresentam-se as origens das ações permanentes presentes na estrutura.

Tabela 4 - Ações permanentes

Tipo de ação permanente	Valor da ação
Peso próprio do tabuleiro incluindo os guarda-corpos	$\gamma_{t,tabuleiro} = 6.00 \text{ kN/m}^3$
Peso próprio dos restantes elementos de madeira	$\gamma_{t,elemad} = 4.30 \text{ kN/m}^3$
Peso próprio da camada de betuminoso incluindo a impermeabilização	$\gamma_{t,bet} = 23.00 \text{ kN/m}^3$
Peso próprio dos elementos metálicos	$\gamma_{t,s} = 76.97 \text{ kN/m}^3$

As ações permanentes foram obtidas através dos seguintes cálculos:

Ação permanente no tabuleiro:

$$\begin{aligned}
 g_{tabuleiro} &= \gamma_{t,tabuleiro} * l_{tabuleiro} * h_{tabuleiro} + \gamma_{t,bet} * l_{bet} * h_{bet} \\
 g_{tabuleiro} &= 6.000 * 4.500 * 0.315 + 23.000 * 4.500 * 0.085 \\
 g_{tabuleiro} &= 8.505 + 8.798 = 17.303 \text{ kN/m}
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

Ação permanente no arco:

$$\begin{aligned}
 g_{arco} &= \gamma_{t,elemad} * l_{arco} * h_{arco} \\
 g_{arco} &= 4.300 * 0.405 * 0.380 = 0.662 \text{ kN/m}
 \end{aligned}
 \tag{2}$$

Ação permanente na treliça de reforço:

$$\begin{aligned}
 g_{treliça} &= \gamma_{t,elemad} * l_{treliça} * h_{treliça} \\
 g_{treliça} &= 4.300 * 0.180 * 0.190 = 0.147 \text{ kN/m}
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

As ações permanentes para os elementos metálicos são consideradas automaticamente pelo software.

Após a definição de todas as ações permanentes é necessário agrupá-las num único grupo de cargas, obtendo assim os seguintes diagramas de esforços axiais (Figura 3.9) e momentos fletores (Figura 3.10).

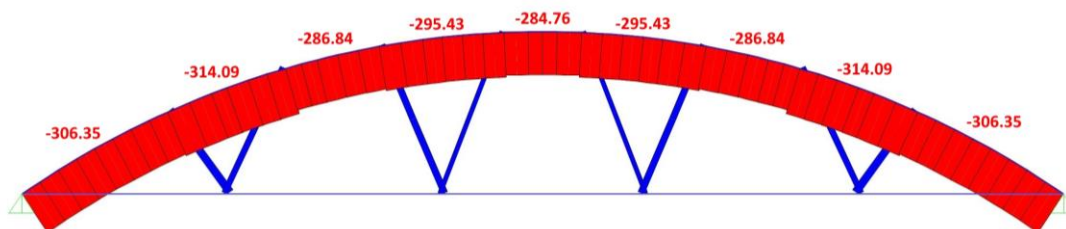


Figura 3.9 - Diagrama de esforços axiais para a carga permanente [kN].

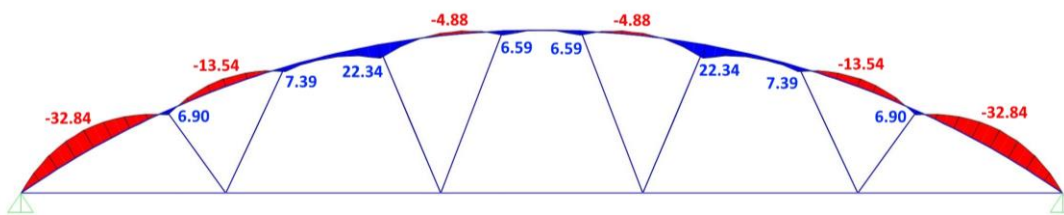


Figura 3.10 - Diagrama de momentos fletores para a carga permanente [kN.m].

### 3.5.2 Sobrecarga

Segundo a EN 1991-2 (5.3.2.1(2)), para o projeto de pontes pedonais, a carga uniformemente distribuída  $q_{fk}$  pode ser definida e aplicada apenas nas partes desfavoráveis do plano de influência, longitudinalmente e transversalmente.

$$q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{L + 30} \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (4)$$

Em que:  $q_{fk} \geq 2.50 \text{ kN/m}^2$ ;  $q_{fk} \leq 5.00 \text{ kN/m}^2$

Onde  $L$  é o comprimento do carregamento em [m].

Para o cálculo da força exercida pela sobrecarga na estrutura são necessários os seguintes cálculos tendo em conta o comprimento do tabuleiro.

$$L_{\text{tabuleiro}} = 36 \text{ m}$$

$$q_{fk} = 2.0 + \frac{120}{36 + 30} = 3.80 \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

Como o pretendido é obter o carregamento mais desfavorável considera-se que a sobrecarga está aplicada em toda a largura do tabuleiro.

$$l_{\text{tabuleiro}} = 4.50 \text{ m}$$

$$q_{fk} = 3.80 \text{ kN/m}^2 * l_{\text{tabuleiro}} = 3.80 \text{ kN/m}^2 * 4.50 \text{ m} = 17.10 \text{ kN/m} \quad (6)$$

Posteriormente a carga obtida nos cálculos acima é aplicada no modelo e obtém-se os seguintes diagramas de esforços.

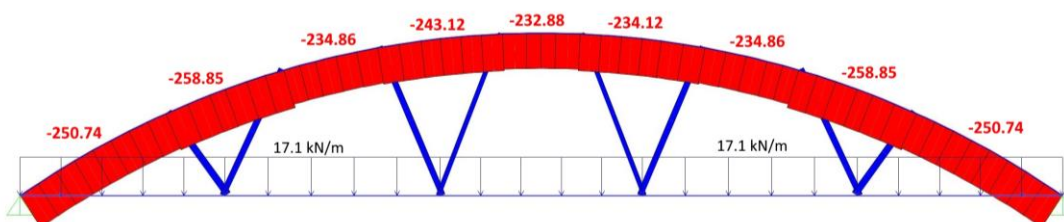


Figura 3.11 - Diagrama de esforços axiais para a sobrecarga em todo o tabuleiro [kN].

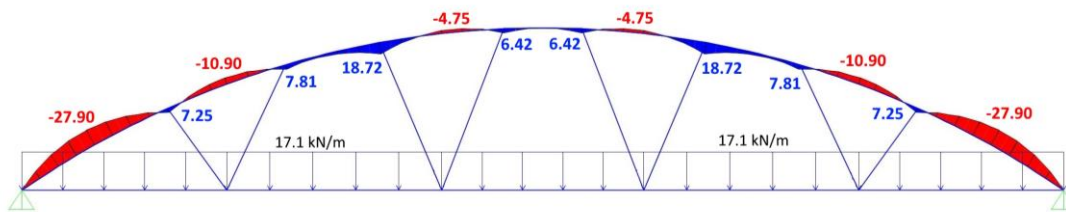


Figura 3.12 - Diagrama de momentos para a sobrecarga em todo o tabuleiro [kN.m].

Depois de realizada a análise dos diagramas acima apresentados, verificou-se que o momento fletor é máximo quando colocamos a sobrecarga até 11.164 m do apoio, obtendo assim os diagramas a seguir apresentados (Figuras 3.13 e 3.14). Esta excentricidade da sobrecarga foi apresentada pelo projetista como mais desfavorável para o arco.

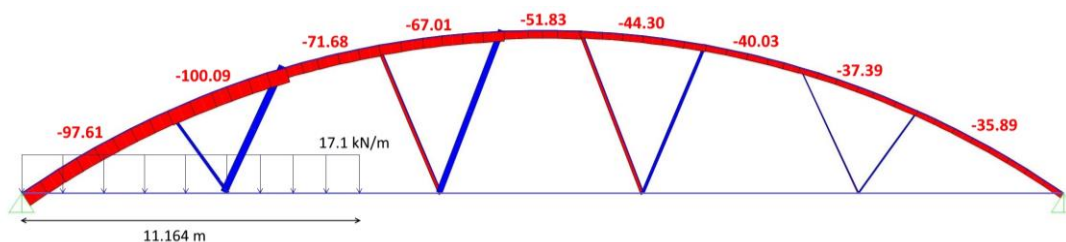


Figura 3.13 - Diagrama de esforços axiais para a sobrecarga de modo a obter momentos máximos no arco [kN].

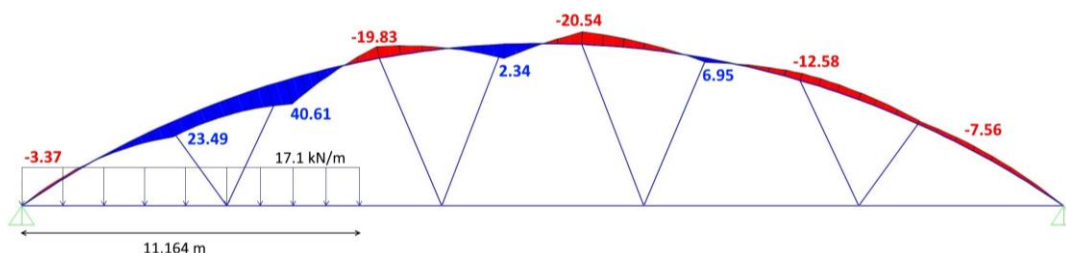
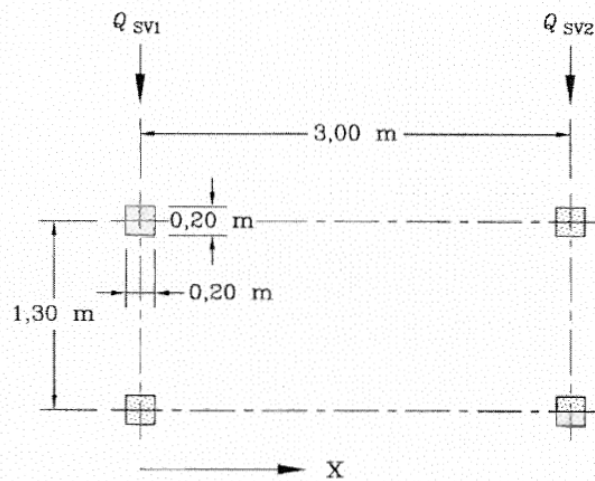


Figura 3.14 - Diagrama de momentos para a sobrecarga de modo a obter momentos máximos no arco [kN.m].

### 3.5.3 Veículo de serviço

Segundo a EN 1991-2 (5.3.2.3), quando a passagem de veículos de serviço for permitida em pontes pedonais ou passadiços, deve ser considerada a carga do veículo de serviço. Segundo a nota 1 do presente ponto, se os veículos considerados estiverem na classe de veículos de manutenção, emergência ou outro tipo de veículo de serviço, deve ser considerado um carregamento para o veículo tipo definido no ponto 5.6.3. que está representado na Figura 3.15.



$x$  : Sentido longitudinal da ponte

$Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$

$Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Figura 3.15 - Carregamento do veículo de serviço segundo o EN 1991-2 (EN 1991-2:2003, 2010).

O carregamento do veículo de serviço, primeiramente tem que ser analisado de forma transversal e posteriormente de forma longitudinal, obtendo assim as cargas pontuais a colocar no eixo tabuleiro. Para que as cargas sejam as mais desfavoráveis possíveis, induzindo assim um maior esforço na estrutura, estas devem estar descentradas transversalmente, como é possível ver na Figura 3.16.

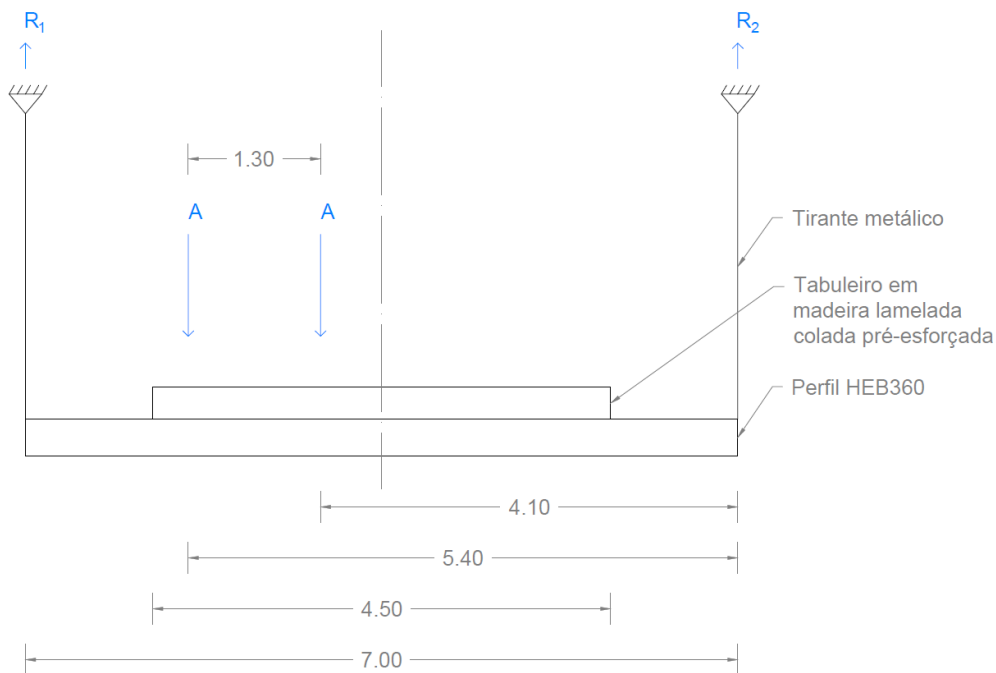


Figura 3.16 - Esquema para a obtenção dos valores da carga pontual transversalmente.

A partir do esquema acima representado é possível obter a equação de equilíbrio de forças a meio do tabuleiro. Esta equação serve para posteriormente obter a carga do veículo por eixo a aplicar no software de cálculo.

$$R_1 * 7 - A * 5.4 - A * 4.1 = 0 \Leftrightarrow R_1 = 1.37 * A \tag{7}$$

Como foi referido anteriormente, após a análise transversal é necessário realizar a análise longitudinal. Para isso apresenta-se o esquema da Figura 3.17, onde a carga  $P_1$  simboliza a carga realizada pelo primeiro eixo do veículo e a carga  $P_2$  simboliza o segundo eixo.

