



Rui Miguel Neves Lopes

OPTIMIZAÇÃO DE PONTES ATIRANTADAS DE MADEIRA

OPTIMIZATION OF TIMBER CABLE-STAYED BRIDGES

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas
orientada pelo Professor Doutor Alberto Miguel Bizarro Martins e pelo Professor Doutor Luís Miguel da Cruz Simões

Coimbra, Maio, 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Rui Miguel Neves Lopes

OPTIMIZAÇÃO DE PONTES ATIRANTADAS DE MADEIRA

OPTIMIZATION OF TIMBER CABLE-STAYED BRIDGES

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas orientada pelo Professor Doutor Alberto Miguel Bizarro Martins e pelo Professor Doutor Luís Miguel da Cruz Simões

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, declina qualquer
responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões
que possam surgir

Coimbra, 11 de Maio de 2017

AGRADECIMENTOS

Nesta fase final do meu percurso académico gostaria de expressar o meu sincero agradecimento não só às pessoas que participaram no desenvolvimento desta dissertação, mas também aos que me acompanharam ao longo do meu percurso académico.

Ao meu orientador Professor Alberto Martins não só pelo empenho e disponibilidade com que acompanhou este trabalho, mas também pelos conhecimentos transmitidos e desafios propostos, que contribuíram para o meu crescimento académico e pessoal.

Aos meus familiares não só por todo o apoio ao longo dos últimos anos, mas também por aquilo que representam. Particularmente aos meus pais, Acilino e Lina, um muito sincero obrigada, como reconhecimento de todo o esforço que fizeram para que eu chegasse aqui, e também pelo amor, pela força e apoio incondicional. À minha irmã, Carla, também pelo seu apoio e ajuda como amiga e colega ao longo do meu percurso académico.

A todos os meus amigos e colegas de Coimbra pela amizade ao longo do meu percurso académico. Aos meus amigos de Tomar por estarem constantemente presentes e pelos bons momentos que me proporcionaram.

À Patrícia, por estar presente nos bons e nos maus momentos, pela ajuda constante que contribuiu para o meu desenvolvimento académico e pessoal.

RESUMO

Nos últimos anos tem-se verificado novamente um aumento significativo da utilização da madeira na construção, nomeadamente em pontes. Este facto deve-se não só à crescente preocupação com uma construção sustentável, ao seu rápido processo de construção, como também devido ao seu bom desempenho estrutural e às suas vantagens estéticas e económicas.

A construção de pontes atirantadas de madeira tem-se estendido um pouco por todo o mundo, particularmente em países com abundância deste material. As pontes atirantadas são estruturas altamente hiperstáticas nas quais o tabuleiro se comporta como uma viga apoiada elasticamente nos tirantes inclinados. O seu projecto reveste-se de alguma complexidade, envolvendo a definição das dimensões gerais, a determinação das dimensões das secções transversais dos diversos elementos e das forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes. Deste modo, a utilização de ferramentas de optimização estrutural surge como uma forma eficaz de obter o projecto deste tipo de estruturas, procurando obter-se soluções económicas e estruturalmente eficientes.

A presente dissertação enquadra-se no âmbito da análise e optimização de pontes atirantadas com tabuleiro executado em madeira. Deste modo, partindo de um programa de computador já existente e desenvolvido em ambiente MATLAB, procedeu-se à sua adaptação para resolução do problema de optimização deste tipo de estruturas.

O problema de optimização foi formulado como um problema *multi-objectivo*, considerando objectivos de custo mínimo, deslocamentos e tensões. A solução deste problema é obtida através da minimização de uma função escalar convexa obtida com base no *Princípio da Máxima Entropia*. Consideram-se como variáveis de decisão as forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes, assim como, as dimensões das secções transversais dos diversos elementos estruturais (tabuleiro, torres e tirantes). As características e funcionalidades do modelo numérico desenvolvido são demonstradas através da resolução de dois exemplos de aplicação relativos à optimização de uma ponte atirantada de dimensões reais, com tabuleiro em madeira de diferentes tipologias.

Palavras-chave: Pontes atirantadas de madeira; optimização estrutural; forças nos tirantes; variáveis seccionais.

ABSTRACT

In the last years, it has been noticed a significant increase in the use of timber in construction, namely in bridges. This fact is due not only to the growing concern with sustainable construction, to the rapid construction process, but also due to the good structural performance and the aesthetic and economic advantages.

Timber cable-stayed bridges were constructed all over the world, particularly in countries with abundance of this material. Cable-stayed bridges are highly redundant structures in which the deck behaves like a continuous beam elastically supported by the inclined stays. The design of cable-stayed bridges involves some complexity, namely the definition of general dimensions, the definition of the structural system, the finding of the member's cross-sections and the calculation of the cable-stays prestressing forces. For that, the use of structural optimization tools comes up as an effective way to obtain the design of these structures, seeking to obtain economical and structurally efficient solutions.

This thesis deals with the analysis and optimization of cable-stayed bridges with timber deck. An existing computer program, developed in MATLAB environment, was adapted to solve the optimization problem of this type of structures.

The optimization problem was formulated as a multi-objective problem with objectives of minimum cost, minimum deflections and stresses. An entropy-based approach is used to find the minimax solution through the minimization of a convex scalar function. The design variables considered are the cable-stays areas and prestressing forces and the deck and towers cross-sections.

The features and functionalities of the developed numerical model are demonstrated by two numerical examples concerning the optimization of a real sized cable-stayed bridge with timber deck of different types.

Keywords: Timber cable-stayed bridges; structural optimization; cable-stay forces; cross-sectional design variables.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE.....	iv
SIMBOLOGIA	vi
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento geral	1
1.2 Objectivos e metodologias	2
1.3 Organização do trabalho	2
2 ESTADO DA ARTE	4
2.1 Introdução	4
2.2 Pontes de tirantes	4
2.2.1 Evolução histórica das pontes de tirantes	4
2.2.2 Concepção estrutural	7
2.2.2.1 Configuração longitudinal e transversal.....	7
2.2.2.2 Sistemas de atirantamento	8
2.2.2.3 Geometria das torres.....	9
2.2.2.4 Geometria do tabuleiro.....	11
2.3 Pontes de madeira	11
2.3.1 Principais sistemas estruturais adoptados.....	12
2.3.2 Exemplos de pontes atirantadas de madeira	13
2.4 Análise estrutural de pontes de tirantes	15
2.4.1 Determinação das forças nos tirantes	16
2.4.2 Análise geometricamente não linear.....	17
2.4.3 Análise dinâmica	17
2.4.4 Fases construtivas e efeitos diferidos do betão.....	18
2.5 Optimização de pontes atirantadas	19
3 ANÁLISE E OPTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL	22
3.1 Introdução	22
3.2 Análise estrutural	22
3.2.1 Considerações gerais	22
3.2.2 Análise dos efeitos geometricamente não lineares	25
3.3 Optimização estrutural	26
3.3.1 Considerações gerais	26
3.3.2 Variáveis de decisão	26