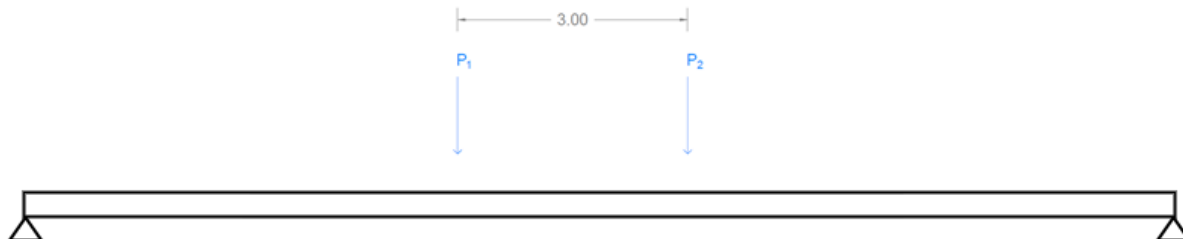


Figura 3.17 - Esquema para a obtenção do carregamento longitudinalmente.

Através da Equação (7) e substituindo  $A$  pelo valor da carga de cada eixo do veículo obtém-se os seguintes valores para as cargas do veículo de serviço.

Onde:

$$Q_{sv1} = 80.00kN \text{ e } Q_{sv2} = 40.00kN$$

$$P_1 = 1.36 * Q_{sv1} = 1.36 * 80.00 = 109.00kN \tag{8}$$

$$P_2 = 1.36 * Q_{sv2} = 1.36 * 40.00 = 54.60kN \tag{9}$$

Conhecendo as cargas pontuais do veículo de serviço, é necessário analisar qual a posição mais desfavorável de forma a criar esforços máximos no arco. Porém esta posição foi definida no projeto, ou seja, não foi necessário realizar iterações para encontrar a posição mais desfavorável. Retirando então da nota de cálculo, obtém-se a posição das cargas que se localizam a 4.785m para a carga  $P_1$  e a 4.785m+3m para a carga  $P_2$ . Os diagramas de esforços máximos são apresentados seguidamente.

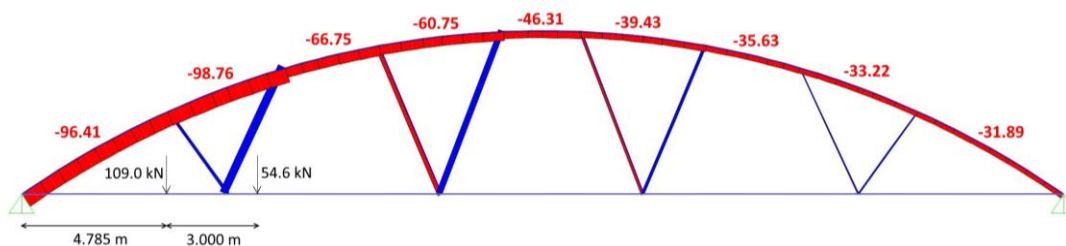


Figura 3.18 - Diagrama de esforços axiais para o veículo de serviço [kN].

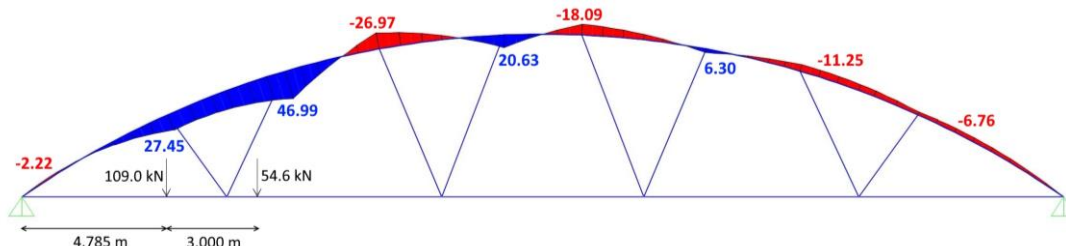


Figura 3.19 - Diagrama de momentos para o veículo de serviço[kN.m].



### 3.5.4 Ação de frenagem

Segundo a EN 1991-2 (5.4) apenas para pontes pedonais, a força horizontal  $Q_{fik}$  pode vir a ser considerada atuando ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro da ponte. O valor característico da força horizontal é calculado a partir das seguintes equações, considerando apenas o valor maior para a força: 10% do valor total da sobrecarga uniformemente distribuída; ou 60% do valor total do carregamento do veículo de serviço.

$$\begin{aligned} Q_{fk,||} &= \max\{0.1 * q; 0.6 * Q_{sv}\} \\ Q_{fk,||} &= \max\{0.1 * 17.10; 0.6 * (80 + 40)\} \\ Q_{fk,||} &= \max\{1.71; 72.00\} = 72.00kN \end{aligned} \quad (10)$$

É ainda considerado que 25% da força horizontal longitudinal é transformada em força horizontal transversal, daí obtêm-se:

$$\begin{aligned} Q_{fk,\perp} &= 0.25 * Q_{fk,||} \\ Q_{fk,\perp} &= 0.25 * 72.00 = 18.00kN \end{aligned} \quad (11)$$

### 3.5.5 Ação do vento

Segundo a EN 1991-1-4 (8), a ação do vento em pontes deve ser considerada na direção perpendicular ao tabuleiro da mesma, uma vez que nesta direção pode influenciar na análise e dimensionamento da ponte. O cálculo da carga do vento é obtido a partir dos seguintes passos.

Valor de referência da velocidade do vento:  $v_{b,Nynäshamn} = 24m/s$  (EKS 9)

Categoria do terreno: II (EN 1991-1-4, Anexo A)

A força do vento como ação perpendicular ao passadiço, influência principalmente o tabuleiro e o arco. Deste modo, apenas será considerada a atuação da força do vento no tabuleiro e no arco.

Cálculo do parâmetro  $b/d_{tot}$  para obtenção do coeficiente de força do vento (C).

Tabuleiro:

$$\begin{aligned} d_{tot} &= d + 600mm \text{ (Quadro 8.1 – EN 1991-1-4)} \\ d_{tot} &= 315 + 600 = 915mm \end{aligned} \quad (12)$$

Onde  $d$  é o valor da altura do tabuleiro em mm.

$$b/d_{tot} = 4500/915 = 4.90 \quad (13)$$

Onde  $b$  é o valor da largura do tabuleiro em mm.

Arco:

$$b/d_{tot} = 7000/405 = 17.3 \quad (14)$$

Para  $b/d_{tot} \geq 4.0$  e  $z_e \leq 20m \Rightarrow C = 3.6$  (Quadro 8.2)

Cálculo da área de referência ( $A_{ref,x}$ )

Tabuleiro:

$$A_{ref,x} = A_t = (h_{tabuleiro} + h_{bet} + 0.60) * L_{tabuleiro} \quad (15)$$

$$A_t = (0.315 + 0.090 + 0.600) * 36.000 = 36.180m^2$$

Onde  $h_{tabuleiro}$  é o valor da altura do tabuleiro em m,  $h_{bet}$  é o valor da camada asfáltica em m e  $L_{tabuleiro}$  é o desenvolvimento total do tabuleiro em m.

Arco:

(Pela encurvadura do arco, majora-se 15% ao comprimento do tabuleiro, de forma a obter o comprimento do arco)

$$\begin{aligned} A_{ref,x} &= A_a = (h_{arco}) * L_{tabuleiro} * 1.15 \\ A_a &= (0.405) * 36.000 * 1.150 = 16.77m^2 \end{aligned} \quad (16)$$

Onde  $h_{arco}$  é a altura da secção transversal do arco em m.

Cálculo da força na direção x (8.3.2)

$$F_w = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * C * A_{ref,x} \quad (17)$$

Onde  $\rho = 1.25$

Para o tabuleiro:

$$\begin{aligned} F_{w,t} &= \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * C * A_t \\ F_{w,t} &= \frac{1}{2} * 1.25 * 24^2 * 3.6 * 36.18 = 46.9kN \end{aligned} \quad (18)$$

Para o arco:

$$\begin{aligned} F_{w,a} &= \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * C * A_a \\ F_{w,a} &= \frac{1}{2} * 1.25 * 24^2 * 3.6 * 16.77 = 21.7kN \end{aligned} \quad (19)$$

Tornando esta força numa carga uniformemente distribuída obtemos:

Para o tabuleiro:

$$Q_{w,t} = \frac{F_{w,t}}{L_{tabuleiro}} = \frac{46.9}{36} = 1.30kN/m \quad (20)$$

Para o arco:

$$Q_{w,a} = \frac{F_{w,a}}{L_{tabuleiro}} = \frac{21.7}{36} = 0.60kN/m \quad (21)$$

### 3.6 COMPORTAMENTO DINÂMICO

As pontes pedonais ou passadiços devem ter uma frequência natural de vibração compreendidas entre valores regulamentados. No caso do passadiço em estudo, existem duas normas europeias que definem intervalos de valores para estas frequências. Estes intervalos têm como objetivo limitar as frequências a que a estrutura possa estar sujeita de forma a evitar que a mesma entre em ressonância.

Na secção 5.7 da norma europeia EN 1991-2 são definidos intervalos de frequência para promover conforto para os utilizadores. É definido que a frequência natural de vibração na direção vertical, deve estar no intervalo entre 1 Hz e 3 Hz. Para o caso da frequência natural de vibração na direção transversal, os valores da frequência devem estar entre os valores de 0.5 Hz e 1.5 Hz.

A norma europeia EN 1995-2 contempla intervalos de frequência para vibrações de ações pedonais, de salientar que esta norma é direcionada para pontes em madeira. As limitações impostas pela presente norma para a frequência vertical têm como valor máximo, os 5 Hz, enquanto que a frequência transversal está compreendida num intervalo entre os 0.5 Hz e os 2.5 Hz. Na Tabela 3 são apresentados os intervalos de frequência apresentados nas normas europeias EN1991-2 e na EN 1995-2.

Tabela 5 - Intervalos de frequência regulamentados [Hz].

Norma	Intervalos de frequência limite	
	Vertical	Transversal
EN 1991-2	$1 \leq f_v \leq 3$	$0.5 \leq f_t \leq 1.5$
EN 1995-2	$f_v \leq 5$	$0.5 \leq f_t \leq 2.5$

Onde  $f_v$  é a frequência limite vertical e  $f_t$  é a frequência limite transversal.

Analisados os valores regulamentares das frequências naturais de vibração aplicáveis ao passadiço em estudo, serão de seguida apresentados os modos de vibração, respetivas frequências e períodos. Os valores obtidos foram retirados do software de cálculo de estruturas SAP 2000. Seguidamente irão ser apresentados um modo de vibração por cada tipologia de vibração.

### Modo 1

O primeiro modo de vibração consiste num deslocamento da estrutura no sentido transversal do passadiço no plano horizontal. É possível verificar que toda a estrutura se desloca no sentido transversal do passadiço.

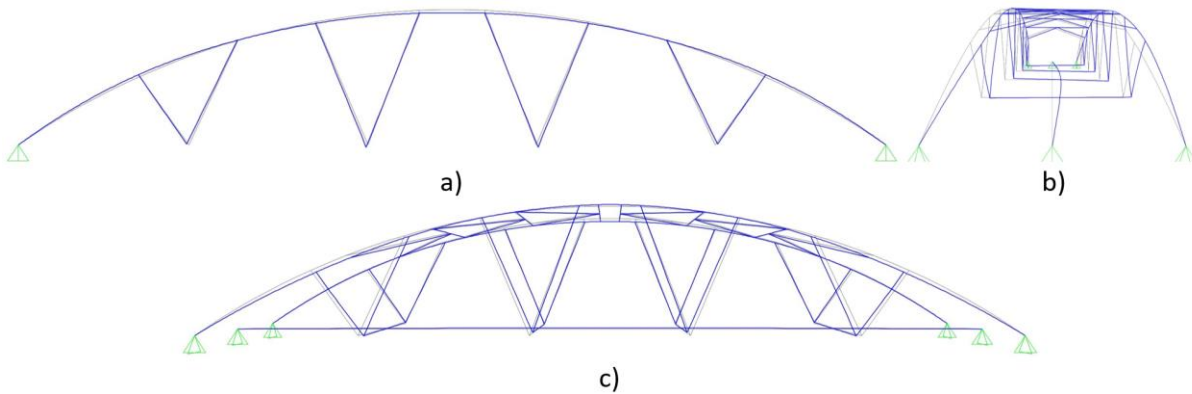


Figura 3.20 - Modo de vibração 1 ( $f=1.072$  Hz;  $T=0.933$  s): a) alçado longitudinal; b) vista transversal 3D e c) vista longitudinal 3D

### Modo 3

No modo de vibração 3 ocorre pela primeira vez o deslocamento vertical da estrutura, sendo que o deslocamento do tabuleiro acompanha o deslocamento do arco.

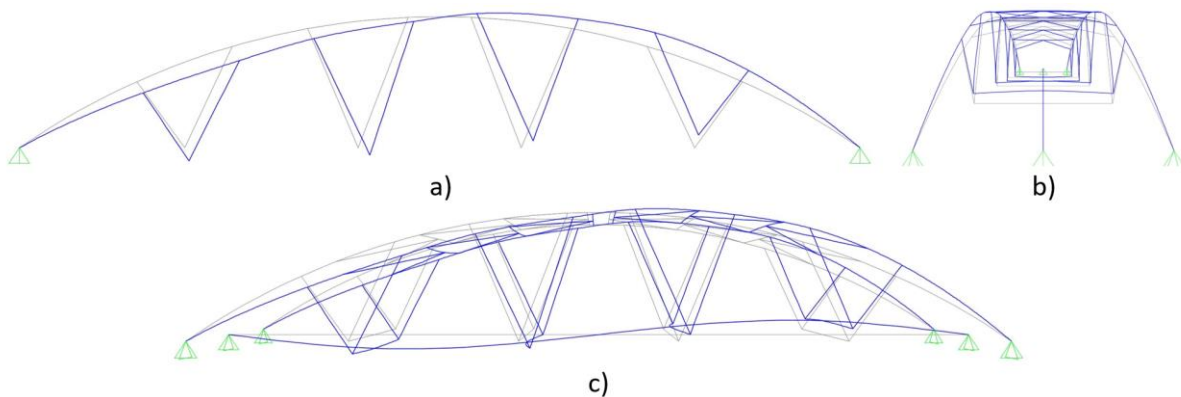


Figura 3.21 - Modo de vibração 3 ( $f=2.292$  Hz;  $T=0.436$  s): a) alçado longitudinal; b) vista transversal 3D e c) vista longitudinal 3D

### Modo 5

O modo de vibração 5 da estrutura induz uma torção em toda a estrutura na direção longitudinal do passadiço.

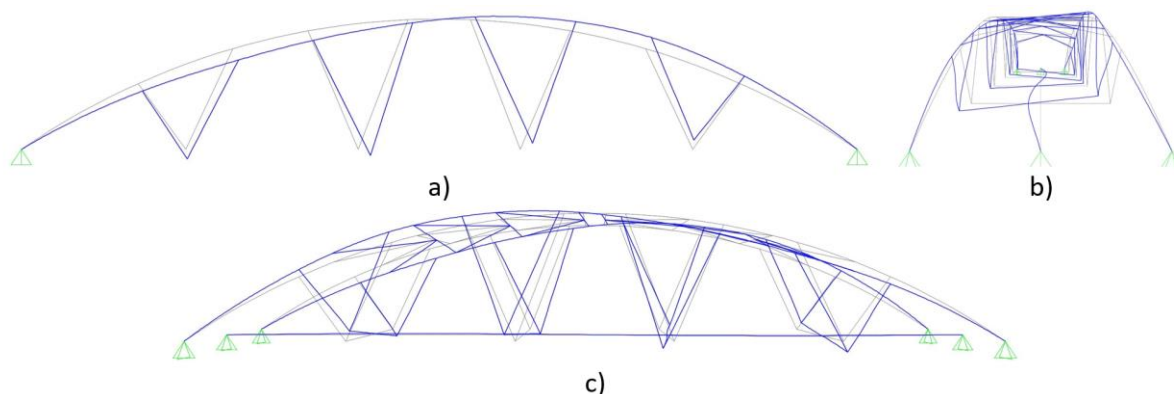


Figura 3.22 - Modo de vibração 5 ( $f=3.786$  Hz;  $T=0.264$  s): a) alçado longitudinal; b) vista transversal 3D e c) vista longitudinal 3D

Na Tabela 6 apresentam-se as validações das frequências do passadiço tendo em conta as normas referidas na Tabela 5.

Tabela 6 - Verificação dos limites das frequências de vibração [Hz] para o passadiço de Haninge.

Norma	Passadiço de Haninge	
	1º modo transversal	
EN 1991-2	$f_t = 1.07$ (Modo 1)	OK
EN 1995-2		OK
	2º modo transversal	
EN 1991-2	$f_t = 1.42$ (Modo 2)	OK
EN 1995-2		OK
	1º modo vertical	
EN 1991-2	$f_v = 2.29$ (Modo 3)	OK
EN 1995-2		OK
	2º modo vertical	
EN 1991-2	$f_v = 2.81$ (Modo 4)	OK
EN 1995-2		OK
	3º modo vertical	
EN 1991-2	$f_v = 4.07$ (Modo 6)	OK
EN 1995-2		OK
	1º modo de torção	
EN 1991-2	$f_{tr} = 3.79$ (Modo 5)	OK
EN 1995-2		OK



## Capítulo 4. EFEITO DA GEOMETRIA DOS TIRANTES

### 4.1 ESTUDO PARAMÉTRICO

Num contexto geral, verifica-se que a maioria das pontes e passadiços em madeira construídos em arco, até à data, utilizam tirantes verticais na ligação entre o tabuleiro e o arco, como, de resto, é possível confirmar no decorrer desta dissertação com os casos expostos de diferentes pontes e passadiços.

O presente estudo tem como objetivo perceber as vantagens trazidas pela colocação de tirantes em V para a ligação do arco ao tabuleiro, no caso do passadiço de Haninge. A posição dos tirantes em V no passadiço, ou seja, a sua inclinação e a sua quantidade são fatores que influenciam as características de rigidez estrutural e as propriedades dinâmicas do passadiço. Também o comprimento de encurvadura do arco é influenciado pela colocação e geometria dos tirantes.

Na Figura 4.1 estão representados os modelos estruturais assumidos para o estudo em causa. A Figura 4.1a) representa a estrutura do passadiço de Haninge com todas as características já descritas, enquanto que na Figura 4.1b) está representada a estrutura de comparação, que possui as mesmas características de materiais e de dimensões, apenas difere na colocação dos tirantes não em V, mas sim na vertical.

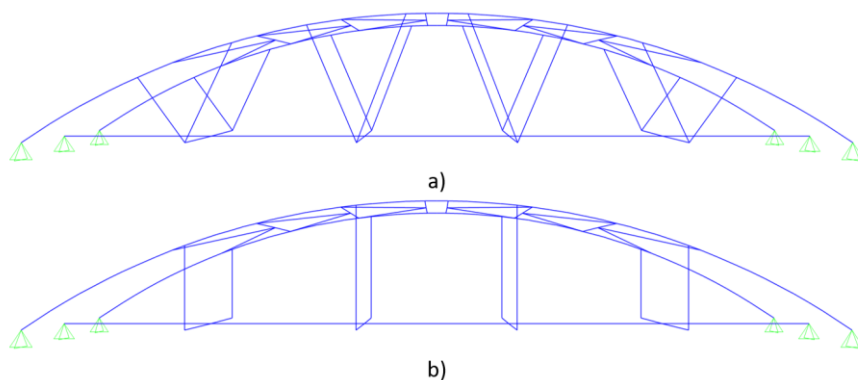


Figura 4.1 - Modelo estrutural do a) Passadiço de Haninge e do b) Passadiço de comparação.

Na realização do estudo paramétrico foram analisados os diagramas de esforços, o comportamento dinâmico e o comprimento de encurvadura.

A geometria dos tirantes condiciona a distribuição dos esforços pela estrutura pelo que interessa proceder à comparação dos mesmos.

As ações dinâmicas em passadiços originam fenómenos de vibração importantes para a segurança dos utilizadores. Estas ações podem ser originadas pela travessia de peões, pela ação do vento, pela ocorrência de um sismo, entre outras. As amplitudes de vibração originadas pelas ações têm que estar controladas de forma a respeitar as normas aplicadas à estrutura. Desta forma, a comparação do comportamento dinâmico das duas estruturas servirá para perceber qual a que traz maior segurança para os utilizadores.

A encurvadura é um fenómeno de instabilidade que se verifica em elementos sob esforços de compressão, como é o caso do arco do passadiço. De uma forma simples, o comprimento de encurvadura, neste caso, do arco, permite perceber qual é o valor limite da carga aplicável sem que a estrutura apresente instabilidade. Esta instabilidade a verificar-se, representa um movimento para fora do plano da estrutura (arco), que pode representar um mecanismo de colapso que compromete a segurança do passadiço, pelo que deve ser evitado.

## 4.2 COMPARAÇÃO DE ESFORÇOS

Neste subcapítulo irão ser comparados os diagramas das duas estruturas no que diz respeito aos esforços axiais e aos momentos fletores de cada caso de carga. Esta comparação tem como objetivo compreender as alterações nos esforços que são induzidas na estrutura com a variação da geometria dos tirantes.

A comparação dos esforços a que as estruturas estão sujeitas terá por base o cálculo da variação relativa aplicando a equação (22). Esta fórmula será utilizada para todos os cálculos da variação relativa efetuados nesta dissertação.

$$\text{Variação Relativa} = \left| \frac{|H| - |C|}{|H|} \right| [\%] \quad (22)$$

Onde  $H$  é o valor do esforço no passadiço de Haninge e  $C$  é o valor do esforço no passadiço de comparação.

Para uma melhor perceção da realização deste cálculo apresenta-se o seguinte exemplo para o caso dos esforços axiais mínimos, onde:

$$H = -314.09kN$$

$$C = -319.96kN$$

$$\text{Variação Relativa} = \left| \frac{|-314.09| - |-319.96|}{|-314.09|} \right| = 0.0187 = 1.87\% \quad (23)$$

Apesar de os esforços não ocorrerem na mesma secção do arco, o que se pretende é perceber qual a variação relativa para os esforços máximos, visto que estes são os que condicionam o dimensionamento da secção transversal do arco.



Os casos de carga a analisar na comparação dos esforços estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Casos de carga utilizados para a comparação dos esforços.

<b>Casos de Carga</b>
Ação permanente
Sobrecarga aplicada em todo o tabuleiro
Sobrecarga aplicada de forma a obter momentos máximos no arco da estrutura original
Veículo de serviço 1 – Veículo de serviço posicionado segundo o projeto
Veículo de serviço 2 – Veículo de serviço posicionado de forma a obter esforços máximos no arco da estrutura

Os casos de carga das sobrecargas irão ser agrupados no mesmo subcapítulo assim como os casos de carga dos veículos de serviço.

#### 4.2.1 Ação permanente

A ação permanente é uma ação que permanece na estrutura durante a sua vida útil, sendo que a mesma não tem carácter variável.

Os esforços axiais provenientes da ação permanente apresentados na Figura 4.2, não refletem grande variabilidade de valores, visto serem valores relativamente próximos. De salientar que, uma vez que os valores mínimos são os valores máximos negativos, é necessário que o arco esteja dimensionado para estes valores. Isto é válido para todos os digramas e tabelas de esforços axiais.

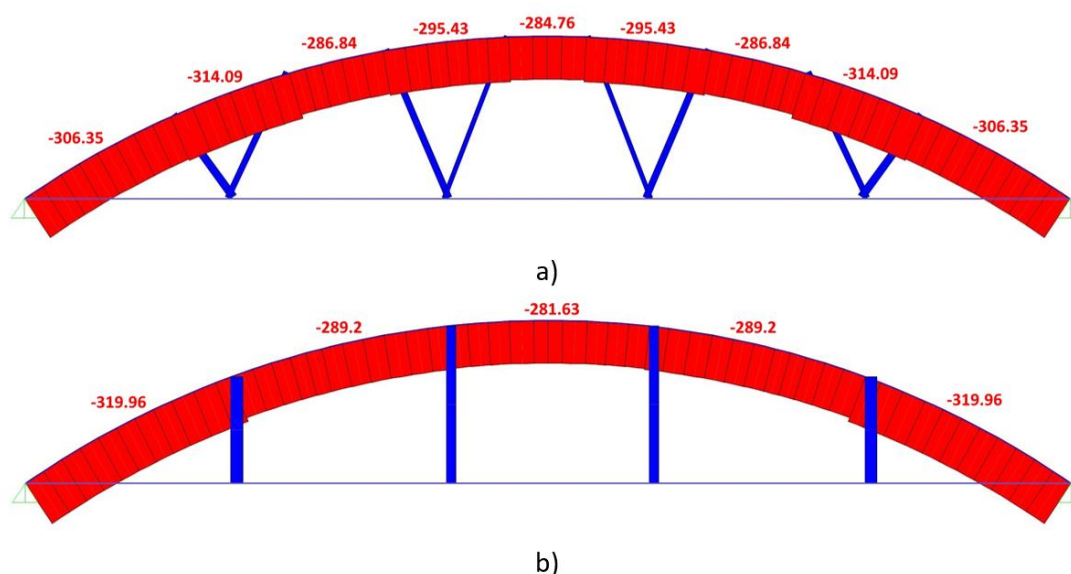


Figura 4.2 - Diagramas de esforços axiais para a carga permanente no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN].

A variação dos esforços, como é possível verificar na Tabela 8, resulta em valores muito baixos. No caso dos esforços máximos, verifica-se uma variação de cerca de 2% e no caso dos esforços mínimos, verifica-se uma variação de cerca de 1%. Estes valores conduzem para o mencionado supra, ou seja, no caso da ação permanente para esforços axiais não se verificam melhorias significativas na resposta do passadiço de Haninge.

Tabela 8 - Esforços axiais máximos e mínimos [kN] para a ação permanente.

Ação	Local	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação	Variação Relativa
Ação	Mínimos	- 314,09	- 319,96	1,87%
Permanente	Máximos	- 284,76	- 281,63	1,10%

Relativamente aos momentos fletores provenientes desta mesma ação, o cenário é bastante diferente, visto que a variação dos valores máximos e mínimos são substancialmente diferentes como se pode verificar, sem realizar o cálculo da variação relativa, na Figura 4.3.

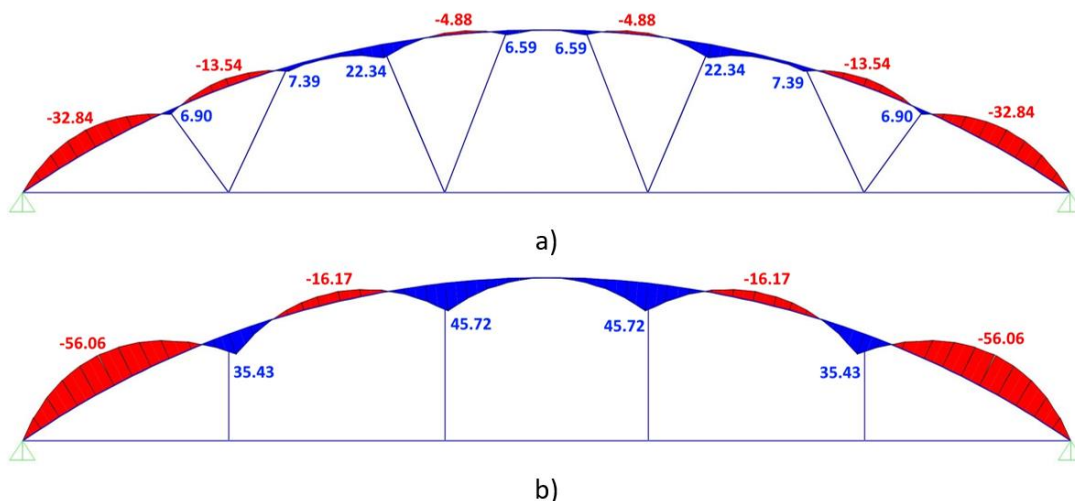


Figura 4.3 - Diagramas de momentos fletores para a carga permanente no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN.m].

Porém, para comprovar a afirmação supra citada sobre o facto de os valores serem bastantes distintos, são apresentados na Tabela 9 os valores máximos e mínimos dos momentos atuantes no arco para a ação permanente. É possível verificar que o arco fica sujeito a valores de esforços muito elevados no caso do passadiço de comparação em relação aos valores verificados no passadiço de Haninge. Os valores de esforços elevados irão conduzir ao aumento significativo da secção necessária para suportar os mesmos, aumentando assim o custo do passadiço e torna a estrutura menos esbelta.

Tabela 9 - Momentos fletores máximos e mínimos [kN.m] para a ação permanente.

Ação	Local	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação	Variação Relativa
Ação	Máximos	22,34	45,73	104,70%
Permanente	Mínimos	- 32,84	- 56,06	70,71%

#### 4.2.2 Sobrecarga

Os esforços axiais resultantes da ação da sobrecarga, onde a mesma se encontra aplicada a todo o desenvolvimento do passadiço são apresentados na Figura 4.4. Nos diagramas presentes na referida figura, constata-se que os esforços presentes no arco nas duas estruturas são relativamente próximos, verificando-se assim que a variação da posição dos tirantes não se revela vantajosa. Mas pode-se salientar que a estrutura de comparação está sujeita a esforços mais elevados.