3.3.3	Objectivos de projecto	29
3.3.4	Função objectivo	35
3.4	Análise de sensibilidades	37
4	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	39
4.1	Introdução	39
4.2	Descrição geral dos exemplos numéricos	39
4.2.1	Geometria e modelos numéricos	40
4.2.2	Materiais	42
4.2.3	Casos de carga	42
4.2.4	Estimativa dos custos da estrutura	44
4.3	Resultados dos exemplos numéricos	44
4.3.1	Optimização da ponte com tabuleiro em laje vigada	45
4.3.2	Optimização da ponte com tabuleiro em treliça	55
4.3.3	Comparação entre o Modelo 1 e Modelo 2	59
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS	61
5.1	Conclusões	61
5.2	Recomendações para estudos futuros	62
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	64
	CRÉDITOS DE IMAGEM	67

SIMBOLOGIA

A	Área da secção transversal de um elemento
b	Largura
C	Custo da estrutura
CB	Custo unitário do betão
CM	Custo unitário da madeira
CT	Custo unitário dos tirantes
C_0	Valor de referência do custo da estrutura
E	Módulo de elasticidade
$E_{0,g,mean}$	Valor característico do módulo de elasticidade paralelo médio
\underline{F}	Vector de forças nodais equivalentes global da estrutura
$F(x)$	Função objectivo
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctk}	Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples
$f_{ctk,0,05}$	Quartilho de 5% do valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples
$f_{c,0g,k}$	Valor característico da tensão de rotura à compressão na direcção paralela as fibras da madeira
f_{md}	Valor de cálculo da tensão de rotura à flexão
$f_{m,g,k}$	Valor característico da tensão de rotura à flexão da madeira
f_{pk}	Valor característico da tensão de rotura à tracção dos tirantes de aço pré-esforçado
$f_{p0,1k}$	Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.1% à tracção do aço dos cabos de pré-esforço
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
f_{td}	Valor de cálculo da tensão de rotura à tracção
$f_{t,0,g,k}$	Valor característico da tensão de rotura à tracção na direcção paralela às fibras da madeira
f_{vd}	Valor de cálculo da tensão de rotura associado ao corte
$f_{v,g,k}$	Valor característico da tensão de rotura associada ao corte na madeira
g_j	J-ésimo objectivo de projecto; restrições de desigualdade

h	Altura
i	Número de um elemento $i = 1, \dots, n$
j	Número de um elemento $j = 1, \dots, n$
K_{mod}	Factor de modificação da resistência
\underline{K}	Matriz de rigidez global da estrutura
L	Comprimento
M	Momento flector; Número de objectivos de projecto
M_{Ed}	Momento flector actuante
M_{Rd}	Momento flector resistente
N	Esforço axial; Número de variáveis de decisão
N_{Ed}	Esforço axial actuante
NEB	Número de elementos de betão armado
NEM	Número de elementos de madeira
N_{Rd}	Esforço axial resistente
NT	Número de tirantes
T	Transposição de um vector ou matriz
x, y, z	Coordenadas elementares
X_d	Valores de cálculo das propriedades resistentes dos elementos de madeira
x_i	I-ésima variável de decisão
\underline{x}	Vector das variáveis de decisão
γ	Peso Volúmico
γ_M	Valor do coeficiente de segurança do material
δ	Deslocamento
δ_0	Valor admissível do deslocamento
σ	Tensão
σ_{adm}	Tensão máxima admissível
σ_c	Tensão no betão
σ_{cd}	Tensão máxima actuante de compressão na madeira
σ_{md}	Tensão máxima actuante de flexão na madeira
σ_{td}	Tensão máxima actuante de tracção na madeira
μ_{ED}	Valor reduzido do momento flector actuante
μ_{RD}	Valor reduzido do momento flector resistente
ν_{ED}	Valor reduzido do esforço axial actuante
ν_{RD}	Valor reduzido do esforço axial resistente
\underline{u}	Vector de deslocamentos nodais globais da estrutura
u^e	Deslocamento segundo a direcção x (coordenadas elementares)
v^e	Deslocamento segundo aa direcção y (coordenadas elementares)

τ_d	Tensão actuante máxima de corte
ρ	Parâmetro real interveniente na função escalar convexa

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento geral

Nos últimos anos tem-se assistido a um aumento da construção de estruturas de madeira. Este facto deve-se ao bom desempenho estrutural apresentado por este material e pelos seus derivados, associado a uma crescente preocupação com a sustentabilidade da construção, uma vez que se trata de um material natural e reciclável. A madeira como material estrutural apresenta ainda a vantagem de permitir uma rápida construção, uma vez que todas as peças são pré-fabricadas, podendo ainda apresentar custos de construção inferiores quando comparada com outros materiais.

A ideia de suportar o tabuleiro de uma ponte através de tirantes, ligados a uma ou mais torres, surgiu no século XVII, com a primeira ponte atirantada a ser construída em madeira (Leonhardt, 1974). Contudo, com o passar dos anos, a utilização da madeira em pontes foi dando lugar a outros materiais, tais como o betão e o aço, devido principalmente aos problemas de durabilidade a ela associados. Hoje em dia, devido aos desenvolvimentos tecnológicos que permitiram o aparecimento de novos materiais derivados da madeira e de novas técnicas de tratamento e conservação, a madeira tem sido um material cada vez mais utilizado na construção. Nas pontes atirantadas, há exemplos do uso deste material em diversos países, em particular em pontes pedonais de pequenos e médios vãos. Usualmente, estas estruturas apresentam um tabuleiro em madeira, suportado por tirantes de aço pré-esforçado ligados a torres constituídas por madeira, betão ou aço.

As pontes atirantadas para além de apresentarem uma beleza estética significativa apresentam ainda uma elevada eficiência estrutural. No entanto, estas estruturas caracterizam-se por um elevado grau de hiperstaticidade, sendo o seu comportamento condicionado pela rigidez dos elementos que as constituem. O seu projecto envolve alguma complexidade pois para além da definição das dimensões gerais, também envolve a determinação das forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes e a determinação das dimensões das secções transversais dos diversos elementos estruturais. Deste modo, a aplicação de ferramentas de optimização estrutural surge como uma forma eficiente de tratar a informação associada ao projecto deste tipo de estruturas. A optimização destas estruturas possibilita obter soluções económicas e estruturalmente eficientes. Neste âmbito, a optimização de pontes atirantadas tem sido estudada por diversos autores, procurando a obtenção de soluções óptimas para a distribuição de forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes e para variáveis de decisão associadas à geometria e a dimensões das secções transversais dos vários elementos constituintes da ponte. Os trabalhos desenvolvidos

são na sua grande maioria relativos a pontes com o tabuleiro em aço, em betão ou misto aço-betão. Como tal, considera-se relevante estudar a utilização da madeira como material estrutural na execução do tabuleiro.