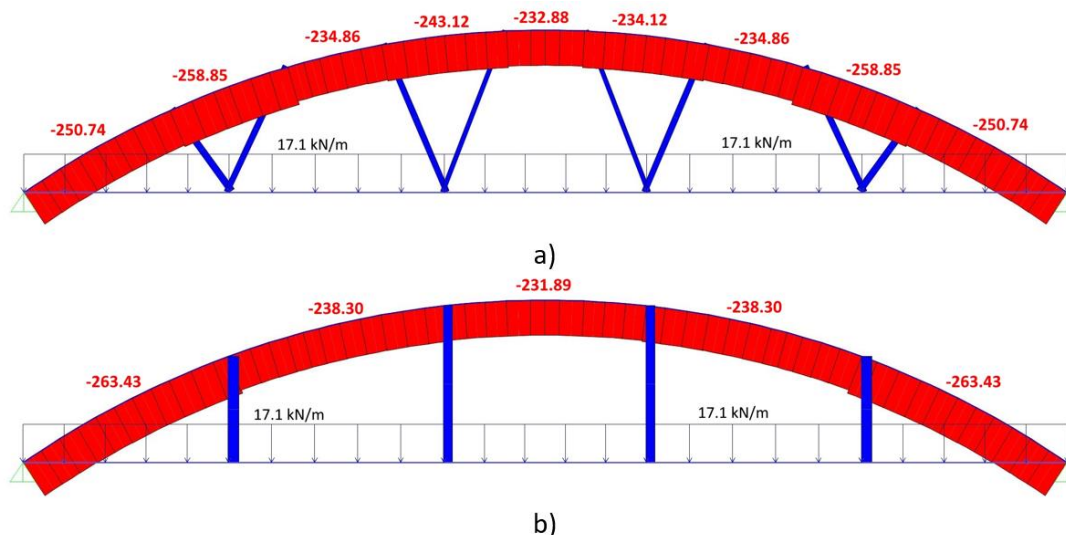


Figura 4.4 - Diagramas de esforços axiais para a ação sobrecarga no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN].

Para validar que a variação dos esforços presentes no arco de ambas as estruturas é baixa, apresenta-se a Tabela 10. Na referida tabela, verifica-se que a variação de maior valor está nos valores mínimos de esforço, com uma variação de cerca de 2%.

Tabela 10 - Esforços axiais máximos e mínimos [kN] para a ação sobrecarga.

Ação	Local	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação	Variação Relativa
Sobrecarga	Mínimos	- 258,85	- 263,43	1,77%
	Máximos	- 232,88	- 231,89	0,43%

No que diz respeito os diagramas de momentos fletores, como verificado no caso da ação permanente, os esforços resultantes da ação da sobrecarga são significativamente diferentes nas duas estruturas. Verifica-se que o arco do passadiço de Haninge está sujeito a um momento fletor de -27.90 kN.m e no primeiro troço do arco do passadiço de comparação verifica-se um momento fletor de -47.45 kN.m. Concluindo, numa estrutura com tirantes inclinados em V as cargas que são transmitidas ao arco são relativamente menores.

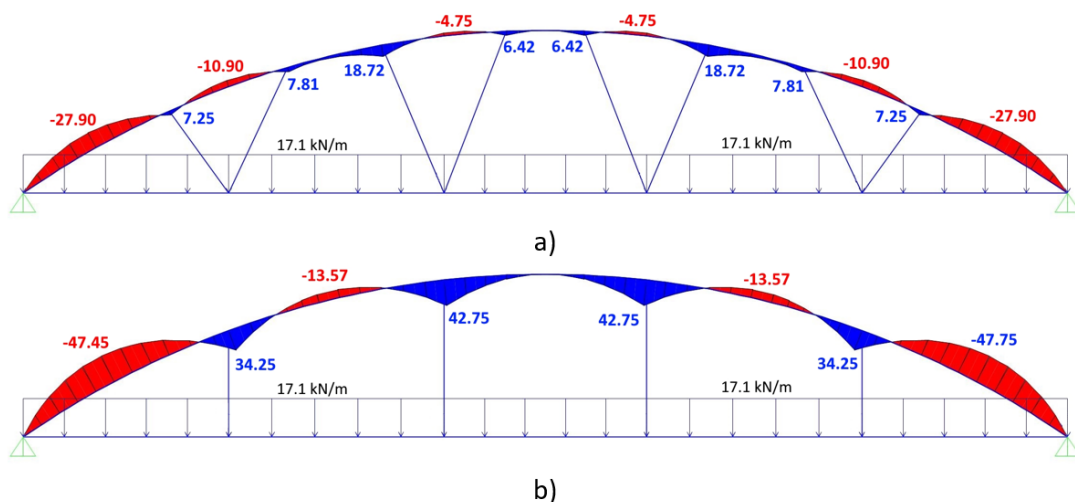


Figura 4.5 - Diagramas de momentos fletores para a ação da sobrecarga no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN.m].

Analogamente ao que foi citado no caso da ação permanente, verifica-se uma variação dos momentos máximos na ordem dos 128%. Isto significa que o valor do momento fletor que se faz sentir no arco do passadiço de comparação é superior ao dobro do momento fletor instalado no passadiço de Haninge.

Tabela 11 - Momentos fletores máximos e mínimos [kN.m] para a ação sobrecarga.

Ação	Local	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação	Variação Relativa
Sobrecarga	Máximos	18,72	42,75	128,37%
	Mínimos	- 27,90	- 47,75	71,15%

Foi ainda considerado o caso de carga mencionada na Tabela 7, com a designação de “Sobrecarga aplicada de forma a obter momentos máximos no arco da estrutura original”. Este caso de carga, foi criado para verificar quais seriam os momentos fletores máximos no arco quando a estrutura está sujeita a um carregamento assimétrico. Uma vez que a sobrecarga é um carregamento de carácter variável no que diz respeito ao tempo de atuação e também na posição em que se encontra aplicada. Verificou-se então que a posição mais desfavorável para a aplicação da sobrecarga seria até aos 11.164 m de desenvolvimento do tabuleiro.

Com base nos diagramas de esforços axiais apresentados na Figura 4.6, verifica-se que para os esforços representados, o arco do passadiço de Haninge está sujeito a esforço axial de compressão de maior valor do que no arco do passadiço de comparação. Apura-se então que, para um carregamento uniformemente distribuído assimétrico, os tirantes em V não trazem vantagens relativamente às forças axiais sentidas no arco. Este fenómeno acontece porque no passadiço de comparação os esforços são mais direcionados para o apoio, enquanto que no passadiço de Haninge os tirantes encaminham estes mesmos esforços para o arco.

Note-se ainda que os esforços no arco do passadiço de comparação não sofrem grande variação ao longo do arco. Enquanto que no passadiço de Haninge, os esforços no arco possuem maior variabilidade, indo dos -100.09 kN até aos -35.89 kN.

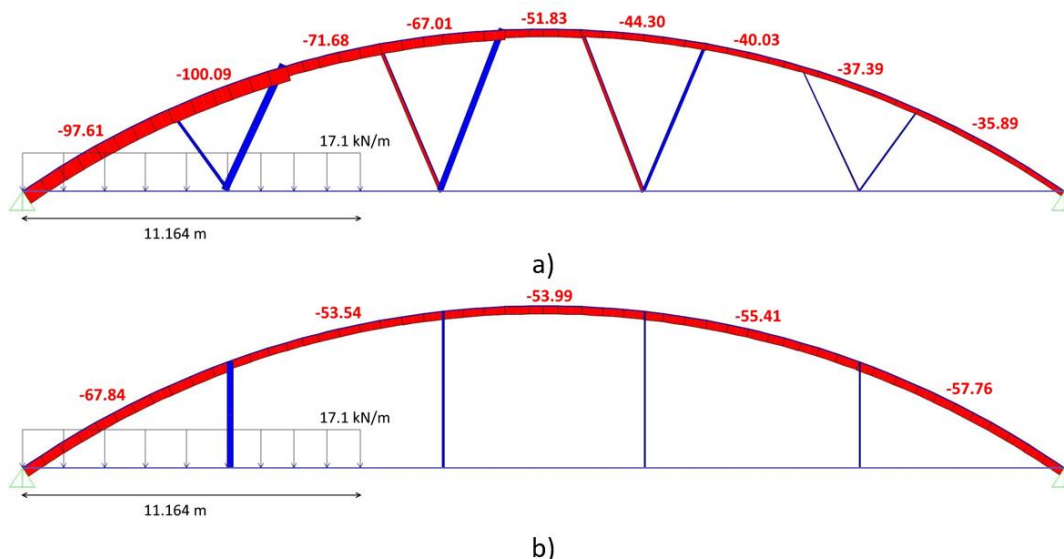


Figura 4.6 - Diagramas de esforços axiais para a ação da sobrecarga aplicada até 11.164 m no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN].

Na Tabela 12 são apresentados os valores máximos e mínimos dos esforços axiais presentes no arco. Constata-se, comparando os esforços sentidos nas diferentes estruturas, que a variação máxima destes mesmos esforços é de cerca de 49%.

Tabela 12 - Esforços axiais máximos e mínimos [kN] para a ação sobrecarga até 11.164 m.

Ação	Local	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação	Varição Relativa
Sobrecarga em 11,164 m	Mínimos	- 100,09	- 67,84	32,22%
	Máximos	- 35,89	- 53,54	49,18%

Como se tem vindo a verificar ao longo da análise dos momentos fletores, para o passadiço de Haninge os momentos fletores aplicados no arco da estrutura são de valor bastante menor que no caso do passadiço de comparação. Atendendo a que os esforços mais condicionantes no dimensionamento de uma secção são os esforços de flexão, pode-se concluir, até este ponto, que a utilização de tirantes em V na ligação do arco ao tabuleiro se revela vantajosa.

No que diz respeito aos momentos fletores atuantes no arco para a sobrecarga aplicada até 11.164 m, constata-se que os esforços sentidos no arco do passadiço de Haninge são substancialmente menores do que os esforços sentidos no passadiço de comparação. Note-se que o momento máximo aplicado no arco para este caso de carga tem o valor de 40.61 kN.m, para o passadiço de Haninge, e de 98.54 kN.m no passadiço de comparação. Comprova-se com estes valores que a secção necessária a utilizar para resistir a estes esforços é claramente menor no passadiço de Haninge.

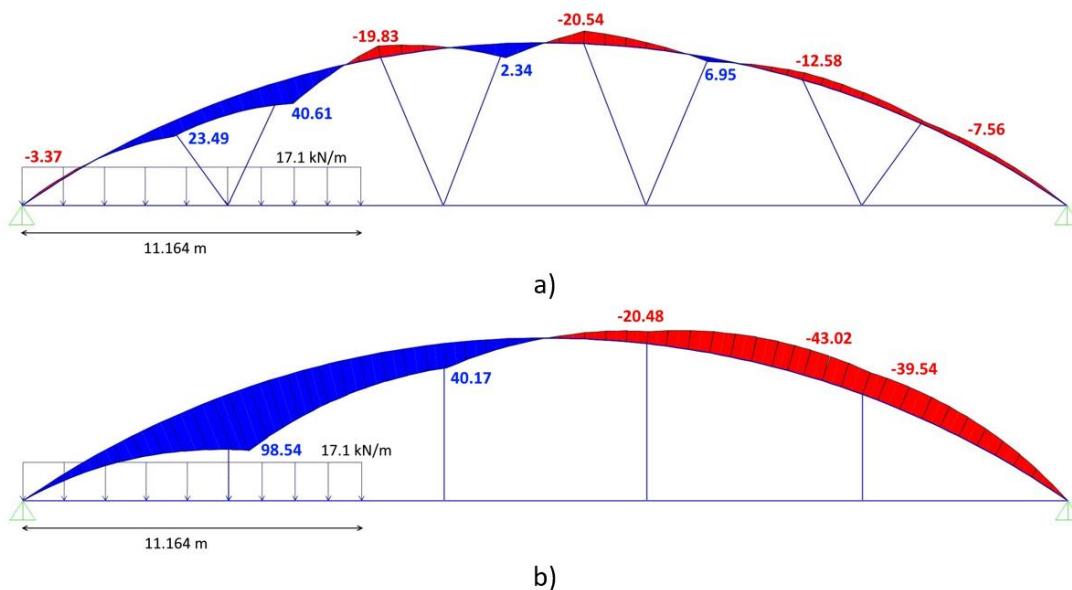


Figura 4.7 - Diagramas de momentos fletores para a ação da sobrecarga aplicada até 11.164 m no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN.m].

Analisando os momentos fletores máximos e mínimos verifica-se que existe uma elevada variação em ambos os valores. Porém, para os momentos fletores máximos, constata-se que a variação relativa atinge um valor de 143%, que até ao momento é a variação relativa mais elevada.

Tabela 13 - Momentos fletores máximos e mínimos [kN.m] para a ação sobrecarga até 11.164 m.

Ação	Local	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação	Variação Relativa
Sobrecarga em 11,164 m	Máximos	40,61	98,54	142,65%
	Mínimos	- 20,54	- 43,02	109,44%

#### 4.2.3 Veículo de serviço

Por fim, o último caso de carga a comparar é o efeito das ações do veículo de serviço no arco. Para esta comparação, utilizou-se como primeira posição do veículo de serviço (veículo de serviço 1) a localização colocada no projeto facultado. Como segunda posição, estudou-se qual seria a localização que induziria os maiores esforços de momentos fletores no arco. A este caso de carga deu-se o nome de veículo de serviço 2. Todavia, os esforços verificados nas duas posições são relativamente próximos.

Para o veículo de serviço 1, as características de posição e o valor das cargas estão referenciados no capítulo anterior. Neste caso de carga verifica-se que para os esforços axiais, os tirantes em V, não reduzem o esforço sentido no arco como foi explicado para o caso da ação da sobrecarga assimétrica. Na Figura 4.8 estão representados os esforços axiais presentes no arco para as duas estruturas onde se conclui que os esforços de compressão no passadiço de Haninge são de maior valor. Confirma-se ainda que os esforços se mantêm mais constantes no passadiço de comparação, uma vez mais, como foi constatado na ação da sobrecarga assimétrica.

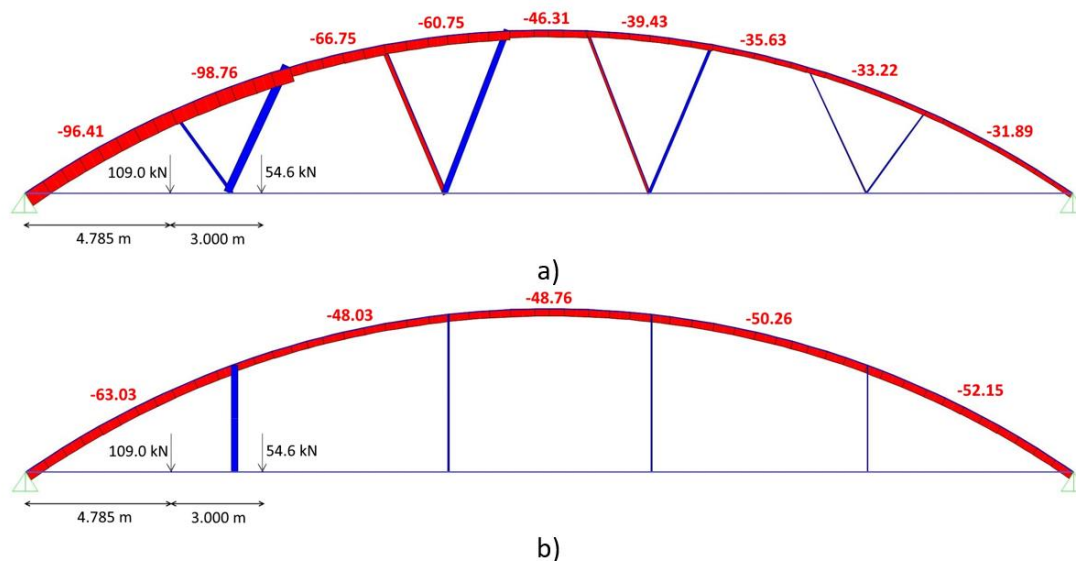


Figura 4.8 - Diagramas de esforços axiais para a ação do veículo de serviço 1 no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN].