A presente dissertação enquadra-se nesta temática, pretendendo-se realizar um estudo de optimização de pontes atirantadas de madeira.

1.2 Objectivos e metodologias

A presente dissertação tem como principal objectivo a realização de um estudo relativo à análise e optimização de pontes atirantadas com tabuleiro executado em madeira, tendo em vista a obtenção de soluções económicas e estruturalmente eficientes. Partindo de uma ferramenta computacional existente, desenvolvida em ambiente MATLAB, e destinada à análise e optimização de pontes atirantadas de betão, procede-se à sua adaptação para a resolução do problema de optimização de pontes atirantadas de madeira.

As características e funcionalidades do modelo numérico desenvolvido são ilustradas através da resolução de dois exemplos de aplicação relativos à optimização de uma ponte atirantada de dimensões reais, com tabuleiro em madeira de diferentes tipologias.

1.3 Organização do trabalho

A presente dissertação encontra-se estruturada em 5 capítulos.

Neste primeiro capítulo, é apresentada uma breve introdução, que pretende enquadrar o tema bem como os objectivos que se pretendem atingir com a presente dissertação.

No segundo capítulo apresenta-se o estado da arte relativo ao estudo de pontes atirantadas de madeira. Inicia-se com pequeno enquadramento histórico da evolução das pontes atirantadas, seguindo-se uma breve descrição dos principais aspectos relativos à concepção estrutural deste tipo de pontes. Apresenta-se ainda uma perspectiva geral dos sistemas existentes para pontes de madeira, assim como as soluções típicas para pontes atirantadas executadas com este material. Este capítulo termina com uma revisão dos aspectos relevantes acerca dos temas principais desta dissertação, a análise estrutural e a optimização de pontes atirantadas de madeira.

O terceiro capítulo aborda de uma forma geral todo o processo de análise e optimização. Inicia-se com uma descrição do processo de análise, demonstrando o funcionamento do programa computacional e realçando os principais aspectos a ter em conta quando se realiza uma análise estática. De seguida aborda-se o módulo de análise de sensibilidades e optimização, descrevendo-se o seu funcionamento, bem como as variáveis de decisão adoptadas e os objectivos de projecto definidos.

No quarto capítulo são apresentados os exemplos de aplicação e respectivos resultados para ilustrar as características e funcionalidades da ferramenta computacional desenvolvida para a análise e optimização de pontes atirantadas com tabuleiro em madeira. Deste modo, consideram-se dois modelos distintos, um com tabuleiro em laje vigada e outro com tabuleiro em treliça, resolvendo-se o problema de optimização em que se consideram variáveis de decisão seccionais e associadas às forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes. Apresenta-se a análise de resultados prestando especial atenção ao custo da estrutura e dos diversos elementos que a constituem.

No quinto e último capítulo para além da apresentação das principais conclusões relativas ao trabalho realizado, são ainda referidas propostas para desenvolvimentos futuros.

Apresenta-se ainda uma listagem das referências bibliográficas consultadas para a realização do presente trabalho.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Introdução

O presente capítulo tem como objectivo fornecer um nível de informação base relativamente às pontes de tirantes e em especial relativamente às pontes de tirantes em madeira. Pretende-se também fornecer informação geral sobre o estado do conhecimento relativo a estudos de optimização deste tipo de estruturas.

Inicialmente é efectuado um breve enquadramento histórico das pontes de tirantes, bem como uma exposição geral dos aspectos mais relevantes relativos à sua concepção estrutural. Posteriormente são abordadas as pontes atirantadas de madeira, nomeadamente os principais sistemas estruturais adoptados e a apresentação de exemplos de algumas pontes já construídas.

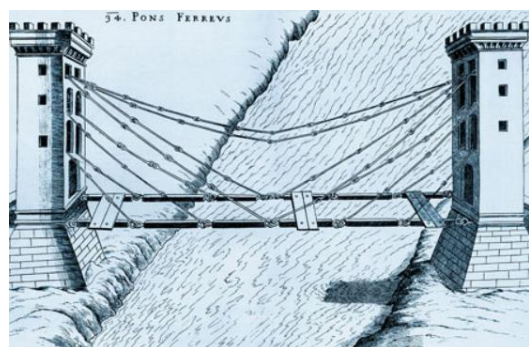
Este capítulo termina com uma breve revisão de trabalhos já desenvolvidos no âmbito da optimização de pontes atirantadas.

2.2 Pontes de tirantes

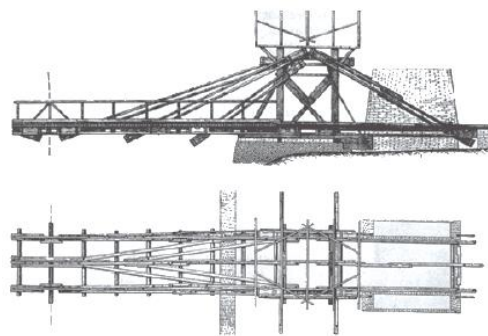
2.2.1 Evolução histórica das pontes de tirantes

O conceito de utilização de tirantes inclinados com o propósito de suportar o tabuleiro de uma ponte não é recente sendo os primeiros esboços de que há registo datados do século XVII e da autoria do engenheiro croata Faustus Verantius (Figura 2.1 a)). A primeira ponte atirantada a ser efectivamente construída data de 1784, sendo da autoria do carpinteiro alemão Immanuel Löscher (Figura 2.1 b)), a qual era constituída exclusivamente por elementos de madeira, com 2 torres e um vão de 44,3 metros (Leonhardt, 1974 e Svensson, 2012).

No entanto, apesar do satisfatório funcionamento destes sistemas iniciais, devido à falta de conhecimento de cálculo e de adequadas técnicas de execução, ocorreu o colapso de diversas pontes. Exemplo de tal é o colapso da ponte em Inglaterra sobre o rio Tweed, em 1818, a qual não resistiu a vento muito forte. Outro exemplo é a ponte sobre o rio Saale na Alemanha, que em 1824 devido à carga da multidão, o tabuleiro sofreu deformações excessivas, que conduziram ao colapso dos tirantes e conseqüente colapso total da estrutura (Walther *et al.*, 1999; Leonhardt, 1974). Por este motivo verificou-se uma interrupção de cerca de um século na construção deste tipo de estruturas.



a) Primeira ponte de tirantes idealizada pelo engenheiro croata Faustus Verantius, século XVII [Imagem 1]



b) Primeira ponte atirantada construída, em 1784 pelo carpinteiro alemão Immanuel Löscher (Svensson, 2012)

Figura 2.1 – Esboços das primeiras pontes de tirantes

Na segunda metade do século XIX, a fim de melhorar o funcionamento estrutural deste tipo de estruturas, evitando deformações excessivas do tabuleiro que conduzissem ao seu colapso, surgiu um novo modelo de pontes com sistema híbrido onde uma parte era suspensa e outra atirantada. As principais referências da época para este tipo de estruturas são a ponte Niagara Falls inaugurada em 1855 e a ponte de Brooklyn em 1883, que ainda hoje se encontra em funcionamento, ambas foram projectadas pelo engenheiro alemão John Augustus Roebling (Walther *et al.*, 1999 e Svensson, 2012).

Em 1938, a fim de melhorar o efeito de suspensão, o engenheiro alemão F. Dischinger sugeriu o uso de tirantes de aço de alta resistência sujeitos a pré-esforço inicial, de modo a obter um aumento da rigidez efectiva dos tirantes. Na época o sistema de atirantamento caracterizava-se pelo uso de um reduzido número de tirantes, muito espaçados entre si. A Ponte de Strömsund na Suécia (Figura 2.2 a)), projectada por Dischinger e inaugurada em 1955 é considerada a primeira ponte atirantada metálica da era moderna. Esta é constituída por duas torres de onde radiam dois pares de tirantes no topo de cada uma de acordo com o sistema de atirantamento em leque. Possui um tabuleiro com um comprimento total de 332 metros, composto por três vãos, onde o vão central tem um comprimento de 182,6 metros. Com as evidentes vantagens deste sistema, a nível económico, velocidade de construção e o uso eficiente dos materiais, aliados à necessidade de reconstrução das pontes na Alemanha após a Segunda Guerra Mundial, esta proposta foi largamente adoptada. São outros exemplos marcantes da época as três pontes projectadas por Leonhardt para a cidade de Düsseldorf sobre o Rio Reno na Alemanha, a Ponte Theodor Heuss (1957) (Figura 2.2 b)), a Ponte Knie (1969) e a Ponte de Oberkassel (1976), nas quais foi introduzido o sistema de atirantamento em harpa.

Na concepção e construção destas pontes já foram aplicados métodos que ainda hoje em dia são utilizados (Svensson, 2012).



a) Ponte de Strömsund na Suécia [Imagem 2] b) Ponte Theodor Heuss em Düsseldorf na Alemanha [Imagem 3]

Figura 2.2 – Pontes atirantadas

Com o passar dos anos e em virtude do desenvolvimento tecnológico, a tendência de recorrer a um pequeno número de tirantes diminuiu, passando-se a utilizar o sistema de suspensão múltipla. Este sistema é caracterizado pela utilização de um grande número de tirantes, pouco espaçados entre si, e foi pela primeira vez implementado por H. Homberg na ponte Friedrich Ebert (1967) em Bona, na Alemanha (Walther *et al.*, 1999). O princípio de suspensão múltipla foi mais tarde aplicado em pontes com tabuleiro em betão, como o caso da Ponte Brotonne em França. Esta ponte foi construída em 1977 e apresenta um tabuleiro em betão pré-esforçado suportado por 2x21 tirantes por torre. A utilização do sistema de suspensão múltipla possibilitou o desenvolvimento de diversas soluções como a suspensão integral do tabuleiro, a construção de tabuleiros menos rígidos, em que a sua espessura é independente do comprimento do vão, a possibilidade de substituição de tirantes danificados sem a necessidade de interromper o funcionamento da estrutura e ainda a facilidade de construção através do método de avanços sucessivos.

Hoje em dia existem várias obras notáveis no domínio das pontes atirantadas, em que o vão central chega a ultrapassar os 1000 m de comprimento. Exemplo de tal é a Ponte Russky na Rússia (Figura 2.3), inaugurada em 2012 e com um vão central de 1104 m é considerada até a data a maior ponte atirantada (Botelho, 2008; Cláudio, 2010).



Figura 2.3- Ponte Russky Island em Vladivostok na Rússia [Imagem 4]

2.2.2 Concepção estrutural

As pontes atirantadas são estruturas constituídas essencialmente por tirantes, torres e tabuleiro. Estas apresentam geralmente um elevado grau de hiperestaticidade, sendo importante estabelecer-se uma adequada interação entre os vários elementos que as constituem, de forma a tornar a solução o mais eficiente possível. A fim de perceber qual a sua importância e de que modo a concepção estrutural influencia o comportamento destas estruturas, são de seguida analisados separadamente os aspectos mais relevantes da mesma. Nomeadamente, a forma da secção transversal, a geometria do tabuleiro e das torres, o tipo de sistema de atirantamento e ainda o número de planos de suspensão.

2.2.2.1 Configuração longitudinal e transversal

Neste tipo de pontes, tabuleiro é suportado por tirantes, ligados a uma ou mais torres. Este funciona simultaneamente à flexão e compressão, suportando as cargas permanentes e as sobrecargas que são posteriormente transmitidas para os tirantes e para as torres. As torres recebem as cargas provenientes dos tirantes, transferindo-as por compressão para as fundações (Martins, 2015 e Pedro, 2010). O esquema de funcionamento estrutural deste tipo de pontes encontra-se representado na Figura 2.4.

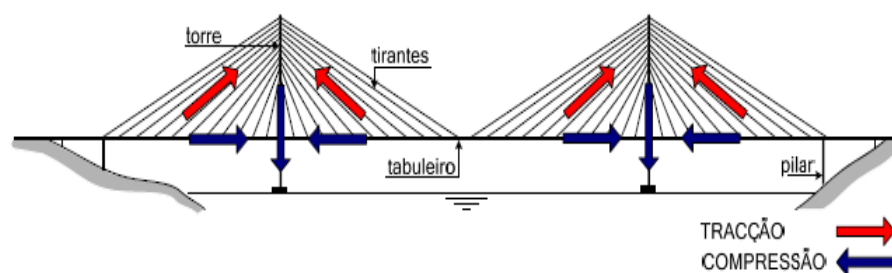


Figura 2.4- Esquema de funcionamento estrutural de uma ponte de tirantes (Pedro, 2010)

As soluções estruturais mais comuns no caso da necessidade de vencer médios e grandes vãos são geralmente caracterizadas por apresentarem três vãos e duas torres como se encontra representado na Figura 2.4. No caso de pequenos vãos, uma solução comum é o uso de apenas uma torre e respectivamente um ou dois vãos (vão principal e vão lateral). Importa ainda salientar, que por vezes é comum a introdução de pilares nos vãos laterais (Figura 2.4), com o objectivo de atenuar as variações de tensão nos tirantes e em particular nos tirantes de retenção, aquando da circulação de sobrecargas. Estes pilares têm também a possibilidade de poderem funcionar à tracção, contendo no seu interior cabos de aço pré-esforçados que ligam o tabuleiro

às fundações ajudando assim a resistir a sobrecargas localizadas no vão principal (Almeida, 2013 e Pedro, 2010).