Apresenta-se ainda a Tabela 14 de forma a esclarecer a percentagem de variação relativa dos esforços axiais máximos e mínimos.

Tabela 14 - Esforços axiais máximos e mínimos [kN] para a ação do veículo de serviço 1.

Ação	Local	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação	Varição Relativa
Veículo de serviço 1	Mínimos	- 98,76	- 63,03	36,18%
	Máximos	- 31,89	- 48,03	50,61%

No que concerne às respostas das estruturas aos momentos fletores, conclui-se que, para cargas assimétricas no plano longitudinal, o arco fica sujeito a momentos fletores menores quando a estrutura recorre a tirantes em V. Constata-se, portanto que a geometria dos tirantes inclinados em forma de V proporciona vantagens nas respostas a esforços de momentos fletores para cargas assimétricas. O mesmo não se verifica nos passadiços construídos com tirantes verticais para as mesmas cargas assimétricas.

O fenómeno descrito acima acerca dos momentos fletores aplicados no arco é comprovado com os diagramas de momentos fletores apresentados na Figura 4.9 onde se observa que o arco do passadiço de comparação está sujeito a esforços de elevado valor. Estes esforços causam aumentos elevados nas dimensões da secção comparativamente com a secção do arco do passadiço de Haninge. As variações relativas para os momentos fletores máximos e mínimos apresentadas na Tabela 15, revelam-se ser variações consideravelmente elevadas.

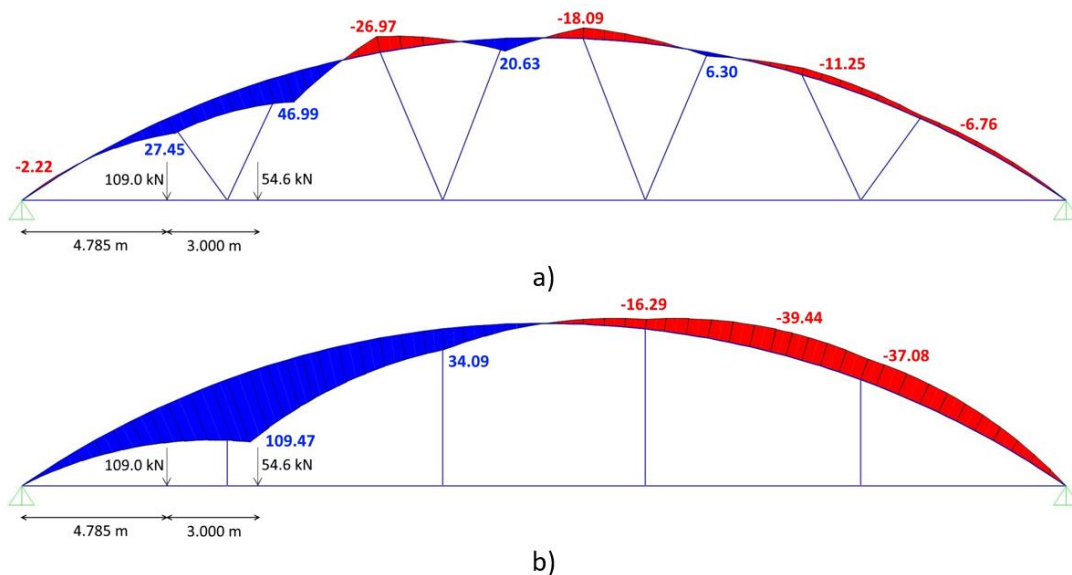


Figura 4.9 - Diagramas de momentos fletores para a ação do veículo de serviço 1 no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN.m].

Tabela 15 - Momentos fletores máximos e mínimos [kN.m] para a ação do veículo de serviço 1.

Ação	Local	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação	Variação Relativa
Veículo de serviço 1	Máximos	46,99	109,47	132,96%
	Mínimos	- 26,97	- 39,44	46,24%

Realizada a comparação para o veículo de serviço aplicado no projeto do passadiço, será calculada a nova posição para o veículo de serviço 2. Para a determinação da posição que afeta com valores de momento fletor mais elevados no arco, recorreu-se a um processo iterativo. Este processo iterativo começou por variar as cargas de 0.50 m em 0.50 m e posteriormente este valor foi refinado até obter a posição que se encontra na Figura 4.10.

Nesta Figura 4.10, estão representados os diagramas de esforços axiais para as duas estruturas em estudo. Analogamente ao que se verifica no caso de carga do veículo de serviço 1, a utilização dos tirantes em V não demonstra melhorias na resposta aos esforços axiais. Apresenta-se ainda a Tabela 16 de forma a esclarecer a percentagem de variação relativa dos esforços axiais máximos e mínimos. Nesta tabela, verifica-se que a variação relativa maior dos esforços axiais ocorre para os esforços axiais máximos.



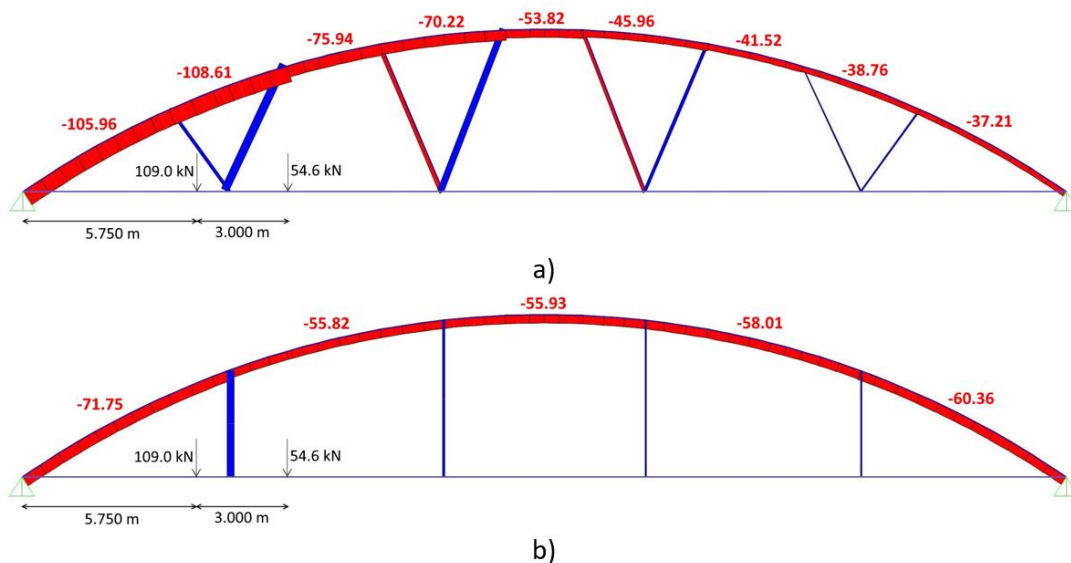


Figura 4.10 - Diagramas de esforços axiais para a ação do veículo de serviço 2 no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN].

Tabela 16 - Esforços axiais máximos e mínimos [kN] para a ação do veículo de serviço 2.

Ação	Local	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação	Variação Relativa
Veículo de serviço 2	Mínimos	- 108,61	- 71,75	33,94%
	Máximos	- 37,21	- 55,82	50,01%

No que respeita aos momentos fletores do veículo de serviço 2, o desenvolvimento dos esforços do momento fletor comporta-se de forma análoga ao verificado no veículo de serviço 1. Sendo que as conclusões tiradas acerca das regalias na utilização dos tirantes em V, são as mesmas.

Desta forma, apresenta-se Figura 4.11 onde estão representados os esforços momentos fletores resultantes da carga do veículo de serviço 1 e a Tabela 17 onde se encontram identificados os momentos máximos e mínimos e a variação relativa destes mesmos esforços.

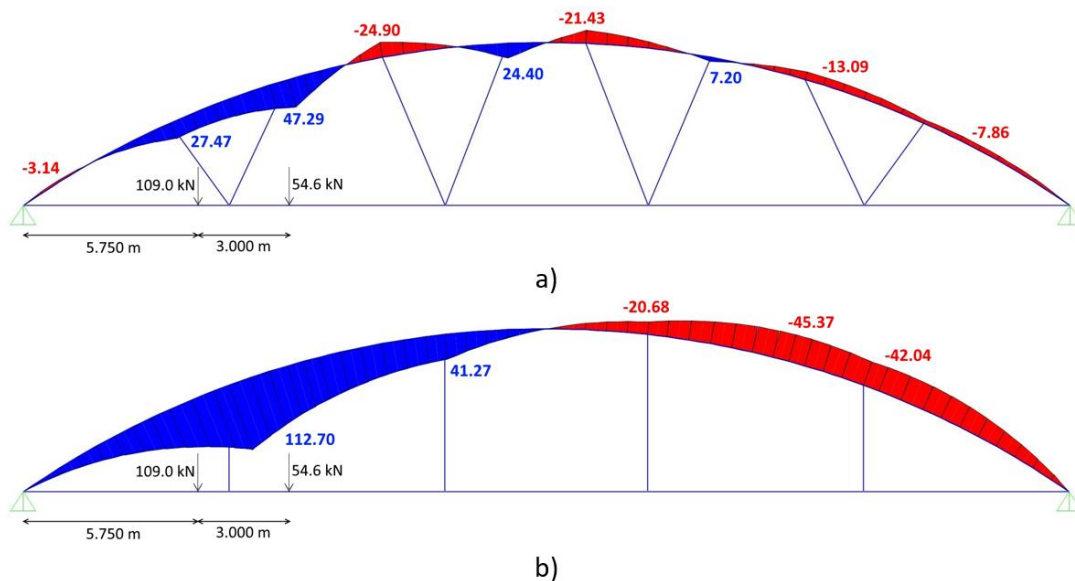


Figura 4.11 - Diagramas de momentos fletores para a ação do veículo de serviço 2 no a) Passadiço de Haninge e no b) Passadiço de comparação [kN.m].

Tabela 17 - Momentos fletores máximos e mínimos [kN.m] para a ação do veículo de serviço 2.

Ação	Local	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação	Variação Relativa
Veículo de serviço 2	Máximos	47,29	112,7	138,32%
	Mínimos	- 24,90	- 45,37	82,21%

Realizada a comparação de esforços, é possível concluir-se, por agora, que a utilização de tirantes em V é vantajosa no que concerne às respostas aos momentos fletores. Isto significa que, com a utilização de tirantes em V a secção do arco é significativamente reduzida, uma vez que os esforços presentes no arco são de menor valor.

### 4.3 COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

Este subcapítulo destina-se exclusivamente à comparação do comportamento dinâmico das duas estruturas e tem o objetivo de entender de que forma os tirantes em V influenciam a resposta dinâmica das estruturas. Para entender quais as melhorias provenientes da aplicação de tirantes em V, estudaram-se os modos de vibração de ambas as estruturas e seguidamente foram comparados tendo em conta o tipo de vibração presente em cada modo. É de referir ainda que o passadiço de Haninge pode ter uma resposta na direção transversal no modo de vibração 1 e o passadiço de comparação pode ter a primeira resposta na direção transversal no modo de vibração 2. Ou seja, pretende-se comparar o mesmo tipo de resposta dinâmica independentemente de ocorrerem em modos diferentes.

Na Figura 4.12 são apresentados os seis primeiros modos de vibração do passadiço de Haninge. Estes seis modos serão comparados com os seis primeiros modos de vibração do passadiço de comparação, que estão representados na Figura 4.13.

Uma estrutura quando sujeita a uma excitação pode comportar-se de três formas, ou seja, esta excitação pode originar vibrações em três direções. Sendo elas as seguintes: direção transversal, direção vertical e torção da estrutura.

Os modos de vibração presentes no passadiço de Haninge dão origem às três respostas possíveis. O passadiço apresenta três modos com vibrações na direção transversal, dois modos com vibração na direção vertical e um modo de torção da estrutura.

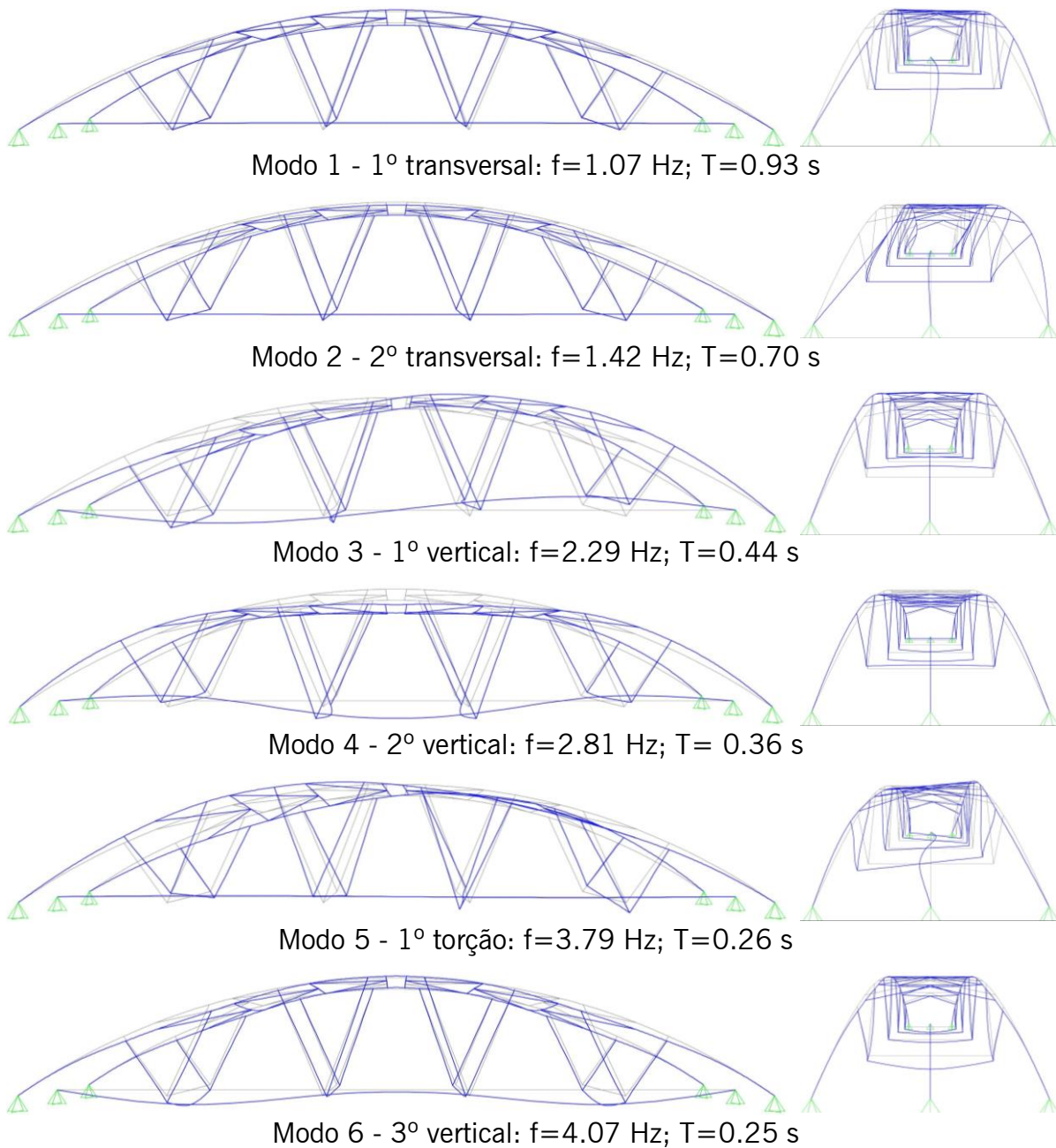


Figura 4.12 - Primeiros seis modos de vibração e respectivas frequências naturais e períodos do passadiço de Haninge.