2.2.2.2 Sistemas de atirantamento

Existem diversos sistemas de atirantamento, tanto na direcção longitudinal como na direcção transversal. A escolha deste sistema é de extrema importância, na medida em que não só influencia o comportamento estrutural e os processos construtivos, como também representa uma parcela significativa dos custos da obra.

Ao nível da configuração longitudinal dos tirantes é possível distinguir três sistemas distintos, a configuração em leque, em semi-leque e harpa. Na configuração em leque tem-se a totalidade dos tirantes ancorados no topo da torre. As configurações em semi-leque e harpa exibem uma distribuição dos tirantes numa dada altura da torre (Figura 2.5). Repare-se que a distribuição dos tirantes ao longo da altura da torre influencia a sua inclinação e consequentemente as forças a que estes se encontram sujeitos. Deste modo, de acordo com o sistema adoptado, o número de tirantes pode variar bem como as dimensões da sua secção transversal (Martins, 2015; Pedro)

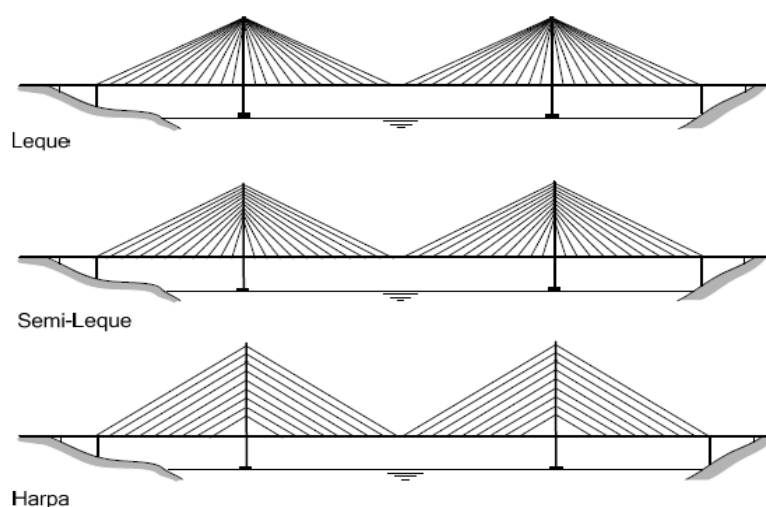


Figura 2.5- Configuração longitudinal dos sistemas de atirantamento (Pedro, 2010)

Na configuração em leque, uma vez que todos os tirantes se encontram ligados ao topo das torres, é necessária a utilização de dispositivos que permitam a sua correcta ancoragem. Apesar de ser uma solução eficiente e de certa forma mais económica, esta solução apresenta a desvantagem das torres se encontrarem solicitadas apenas no topo, o que em condições de serviço, poderá causar elevados momentos flectores na sua base. Por este motivo, este tipo de

configuração apenas é uma boa solução para pontes de pequeno e médio vão, onde o número de tirantes a ancorar no topo da torre é mais reduzido.

A configuração em harpa caracteriza-se por apresentar os tirantes paralelos entre si e ancorados ao longo da altura das torres. Esta solução reduz a concentração de tensões em relação à solução anterior e confere melhorias estéticas significativas. Contudo, devido à reduzida inclinação dos tirantes esta é uma solução menos económica, pois requer geralmente uma maior quantidade de aço.

Como solução alternativa às duas configurações apresentadas anteriormente, surge a configuração em semi-leque, em que os tirantes são ancorados ao longo de uma dada altura na zona superior da torre. Deste modo, é possível aumentar a inclinação dos tirantes e consequentemente obter tirantes com secções transversais mais reduzidas para além de facilitar a sua ancoragem. Esta solução tem sido a mais utilizada em pontes contemporâneas pois confere uma boa relação entre custos, desempenho estrutural e estética (Calado, 2011; Zadeh, 2012; Martins, 2015).

Ao nível da configuração transversal é corrente usar-se um plano de suspensão (suspensão central) ou dois planos de suspensão (suspensão lateral). Embora a escolha de um único plano de suspensão seja uma boa solução do ponto de vista estético, do ponto de vista de comportamento estrutural apresenta desvantagens. De facto, no caso da existência de sobrecargas assimétricas ao longo da direcção transversal do tabuleiro, quando existe apenas um plano de suspensão central poderão ocorrer efeitos significativos de torção no tabuleiro que terão de ser equilibrados por este através da utilização de uma secção em caixão.

2.2.2.3 Geometria das torres

As torres são elementos que frequentemente se encontram dispostos verticalmente e onde se encontram ancorados os tirantes. Estas têm como objectivo transmitir os esforços provenientes do tabuleiro para as fundações, geralmente sob a forma de compressão. Por este motivo, embora as torres tenham a possibilidade de ser constituídas por diferentes materiais, o mais frequente é o betão armado devido ao seu bom desempenho quando sujeito a esforços de compressão.

Estes elementos podem ainda apresentar diversos tipos de geometrias, dependendo do seu funcionamento estrutural e da sua estética. Ou seja, a geometria pode depender do tipo de sistema de atirantamento (semi-leque, harpa ou leque), da forma de suspensão do tabuleiro (central ou lateral), da necessidade de apoiar ou não o tabuleiro nas torres, do espaço para a ancoragem e tensionamento dos tirantes no interior das torres e ainda do funcionamento estrutural do tabuleiro (Calado, 2011). Para além disso, a altura e secção transversal destes

elementos depende essencialmente do número de torres adoptadas e do comprimento do vão que suportam (Martins, 2015 e Pedro, 2010).