Relativamente aos fenómenos de vibração do passadiço de comparação (Figura 4.13), este apresenta três modos de vibração vertical, dois modos de vibração transversal e um modo de vibração de torção da estrutura.

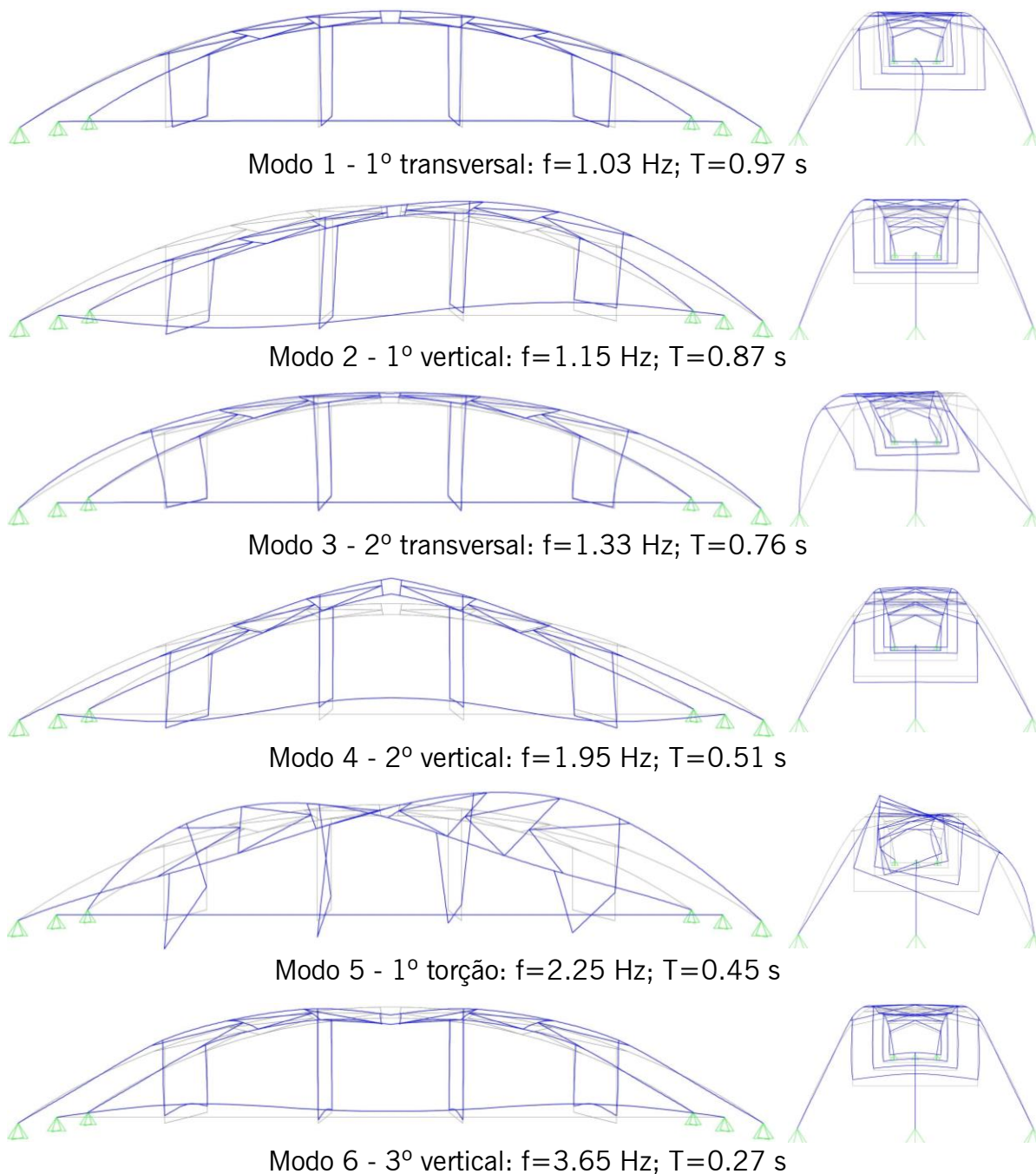


Figura 4.13 - Primeiros seis modos de vibração e respetivas frequências naturais e períodos do passadiço de comparação.

A comparação do valor da frequência de vibração para cada modo de vibração, tem como finalidade descobrir qual é a estrutura que atinge o modo em estudo mais cedo. Isto determina-se a partir do valor da frequência. Ou seja, quanto maior for o valor da frequência mais tarde a estrutura irá entrar em ressonância quando sujeita a uma excitação exterior. O fenómeno de ressonância acontece quando a frequência da excitação aplicada na estrutura é igual à frequência de vibração da estrutura.

Para o estudo do comportamento dinâmico, como foi referido no capítulo anterior na Tabela 5, são ainda postos em causa os limites das frequências de vibração regulamentados. A Tabela 18 confirma que as frequências naturais de vibração de ambos os passadiços estão de acordo com os limites recomendados nas normas europeias. Uma vez que, os modos de vibração transversais e verticais respeitam as normas e tendo em conta que o modo de torção é obtido através da combinação destas duas direções, conclui-se que o modo de torção está de acordo com a regulamentação.

Tabela 18 – Verificação dos limites das frequências de vibração [Hz].

Norma	Passadiço de Haninge	Passadiço de comparação		
1º modo transversal				
EN 1991-2	$f_t = 1.07$	OK	$f_t = 1.03$	OK
EN 1995-2		OK		OK
2º modo transversal				
EN 1991-2	$f_t = 1.42$	OK	$f_t = 1.33$	OK
EN 1995-2		OK		OK
1º modo vertical				
EN 1991-2	$f_v = 2.29$	OK	$f_v = 1.15$	OK
EN 1995-2		OK		OK
2º modo vertical				
EN 1991-2	$f_v = 2.81$	OK	$f_v = 1.95$	OK
EN 1995-2		OK		OK
3º modo vertical				
EN 1991-2	$f_v = 4.07$	OK	$f_v = 3.65$	OK
EN 1995-2		OK		OK
1º modo de torção				
EN 1991-2	$f_{tr} = 3.79$	OK	$f_{tr} = 2.25$	OK
EN 1995-2		OK		OK

No modo de vibração 1 de ambos os passadiços surgem os primeiros modos com comportamento na direção transversal. As frequências naturais de vibração das duas estruturas são muito próximas, porém a estrutura que representa melhor resposta dinâmica é o passadiço de Haninge, pois possui a frequência natural mais elevada. A melhor resposta dinâmica é condicionada pelo valor da frequência natural de vibração, ou seja, frequências naturais de vibração mais elevadas conduzem a fenómenos de ressonância mais tardios.

Relativamente ao segundo modo de vibração transversal, este ocorre para o passadiço de Haninge no modo 2 e para o passadiço de comparação no modo 3. No que diz respeito aos valores de frequência natural de vibração presentes neste modo, é analogamente constatado que o fenómeno de ressonância ocorre mais tarde no passadiço de Haninge. Sendo desta forma válido o referido anteriormente.

O modo de vibração 3 do passadiço de Haninge é o primeiro modo de vibração vertical presente na estrutura. Porém, o primeiro modo de vibração vertical do passadiço de comparação acontece no modo de vibração 2. As frequências naturais de ambas as estruturas mostram que o fenómeno de ressonância acontece primeiro no passadiço de comparação e mais tarde no passadiço de Haninge, para o caso do primeiro modo de vibração vertical. O mesmo se verifica nos restantes modos de vibração vertical, uma vez

que as frequências naturais de vibração do passadiço de Haninge são mais elevadas quando comparadas com as frequências naturais de vibração do passadiço de comparação.

No que concerne aos modos de torção verificados em ambas as estruturas, estes ocorrem em ambos os passadiços no modo 5. No entanto, como se tem verificado, a frequência natural de vibração do passadiço de Haninge é mais elevada que a frequência natural de vibração do passadiço de comparação.

Podemos, desta forma, concluir que a aplicação de tirante em V em estruturas deste tipo é vantajosa para que os modos de vibração natural da estrutura ocorram com menor frequência, isto é, uma vez que as frequências de vibração natural da estrutura são mais elevadas, é necessário que a excitação aplicada na estrutura possua também características mais fortes. Os fenómenos de ressonância ocorrem com menos frequência em estruturas com frequências naturais de vibração mais elevadas. Constata-se que quando o passadiço de Haninge atinge o terceiro modo de vibração, o passadiço de comparação já tem atingido o quinto modo de vibração. Isto significa que o passadiço de comparação entra em ressonância mais vezes que o passadiço de Haninge quando submetidos à mesma excitação exterior.

#### 4.4 COMPARAÇÃO DO COMPRIMENTO DE ENCURVADURA

O presente subcapítulo servirá para apresentar o estudo realizado acerca dos comprimentos de encurvadura. Para tal aplicou-se a mesma combinação de cargas que o projetista utilizou no projeto. Esta combinação está presente na (EN 1990:2002, 2005) para estados limite últimos (STR/GEO) que verifica a rotura ou deformação excessiva da estrutura e dos elementos estruturais onde a resistência dos materiais é condicionante.

$$\gamma_d * \gamma_G * G_k + \gamma_d * \gamma_Q * Q_k \quad (24)$$

Onde  $\gamma_d$  é o coeficiente parcial relativo à classe de segurança da estrutura,  $\gamma_G$  é o coeficiente parcial relativo à ação permanente,  $G_k$  é o valor característico da ação permanente,  $\gamma_Q$  é o coeficiente parcial relativo à ação variável e  $Q_k$  é o valor característico da ação variável.

Considera-se que a classe de segurança do presente passadiço é de classe 3, logo, o valor do coeficiente parcial é igual à unidade. A ação variável selecionada para o estudo da encurvadura foi a ação da sobrecarga.

Aplicando os fatores presentes para a combinação de estados limites últimos, obtemos a equação (25), que se encontra no Quadro A1.2(B) da (EN 1990:2002, 2005).

$$1.00 * 1.35 * G_k + 1.00 * 1.50 * Q_k \quad (25)$$

Uma vez que a combinação está definida, aplica-se a mesma no software de cálculo estrutural SAP2000 para a obtenção dos fatores de redução relativo ao valor crítico do comprimento de encurvadura ( $k_{crit}$ ). O fator de redução relativo ao comprimento de encurvadura é aplicado na equação (26) e determina o carregamento máximo para ocorrer um determinado modo de rotura.

$$(1.00 * 1.35 * G_k + 1.00 * 1.50 * Q_k) + \quad (26)$$

$$(1.00 * 1.35 * G_k + 1.00 * 1.50 * Q_k) * k_{crit}$$

Feita uma análise à equação, verifica-se que quanto menor for o valor do fator de redução relativo à encurvadura, menor será a capacidade de carga que a mesma pode alcançar de forma a atingir esse mesmo modo. Podemos ainda simplificar a equação (26) obtendo assim a equação (27) que dá a entender de forma mais clara que o valor do fator será o acréscimo de carga que a estrutura resistirá.

$$(1.00 * 1.35 * G_k + 1.00 * 1.50 * Q_k) * (k_{crit} + 1) \quad (27)$$

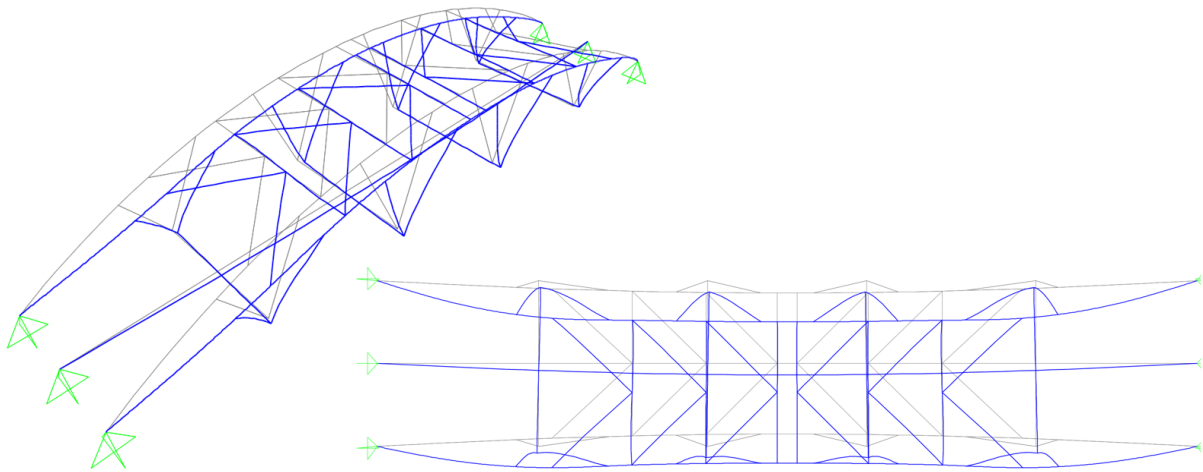
O passadiço de Haninge revela ser uma estrutura com grandes capacidades de encurvadura como é possível verificar observando os valores do fator de redução relativo à encurvadura na Figura 4.14. Já o mesmo não sucede no passadiço de comparação, pois os valores do fator de redução relativo à encurvadura são pequenos. Posto isto, constata-se que a capacidade de carga do passadiço de Haninge é muito superior à capacidade de carga do passadiço de comparação para atingir o modo de rotura por encurvadura.