As torres das pontes de tirantes podem então agrupar-se de acordo com a sua geometria em: torres com fuste único vertical ou inclinado (Figura 2.6 a) e b)); torres com dois fustes (Figura 2.6 c)); torres em A e Y invertido (Figura 2.6 d) e e)); torres em “pirâmide” (Figura 2.6 f)); torres em pórtico transversal e longitudinal (Figura 2.6 g) e h)); e torres em diamante e duplo diamante (Figura 2.6 i) e j)).



a) Torre de fuste único vertical (Calado, 2011)



b) Torre de fuste único inclinado [Imagem 5]



c) Torre com dois fustes [Imagem 6]



d) Torre em forma de A (Pedro, 2010)



e) Torre em forma de Y invertido (Pedro, 2010)



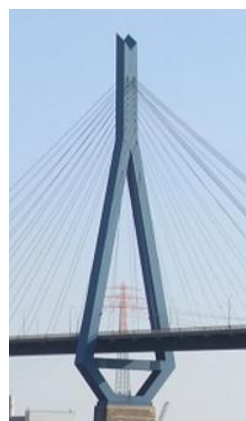
f) Torre em “pirâmide” (Calado, 2011)



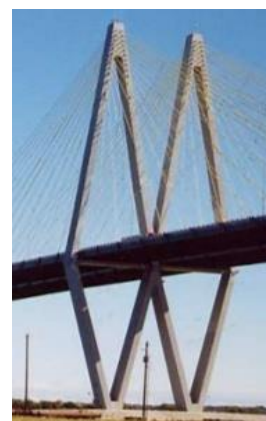
g) Torre em pórtico transversal [Imagem 7]



h) Torre em pórtico longitudinal [Imagem 8]



i) Torre em diamante [Imagem 9]



j) Torre em duplo diamante (Pedro, 2010)

Figura 2.6 - Exemplos dos tipos de torres em pontes atirantadas: a) Ponte Oberkasselr, Düsseldorf, Alemanha; b) Ponte Rainha Santa, Coimbra, Portugal; c) Ponte de Öresund, Dinamarca/Suécia; d) Ponte Severin, Colónia, Alemanha; e) Ponte sobre o rio Guadiana, Portugal/Espanha; f) Ponte Charilaos Trikoupis, Grécia; g) Ponte Vasco da Gama, Lisboa, Portugal; h) Ponte de Neuwied, Alemanha; i) Ponte de Köhlbrand, Hamburgo, Alemanha; j) Ponte sobre o Canal de Houston, EUA

2.2.2.4 Geometria do tabuleiro

A definição da geometria e dos materiais que constituem o tabuleiro representa uma etapa fundamental na concepção de pontes de tirantes, condicionando todos os restantes elementos constituintes da ponte devido às suas características de peso próprio e aerodinâmica. Como tal, a definição de uma secção transversal adequada é de extrema importância, influenciando não só o comportamento estrutural da ponte como a viabilidade económica da solução adoptada.

Na definição da geometria do tabuleiro esta depende do número de planos de suspensão e do número de tirantes. Quando se opta por apenas um plano de suspensão (suspensão central) é necessário recorrer a soluções menos esbeltas, comparativamente com a situação em que se opta por dois planos de suspensão (suspensão lateral), devido aos esforços de torção a que o tabuleiro poderá estar sujeito. Para tal, uma solução usualmente adoptada para a geometria do tabuleiro aquando da existência de um único plano de suspensão, é um tabuleiro em caixão.

Na definição do material a adoptar, os principais critérios a considerar são as dimensões dos vãos a vencer e o tipo de tráfego a que se destina a ponte. Assim, no caso de pequenos e médios vãos, normalmente opta-se por madeira, por betão, ou mesmo soluções mistas aço-betão. No caso de grandes vãos é mais usual recorrer a soluções metálicas que irão proporcionar uma diminuição considerável do peso próprio e conseqüentemente uma diminuição dos esforços exercidos nos tirantes e nas torres (Rodrigues, 2010; Pedro, 2010).

2.3 Pontes de madeira

A utilização da madeira na construção de pontes remonta aos primórdios da civilização. Datada de 3000 anos a.C., a ponte do faraó Menses que atravessava o rio Nilo é a ponte mais antiga de que há registos. Apesar do uso intensivo da madeira na construção de pontes ao longo da história, a sua curta durabilidade, aliada ao desenvolvimento de novos materiais, como o aço e o betão, fez com que a utilização deste material na execução deste tipo de estruturas, tenha caído em desuso no final do século XIX. No entanto, nos últimos anos tem-se verificado novamente um aumento significativo da utilização da madeira neste tipo de estruturas. Este aumento deve-se não só à crescente preocupação com a sustentabilidade da construção pois a madeira é um material natural e reciclável, às suas vantagens estéticas e também devido aos diversos avanços tecnológicos. Estes avanços tecnológicos, para além de permitirem elevar a durabilidade da madeira, também levaram ao aparecimento de produtos seus derivados, que possibilitam a utilização deste material com um aproveitamento cada vez mais eficaz das suas propriedades resistentes. Para além disso a madeira tem a vantagem de possuir um baixo peso

volúmico quando comparado com outros materiais tipicamente usados na construção. (Almeida, 2013; Dias, 2013; Rodrigues, 2014).

De entre os referidos produtos derivados da madeira, neste tipo de estruturas tem sido corrente a utilização de madeira lamelada colada (MLC) e micro-laminado (LVL) para além da madeira maciça. A MLC e o LVL apesar de terem custos mais elevados comparativamente à madeira maciça apresentam algumas vantagens relativamente a esta. Nomeadamente, a sua capacidade de vencer grandes vãos, possuírem uma maior resistência, o facto de apresentarem uma menor variabilidade das propriedades mecânicas e ainda de possibilitarem a produção de formas mais variadas.

2.3.1 Principais sistemas estruturais adoptados

De um modo geral, as pontes de madeira são constituídas pelos mesmos sistemas estruturais que as pontes compostas por outros materiais. As soluções mais usuais para este tipo de estruturas encontram-se representadas na Figura 2.7, sendo estas agrupadas em quatro diferentes categorias, as pontes vigadas de secção cheia, as pontes vigadas de secção composta, as pontes com suportes intermédios e as pontes funiculares (Flach, 2010).