Analisando o primeiro modo de rotura e os seus coeficientes de redução constata-se que o passadiço de Haninge resiste a mais 1.46 vezes a carga aplicada inicialmente segundo a equação (27). Relativamente ao passadiço de comparação, este não tem capacidade para resistir a tal aumento de carga, constatando que apenas resiste a mais 0.11 vezes o carregamento aplicado até atingir o primeiro modo de rotura.

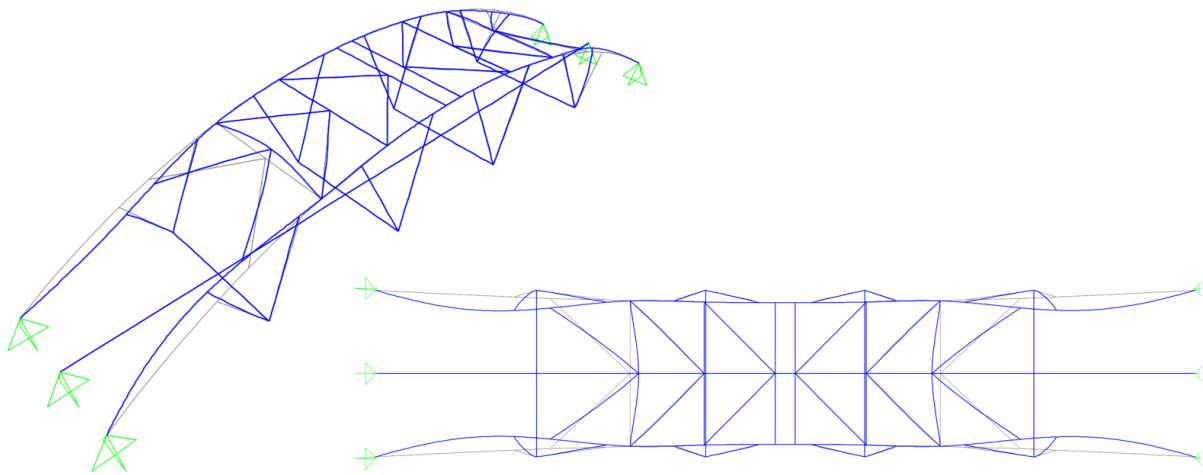
Da mesma forma que os valores dos fatores de redução relativo ao comprimento de encurvadura apresentam discrepância no primeiro modo de rotura, o mesmo acontece para o segundo e terceiro modo de rotura por encurvadura. Concluindo-se assim que a implementação de tirantes em forma de V aumenta de forma significativa a capacidade de encurvadura do passadiço de Haninge.

Tabela 19 - Resumo dos fatores de redução relativos ao comprimento de encurvadura.

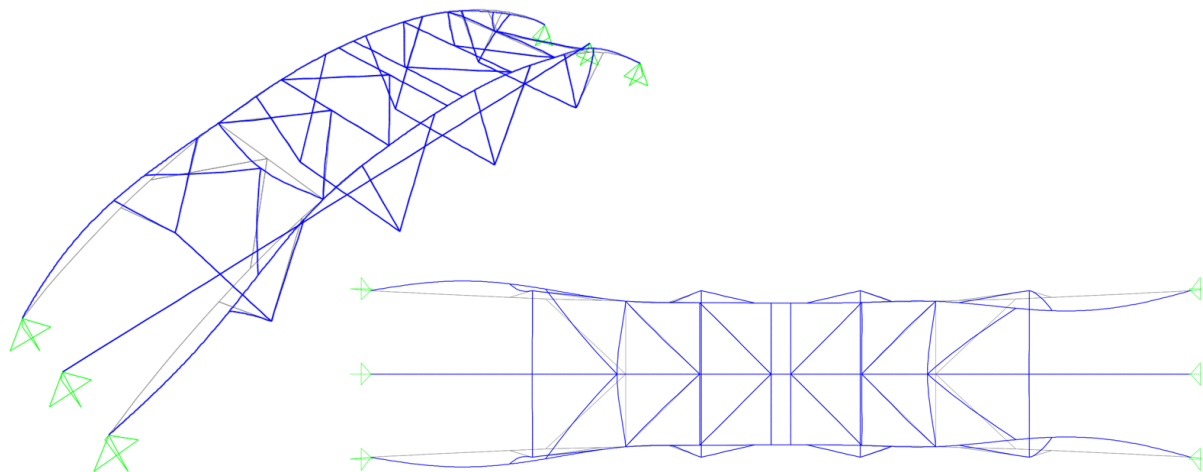
Passadiço de Haninge		Passadiço de comparação
	1º modo	
$k_{crit} = 1.46$		$k_{crit} = 0.11$
	2º modo	
$k_{crit} = 4.43$		$k_{crit} = 0.23$
	3º Modo	
$k_{crit} = 4.44$		$k_{crit} = 0.93$



Modo 1:  $k_{crit} = 1.46$



Modo 2:  $k_{crit} = 4.43$



Modo 3:  $k_{crit} = 4.44$

Figura 4.14 - Primeiros três modos de rotura por encurvadura e respetivos fatores críticos relativos ao comprimento de encurvadura para o passadiço de Haninge.



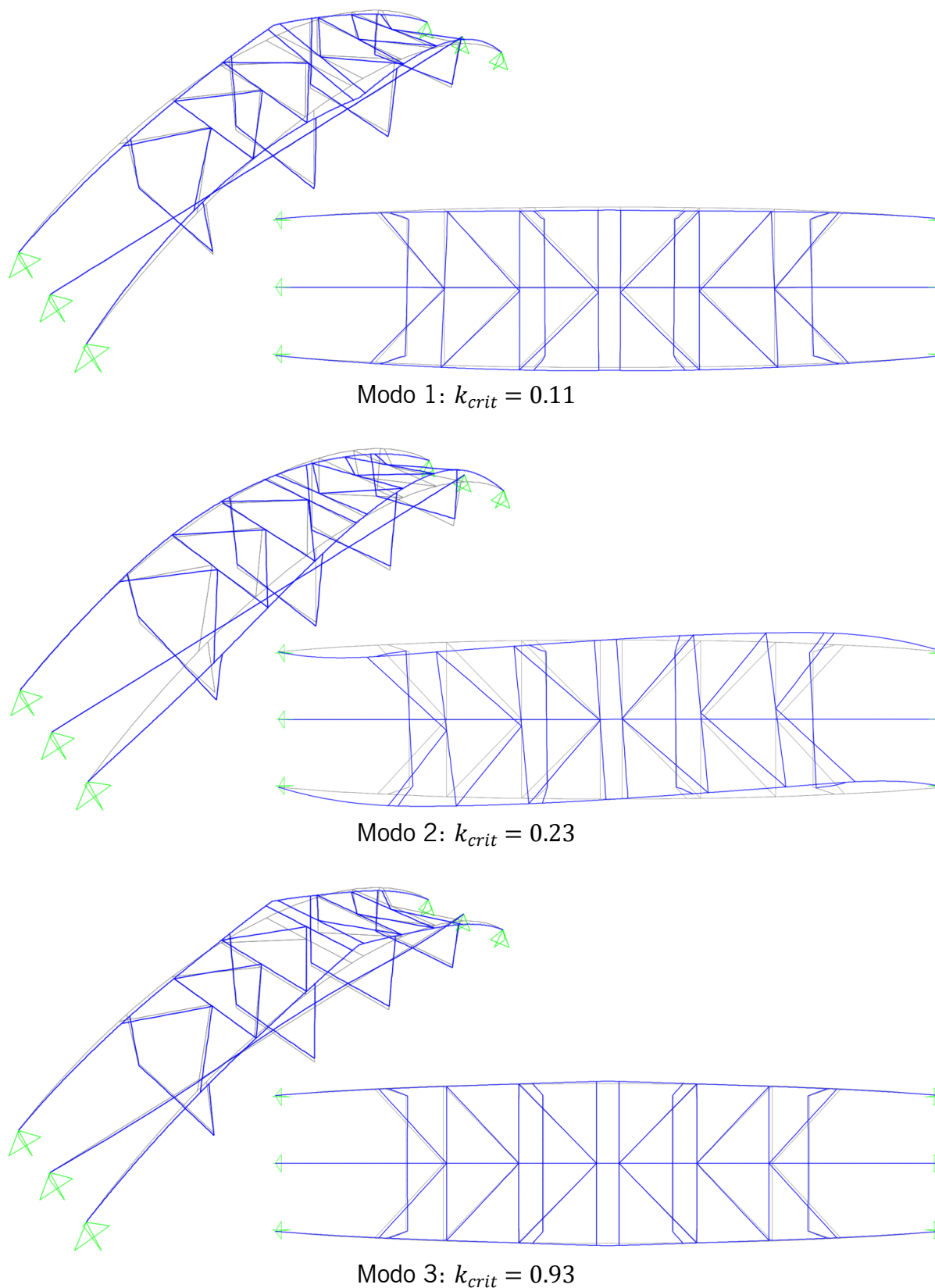


Figura 4.15 - Primeiros três modos de rotura por encurvadura e respetivos fatores críticos relativos ao comprimento de encurvadura para o passadiço de comparação.



## **Capítulo 5. CONCLUSÕES**

### **5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

A construção de pontes e passadiços pedonais não é recente. Estas estruturas são consideradas as primeiras obras de arte realizadas pelo Homem. Acredita-se que a construção da primeira ponte pedonal em madeira foi em 640 AC e até aos dias de hoje centenas destas estruturas foram construídas, reconstruídas e outras derrubadas. O registo de pontes pedonais em madeira é escasso devido ao ciclo de vida curto que estas estruturas tinham, contudo acredita-se que existiram estruturas de grande envergadura construídas ao longo dos anos. Passando para os tempos mais atuais, a aplicação de pontes pedonais e passadiços em madeira existe por todo o planeta, todavia os países europeus que mais constroem com este material são os países nórdicos, a Alemanha e a Suíça. Isto porque estes países possuem elevada quantidade e qualidade de matéria prima (madeira) e excelentes projetistas na área.

Com o decorrer dos anos, e como era de esperar, as técnicas construtivas e os materiais evoluíram de forma a ser possível construir o que antigamente era impensável. Durante o período inicial da construção, apenas se utilizava madeira maciça nas estruturas, mas a evolução proporcionou a produção de novos materiais derivados da madeira com melhores características. Contudo, com a revolução industrial e com o aparecimento do betão, a madeira entrou em desuso em diversos países, tal como em Portugal.

Além da evolução dos materiais, os passadiços em madeira também evoluíram no que diz respeito às tipologias estruturais. Inicialmente, as estruturas construídas eram de carácter simples, todavia com o desenvolvimento e o estudo de novas possibilidades equacionaram-se estruturas como é o caso dos arcos. Os passadiços em arco é uma tipologia estrutural mais implementada até aos dias de hoje, pois a curvatura do arco traz grandes vantagens na absorção das cargas.

No que diz respeito ao processo construtivo quando a construção do passadiço está condicionada pela interrupção de uma via, seja ela férrea ou viária, o método construtivo utilizado pelo projetista revela-se eficiente. Verifica-se, portanto, que a pré-fabricação é benéfica quando existam condicionantes como o caso da interrupção do tráfego.

Relativamente aos estudos realizados é comprovado que a aplicação dos tirantes em forma de V é vantajosa. Esta constatação é verificada na comparação de esforços no arco, na comparação do comportamento dinâmico e na comparação do fator de comprimento de encurvadura com uma estrutura de referência. Com o desenvolvimento dos esforços no

arco, verificou-se que os esforços a que este fica sujeito são menores comparando com uma estrutura de comparação, para o caso de carregamentos uniformemente distribuídos. Para o caso de um carregamento assimétrico o passadiço de Haninge apresenta uma resposta de esforços de momento fletor no arco menores, em comparação com o passadiço de comparação. Constatou-se que, no caso dos carregamentos aplicados, existe uma redução de mais de 50% do esforço de momento fletor no arco do passadiço de Haninge. Concluiu-se, portanto que a aplicação de tirantes em V é benéfica para a redução de esforços no arco, redução esta que tem por consequência a redução da secção do arco tornando o passadiço mais económico.

No que diz respeito ao comportamento dinâmico dos passadiços é verificado que o passadiço de Haninge possui uma resposta dinâmica com valores de frequências de vibração bastante eficientes comparando com o passadiço de comparação. Isto porque os valores de vibração para os seis modos analisados, estão mais afastados no passadiço de Haninge sem que os intervalos regulamentados pelas normas sejam ultrapassados. Além do mais, constatou-se que quando o passadiço de Haninge atinge o terceiro modo de vibração, o passadiço de comparação já tem atingido o quinto modo de vibração. Isto significa, portanto, que o passadiço de comparação entra em ressonância mais vezes que o passadiço de Haninge quando submetidos a uma ação dinâmica.

No que concerne aos fatores de redução relativos à encurvadura, comprova-se que, mais uma vez, a aplicação de tirantes em V é vantajosa. Porém, com a comparação dos fatores de ambas as estruturas, percebe-se que a capacidade de carga do passadiço recorrendo a tirantes em V aumenta drasticamente.

Concluiu-se, portanto, que as considerações levadas a cabo pelo projetista são de veras vantajosas. Considerações essas que são a utilização da madeira como material principal na estrutura e a aplicação de tirantes em forma de V na ligação do arco ao tabuleiro.

Verifica-se, portanto, com o desenvolvimento desta dissertação que é viável a implementação de pontes pedonais ou passadiços em madeira, em especial naqueles em que se apliquem tirantes em forma de V em estruturas em arco.

## **5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Durante o desenvolvimento desta dissertação verificou-se que existem alguns temas que ainda podiam ser estudados no âmbito da temática das pontes e passadiços de madeira. Alguns dos temas que se considera importantes são:

- ✓ Comparação de custos e prazos de execução de passadiços em madeira, aço e em betão;
- ✓ Realização de um manual com tipologias estruturais de passadiços em madeira tendo em conta o vão necessário a vencer;
- ✓ Realização de um plano de manutenção genérico para pontes e passadiços em madeira;
- ✓ Estudo do ciclo de vida destas estruturas em comparação com as mais implementadas atualmente, como é o caso do betão e do aço.