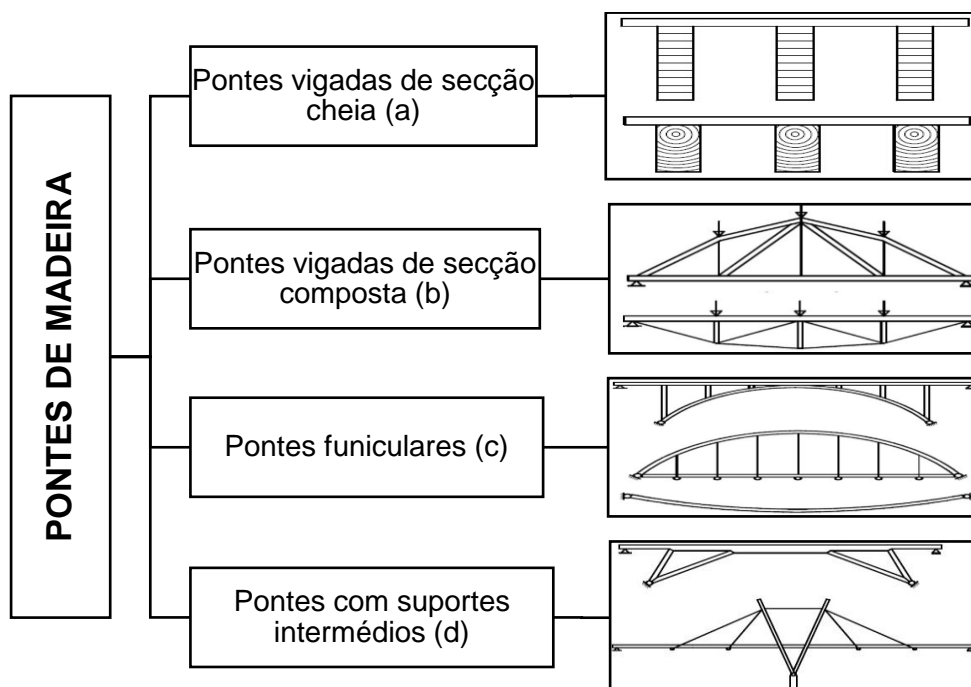


Figura 2.7- Esquema dos sistemas estruturais de pontes de madeira (adaptado de Flach, 2010)

As pontes vigadas com secção cheia (Figura 2.7 (a)) são a solução mais comum em pontes de madeira de pequenos vãos podendo atingir cerca de 24 metros (Reynolds *et al.*, 2004). Embora neste tipo de pontes possam existir vários vãos, a solução mais usual é a de apenas um vão, onde as vigas que suportam o tabuleiro funcionam como elementos bi-apoiados.

As pontes de madeira de secção composta (Figura 2.7 (b)), nas quais os seus elementos estão predominantemente sujeitos a tensões de tracção e compressão, podem também ser designadas por pontes treliçadas. Comparativamente às anteriores, estas apresentam uma maior capacidade de carga e uma maior rigidez, utilizando menor quantidade de material (Calil *et al.*, 2006). Este tipo de sistema estrutural é essencialmente adoptado quando se pretende vencer pequenos vãos entre 9 a 45 metros, podendo, de acordo com o custo das ligações, ser uma das soluções mais económicas (Reynolds *et al.*, 2004).

As pontes com sistema funicular (Figura 2.7 (c)) são esteticamente apelativas e são adequadas quando existe a necessidade de vencer vãos maiores, podendo atingir até cerca de 70 metros (Reynolds *et al.*, 2004). Estas podem ser compostas por um arco rígido ou por um cabo funicular. No caso de pontes em arco, estas suportam o tabuleiro através de cabos (no caso de arco superior), através de elementos rígidos (no caso de arco inferior), ou ainda uma solução intermédia (arco intermédio), onde o arco se encontra sujeito à compressão. Na solução de pontes com cabo funicular, as cargas do tabuleiro são transmitidas pelos pendurais a um cabo principal que se encontra sujeito apenas a esforços axiais de tracção.

As pontes de madeira com suporte intermédio (Figura 2.7 (d)) agrupam-se em duas categorias, as pontes de escoras e as pontes atirantadas. Estas últimas permitem vencer maiores vãos e serão de seguida abordadas com maior detalhe. As pontes de escoras permitem vencer vãos até cerca de 30 metros. Estas apresentam um suporte intermédio que lhes permite evitar a utilização de apoios adicionais. As escoras são geralmente dispostas numa posição radial, transferindo as cargas do tabuleiro por compressão directamente para os pilares. (Calil *et al.*, 2006).

2.3.2 Exemplos de pontes atirantadas de madeira

As pontes atirantadas de madeira para além de permitirem vencer grandes vãos ainda são dotadas de uma beleza estética considerável. A informação relativa à concepção e sistema estrutural deste tipo de estruturas foi anteriormente descrita na secção 2.2.2 da presente dissertação. Nesta secção, de forma exemplificativa são aqui apresentadas algumas das soluções já construídas de pontes atirantadas com tabuleiro em madeira.

A ponte Yokura Oh (Figura 2.8), construída em 1992 e localizada em Mihara na província de Hiroshima no Japão, é a ponte considerada como referência para o desenvolvimento do

problema de otimização na presente dissertação. Da pesquisa efectuada, esta é a ponte atirantada de madeira com maior comprimento de tabuleiro. Trata-se de uma ponte simétrica, com tabuleiro treliçado de madeira, com um total de 143 metros de comprimento e com um vão central de 77 metros. O tabuleiro é suportado por 24 tirantes em suspensão lateral e com a configuração longitudinal em semi-leque. Estes encontram-se ligados a duas torres com a forma de diamante.



Figura 2.8 – Ponte Yokura Oh no Japão [Imagem 10]

A ponte pedonal de Älvsbacka (Figura 2.9a)) localizada no norte da Suécia, construída em 2011, é um outro bom exemplo deste tipo de solução. Possui um tabuleiro constituído por um único vão com o total de 130 metros de comprimento. O tabuleiro é composto por duas vigas longitudinais e por vigas transversais afastadas de 2,5 metros, ambas em madeira, e encontra-se apoiado em vigas transversais de aço espaçadas de 16,25 metros ao longo do vão e ligadas às torres através de tirantes de aço. O sistema de atirantamento é constituído por um total de 12 tirantes ancorados no topo de cada uma das torres (sistema em leque). Ambas as torres são constituídas por madeira e possuem a geometria de um pórtico transversal (Svensson, 2012; Kliger *et al.*, 2013).



a) Ponte de Älvsbacka na Suécia
[Imagem 11]



b) Ponte em Hochstetten na Alemanha [Imagem 12]

Figura 2.9 – Exemplos de pontes atirantadas de madeira

Outro tipo de solução usual para pontes de pequeno vão é a utilização de apenas uma torre, podendo esta situar-se mais junto às extremidades ou ao centro do vão. Exemplo de tal solução é a Ponte em Hochstetten (Figura 2.9b)) localizada em Friburgo na Alemanha e construída em 2004. Esta possui um tabuleiro vigado curvo em madeira lamelada colada com um comprimento total de 45,5 metros. O sistema de atirantamento composto por 4 tirantes possui a configuração em leque e é ancorado na única torre metálica de fuste único vertical.

Outros exemplos deste tipo de estruturas são a Ponte de Ständenholf (Figura 2.10 a)) em Pirmasens na Alemanha e a Ponte de Winschoten (Figura 2.10 b)) na Holanda. A primeira, construída em 2004 possui um tabuleiro em madeira com o total de 46 metros de comprimento. A segunda, construída um ano depois e também ela com o tabuleiro em madeira possui um comprimento total de 70 metros. Em ambas o sistema de atirantamento possui a configuração em leque e as torres são metálicas com a geometria de um pórtico transversal.



a) Ponte de Ständenholf na Alemanha [Imagem 13]



b) Ponte de Winschoten na Holanda [Imagem 14]

Figura 2.10 – Exemplos de pontes atirantadas de madeira

2.4 Análise estrutural de pontes de tirantes

A análise estrutural de pontes atirantadas deve contemplar todas as acções que se consideram relevantes para o projecto destas estruturas e que têm influência no seu comportamento.