## REFERÊNCIAS

- Aasheim, E. (2000). Development of timber bridges in the Nordic countries. In *Proc. of the 6th World Conference on Timber Engineering*. Citeseer.
- AFA consult. (2017, Junho). Retrieved from AFA consult: <http://www.afaconsult.com/>
- Almate Sponde . (2017, Maio). Retrieved from Almate Sponde : <http://www.amatesponde.it/>
- Almeida, S. M. (2013). *Pontes Pedonais em Madeira Lamelada Colada Caracterização, Dimensionamento, Patologia e Conservação*. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Amusing Planet. (2017, Maio). Retrieved from Amusing Planet: <http://www.amusingplanet.com/>
- Bjorngrim, N. (2015). *Monitoring of a Timber Footbridge*. Licentiate Thesis, Luleå Tekniska Universitet, Department of Engineering Sciences and Mathematics, Luleå, Suécia.
- Bortoluzzi D., Casciati S., & Faravelli L. (2014). Testing the effects of walking and running on an existing timber pedestrian bridge. In E. C. A. Cunha, *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2014*.
- Branco, J., & Araújo, N. (2016/2017). *Apontamento teóricos da Unidade Curricular de Análise Dinâmica e Engenharia Sísmica*.
- Carlin-Smith, H. (n.d.). *Melbourne's three bridge timber gluelams*.
- Ceraldi, C., & Ermolli, E. R. (2003, Janeiro). The Swiss covered bridges of eighteenth century A special case: The bridge of Schaffhausen. In *Proceedings of the First International Congress on Construction History* (Vol. 20, p. 24).
- Colicapela. (2017, Julho). Retrieved from Colicapela: <http://www.colicapela.pt/index.php?section=home>
- Cost FP 1101. (2017, Junho). Retrieved from Assessment and reinforcement of timber elements: [http://www.costfp1101.eu/iframe\\_13.html](http://www.costfp1101.eu/iframe_13.html)
- Crocetti, R. (n.d.). *Apresentações de conferências*. Lund University, Division of Structural Engineering.
- Culling, D. (2009). *CRITICAL ANALYSIS OF THE ESSING TIMBER BRIDGE, GERMANY*. University of Bath.

- Devastating disasters.* (2017). Retrieved from *Devastating disasters*: <http://devastatingdisasters.com/>
- DIN 4074-2:1958. (1958). *Building Timber for Wood Building Components; Quality Conditions for Building Logs (Softwood)*.
- Edilportale.* (2017, Junho). Retrieved from *Edilportale*: <http://www.edilportale.com/>
- EN 1193:1998. (1998). *Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of shear strength and mechanical properties perpendicular to the grain.*
- EN 1194:1999. (1999). *Timber structures. Glued laminated timber. Strength classes and determination of characteristic values.*
- EN 13823:2010+A1:2014. (2014). *Reaction to fire tests for building products. Building products excluding floorings exposed to the thermal attack by a single burning item.*
- EN 14080:2013. (2013). *Timber structures. Glued laminated timber and glued solid timber. Requirements.*
- EN 14081-1:2016. (2016). *Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section. General requirements.*
- EN 14081-2:2010+A1:2012. (2012). *Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section. Machine grading; additional requirements for initial type testing.*
- EN 14081-3:2012. (2012). *Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section. Machine grading; additional requirements for factory production control.*
- EN 14081-4:2009. (2009). *Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section. Machine grading. Grading machine settings for machine controlled systems.*
- EN 14251:2003. (2003). *Structural round timber. Test methods.*
- EN 16351:2015. (2015). *Timber structures. Cross laminated timber. Requirements.*
- EN 1912:2012. (2012). *Structural Timber. Strength classes. Assignment of visual grades and species.*
- EN 1990:2002. (2005). *Eurocode - Basis of structural design.*
- EN 1991-1-1:2002. (2008). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.*
- EN 1991-1-2:2002. (2013). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire.*
- EN 1991-1-3:2003. (2015). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-3: General actions - Snow loads.*
- EN 1991-1-4:2005. (2010). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4: General actions - Wind actions.*

- EN 1991-2:2003. (2010). *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges.*
- EN 1994-1-1:2004 . (2009). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.*
- EN 1994-1-2:2005. (2014). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General rules - Structural fire design.*
- EN 1994-2:2005 . (2008). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges.*
- EN 1995-1-1:2004. (2014). *Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings.*
- EN 1995-1-2:2004 . (2009). *Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-2: General – Structural fire design.*
- EN 1995-2:200. (2004). *Eurocode 5: Design of timber structures – Part 2: Bridges.*
- EN 1998-1:2004. (2013). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. General rules, seismic actions and rules for buildings.*
- EN 1998-2:2005. (2011). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Bridges.*
- EN 338:2016. (2016). *Structural timber. Strength classes.*
- EN 384:2016. (2016). *Structural timber. Determination of characteristic values of mechanical properties and density.*
- EN 386:2001. (2001). *Glued laminated timber. Performance requirements and minimum production requirements.*
- EN 408:2010+A1:2012. (2012). *Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties.*
- EN 518:1995. (1995). *Structural timber. Grading. Requirements for visual strength grading standards.*
- EN ISO 11925-2:2010. (2010). *Reaction to fire tests. Ignitability of products subjected to direct impingement of flame. Single-flame source test.*
- Entwicklungsländerstudien.* (2017, Maio). Retrieved from Entwicklungsländerstudien: <http://www.payer.de/tropenarchitektur/trarch041034.jpg>
- Freedman, G., & Kermani, A. (2004). Development of Long Span Stress-Laminated Timber Arch Bridges. In *Proc. 8th World Conf. on Timber Eng. Vol* (Vol. 2, pp. 301-307).
- Gerold, M. (2006). Economic viability of modern timber bridges-lifespan and costs of maintenance. *IABSE REPORTS*, 92, 384.
- Hamm, P. (2002). Vibrations of wooden footbridges induced by pedestrians and a mechanical exciter. In *Proceedings of the International Conference on Footbridge.*
- Harris, R., & van de Kuilen, J.-W. (2016). *Enhance mechanical properties of timber, engineered wood products and timber structures. Special Issue based upon work*

from COST Action FP1004, supported by COST (European Cooperation in Science and Technology). Springer.

Ingenta. (2017, Maio). Retrieved from Ingenta: <https://ingenta.ch/fr>

itinerantum. (2017, Maio). Retrieved from itinerantum: <http://itinerantum.com/>

Junior, C. C. (2011). Manual de projeto e construção de pontes de madeira. In *CIMAD 11 – 1º Congresso Ibero-LatinoAmericano da Madeira na Construção*.

Jutila, A. (2003). Findings and points of interest of the Nordic Timber Bridge Projects. *Tagungsband 9. Internationales Holzbauforum*.

Kaziolas, D., Bekas, G., Zygomalas, I., & Stavroulakis, G. (2015). Life Cycle Analysis and Optimization of a Timber Building. *Energy Procedia*, 83, 41-49.

Kermani, A., & Freedman, G. (2008). *Stress-laminated arch construction for foot-bridges*.

Kleppe, O., & Aasheim, E. (1996, Outubro). Timber Bridges in the Nordic Countries. In *Proceeding of the National Conference on Wood transportation Structures* (pp. 10-16).

Kotwica, E., & Krzosek, S. (2015). Timber bridges--revive of old and new bridges built in Switzerland. *Annals of Warsaw University of Life Sciences-SGGW. Forestry and Wood Technology*, 92.

Kreuzinger, H. (2002). Dynamic design strategies for pedestrian and wind actions. In *Proceedings of the International Conference on the Design and Dynamic Behaviour of Footbridges* (pp. 20-22).

Kuklik, P. (2008). History of timber structures. *Handbook 1-Timber Structures*.

*Madera Estrutural*. (2017, Junho). Retrieved from Madera Estrutural: <https://maderaestructural.wordpress.com/>

Matos, J. C. (2016/2017). *Apontamento teóricos da Unidade Curricular de Pontes*.

Meierhofer, U. A. (1996, Outubro). Timber Bridges in Central Europe, yesterday, today, tomorrow. *Proc. of the National Conference on Wood Transportation Structures*, pp. 22-26.

Meira, R. (2013). *Controlo de vibrações na ponte pedonal sobre o rio ave em Santo Tirso*. Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Moody, R., Bridges, R. C., & Tenwolde, A. (1999). *Use of wood in buildings and bridges*. Citeseer.

Negrão, J. H. (2011). Estruturas de madeira em Portugal-Presente e passado recente. In *CIMAD 11–1º Congresso Ibero-Latino Americano da Madeira na Construção*.

NP 4305:1995. (1995). *Madeira serrada de Pinheiro bravo para estruturas. Classificação visual*.

NP 460:1995. (1995). *Durabilidade natural da madeira maciça. Guia de exigências de durabilidade das madeiras na sua utilização segundo as classes de risco*.

NP EN 335-1,2:2006. (2006). *Durabilidade da madeira e de produtos derivados. Definição de classes de risco de ataque biológico - Parte 1: Generalidades*.



- O nosso rasto. (2017, Setembro). Retrieved from O nosso rasto: <http://onossorasto.blogspot.pt/>
- Partov, D., Mašlak, M., Ivanov, R., Petkov, M., Sergeev, D., & Dimitrova, A. (2016). The development of wooden bridges through the ages – a review of selected examples of heritage objects. part 1 – the milestones. *Technical Transactions, 2-B*, 93-105.
- Pinto, D. A. (2015). *Análise das vibrações medidas na ponte pedonal do edifício transparente do Porto*. Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto.
- Pinto, H. R. (2013). *Projecto de estruturas de uma passagem superior em madeira*. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Portaria n.º 701-H/2008. (2008, Julho 29). *Ministério das Obras Públicas*. Diário da República 1ª Série - Nº 145.
- Ragnar Fredrik Johansen. (2017, Maio). Retrieved from Ragnar Fredrik Johansen: <http://www.ragnarfredrik.com/albums-categories/cities/moss/>
- Rebelo, C., Negrão, J., & Rigueiro, C. (2005). *Numerical simulation of timber footbridges dynamic response under pedestrian loads*. EUROLYN.
- Ritter, M. A. (1990). Timber bridges. *Department of Forest Products, Oregon State University*.
- Rodrigues, J., Providência, P., & Dias, A. (2010). Use of composite timber-concrete bridges solutions in Portugal. In *Proc. of the International Conference on Timber Bridges 2010* (pp. 67-78).
- Rumlová, J., & Fojtík, R. (2016). The timber truss: The studying of the behaviour of the spatial framework joint. *Perspectives in Science, 7*, 299-303.
- Salgado, R., Branco, J., Cruz, P., & Ayala, G. (2014). Serviceability assessment of the Góis footbridge using vibration monitoring. *Case Studies in Nondestructive Testing and Evaluation, 2*, 71-76.
- Sanches, J. (2012). *Controlo de vibrações em pontes pedonais sujeitas a acções de multidões*. Universidade Nova de Lisboa.
- Schwaner, K., Cornejo, A., Martitegui, F., Schwenk, J., & Carrasco, G. (2004). Puentes de Madera. Artes Gráficas Palermo, S.L.
- Silva, C., Branco, J., & Lourenço, P. (2012, dezembro). MLCC NA CONSTRUÇÃO EM ALTURA. In *Congresso Construção 2012*. Universidade de Coimbra.
- Stojic, D., & Stojic, N. (2012). Deterioration and Protection of Timber Bridges. In *3th International Conference on Engineering, Project, and Production Management EPPM* (pp. 239-250).
- Stojić, D., Cvetković, R., & Stojić, N. (2006). The design of glued laminated timber footbridge structure according to Eurocodes. In *Facta universitatis-series: Architecture and Civil Engineering* (Vol. 4, pp. 59-70).
- Tampone, G., & Funis, F. (2003). Palladio's timber bridges. In S. Fernández, *Proceedings of the First International Congress on Construction History: Madrid, 20th-24th January 2003*. Madrid: Instituto Juan de Herrera.
- Tectónica. (2017, Maio). Retrieved from Tectónica: <http://tectonicablog.com/>

- The Bridge Museum*. (2017, Abril). Retrieved from The Bridge Museum: <http://www.bridgemuseum.org/>
- Tosi, M. (2010). From a conceptual design to a structural solution and erection of a timber bridge-a case study.
- Treteknisk*. (2017, Maio). Retrieved from Treteknisk: <http://www.treteknisk.no/>
- Vašková, V., Fojtík, R., & Pustka, D. (2016). Monitoring and Failures of Footbridges Made from Glued Laminated Wood. *Procedia Engineering*, 142, 87-91.
- Voir vert*. (2017, Junho). Retrieved from Voir vert: <http://www.voirvert.ca/>
- Wikimedia*. (2017, Maio). Retrieved from Wikimedia: <https://www.wikimedia.org/>
- Wikipedia*. (2017, Maio). Retrieved from Wikipedia: <https://www.wikipedia.org/>
- Yang, R., Xiao, Y., & Shan, B. (2012). Glulam rainbow footbridge: design, construction, experiment and analysis. In *World Conference on Timber Engineering*.

## **ANEXO I – NORMAS APLICADAS A PONTES PEDONAIIS E PASSADIÇOS EM MADEIRA**

---

### Normas aplicadas ao projeto

---

EN 1990 - Eurocode. Basis of structural design.

EN 1991 - Eurocode 1. Actions on structures. General actions.

EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures. General. Common rules and rules for buildings.

EN 1995-1-2 - Eurocode 5. Design of timber structures. General. Structural fire design.

Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de maio

Decreto-Lei nº 123/97 de 22 de maio

Portaria nº 701 – H/2008 de 29 de julho

---

### Normas aplicadas ao material madeira

---

DIN 4074-2 - Building Timber for Wood Building Components; Quality Conditions for Building Logs (Softwood)

EN 1193:1998 - Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of shear strength and mechanical properties perpendicular to the grain.

EN 1194:1999 - Timber structures. Glued laminated timber. Strength classes and determination of characteristic values.

EN 14080:2013 - Timber structures. Glued laminated timber and glued solid timber. Requirements.

EN 14081-1,2,3 - Timber structures. Strength graded structural timber with rectangular cross section.

EN 16351:2015 - Timber structures. Cross laminated timber. Requirements

EN 408 - Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties.

EN 519 -Structural timber. Grading. Requirements for machine strength graded timber and grading machines.

EN 1912 - Structural Timber. Strength classes. Assignment of visual grades and species.

EN 338 - Structural timber. Strength classes

EN 518 - Structural timber. Grading. Requirements for visual strength grading standards.

NP 4305 – Madeira serrada de Pinheiro bravo para estruturas. Classificação visual.

---

### Normas aplicadas à manutenção e durabilidade

---

EN 1313-1,2 - Round and sawn timber. Permitted deviations and preferred sizes.

EN 599-1 – Durability of wood and wood-based products. Performance of preservative wood preservatives as determined by biological tests – Part 1: Specifications according to hazard class.

NP 2080 – Preservação de madeiras. Tratamento de madeiras para construção.

NP 460 - Durabilidade natural da madeira maciça. Guia de exigências de durabilidade das madeiras na sua utilização segundo as classes de risco.

NP EN 335-1,2 - Durabilidade da madeira e de produtos derivados. Definição de classes de risco de ataque biológico