Nesta secção são abordados aspectos relativos à determinação das forças nos tirantes, onde são apresentados alguns trabalhos realizados por diversos autores. De seguida refere-se a importância da consideração dos efeitos geometricamente não lineares e das acções dinâmicas para a análise destas estruturas.

2.4.1 Determinação das forças nos tirantes

A determinação das forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes é um aspecto particular deste tipo de pontes. Para esta determinação é comum recorrer não só a algoritmos de optimização, que são apresentados mais a frente na secção 2.5 da presente dissertação, como também através de outros métodos que são de seguida referidos.

Segundo Walther *et al.* (1999) para a determinação das forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes é possível considerar que o tabuleiro sujeito às acções permanentes apresenta momentos flectores equivalentes aos de uma viga contínua. Este método de determinação das forças de pré-esforço é denominado por *método da viga contínua* e consiste em considerar que os pontos de ancoragem dos tirantes equivalem aos apoios verticais de uma viga contínua e consequentemente o espaçamento entre eles corresponde aos vãos. Assim, o valor das forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes corresponde ao valor das reacções nos apoios da viga que equilibram as cargas permanentes.

Cruz (1997) desenvolveu uma metodologia para determinação das forças nos tirantes com o objectivo de analisar e controlar a fase construtiva de pontes atirantadas de betão. Esta metodologia para além de simular a fase construtiva, considera também o comportamento geometricamente não linear e os efeitos diferidos do betão. O autor recorre ao conceito de coeficientes de influência das forças nos tirantes, com o objectivo de controlar essas forças, os momentos flectores no tabuleiro e os deslocamentos em vários pontos da estrutura. Este método simula o processo de montagem da ponte e determina os desvios entre os valores pretendidos e os valores obtidos para parâmetros de controlo. As correcções a efectuar para as forças nos tirantes têm em conta estes desvios e a matriz de coeficientes de influência. O processo é iterativo e termina quando se atingem os valores para os desvios definidos nos critérios de convergência.

Outra metodologia proposta para a determinação a força nos tirantes, foi denominada de “unit force method”, em que tal como a anterior, recorre ao conceito de matriz de coeficientes de influência. Segundo Janjic *et al.* (2003), esta metodologia para além da sequência construtiva e dos efeitos diferidos do betão, também inclui a relaxação do aço de pré-esforço, os efeitos de segunda ordem e o efeito de catenária dos tirantes. Nesta metodologia para o cálculo das forças nos tirantes, considera-se a estrutura completa, sujeita a carga permanente de modo a atingir-se tanto no tabuleiro como nas torres uma distribuição pré-definida de momentos flectores.

2.4.2 Análise geometricamente não linear

As pontes de tirantes são geralmente estruturas flexíveis devido à esbelteza dos elementos que as constituem (tabuleiro e torres). Estes elementos encontram-se habitualmente sujeitos a elevados esforços de compressão provocados pelos tirantes inclinados aquando da circulação de sobrecargas, o que se traduz na existência de efeitos de segunda ordem significativos. Os tirantes apresentam também deformações devido ao seu peso próprio e que dependem do comprimento, da inclinação e da tensão neles instalada. Segundo vários autores (Karoumi, 1999; Freire *et al.*, 2006; Wang *et al.*, 2002) existem três causas principais para a não linearidade geométrica em pontes atirantadas, relacionadas com a não linearidade dos vários elementos, são elas: os deslocamentos e rotações finitas ($P-\Delta$), o efeito de viga coluna ($P-\delta$) e o efeito de catenária dos tirantes.

Os tirantes quando ancorados e sujeitos à acção do pré-esforço e do seu peso próprio apresentam uma deformada que assume a forma de uma catenária. A sua rigidez axial apresenta uma variação não-linear que depende de vários factores, como o comprimento dos tirantes, a sua inclinação, o peso próprio e a tensão de tracção neles instalada. Assim em função da tensão a que se encontram sujeitos, apresentam deslocamentos nas suas extremidades que variam de forma não-linear.

Em relação ao efeito viga coluna ($P-\delta$), este deve-se à interacção entre esforço axial e momento flector. Quando existem deslocamentos transversais em elementos comprimidos, estes resultam em momentos flectores adicionais. Os momentos adicionais provocam uma perda de rigidez de flexão que por sua vez afecta a rigidez axial dos elementos, devido a um encurtamento aparente provocado pela deformação de flexão.

O efeito dos deslocamentos e rotações finitas ($P-\Delta$), também não deve ser desprezado em pontes de tirantes principalmente se estas forem de grandes vãos e de secções esbeltas (estruturas flexíveis). As cargas que são aplicadas na estrutura podem provocar grandes deslocamentos e alterações significativas na geometria da mesma, que por sua vez produzem esforços adicionais e alteram os valores dos deslocamentos iniciais.

2.4.3 Análise dinâmica

Ações como o vento, os sismos e as vibrações provocadas pelo tráfego são as principais acções dinâmicas a ter em conta no projecto de pontes atirantadas. Quanto maior a dimensão dos vãos maior a influência deste tipo de acções no comportamento da estrutura. Para fazer face a estas acções dinâmicas devem ser tidos em conta aspectos como o controlo das vibrações, a

estabilidade aerodinâmica e a segurança aos sismos (Walther et al., 1999). O comportamento dinâmico destas estruturas é afectado não só pela sua flexibilidade em grandes vãos que evidenciam longos períodos de vibração, mas também pelo sistema de atirantamento e pelas condições e rigidez dos apoios.

A acção do vento tem particular importância no dimensionamento deste tipo de estruturas, apesar destas apresentarem uma boa estabilidade aerodinâmica. Este aspecto depende da forma da secção transversal, da pressão do vento e do seu ângulo de incidência no tabuleiro. Na concepção do tabuleiro e do sistema de suspensão deverão ser tidos em conta os fenómenos de *flutter* e de *vortex-shedding*, procurando evitar a sua ocorrência (Walter et al., 1999; Martins, 2015).

No dimensionamento deste tipo de estruturas é necessário encontrar um equilíbrio entre as características estruturais mais indicadas face às acções sísmicas e face às acções do vento, uma vez que estas acções dinâmicas requerem características antagónicas na estrutura. Se por um lado, face às acções do vento é ideal uma estrutura com elevada rigidez para garantir uma adequada estabilidade aerodinâmica, por outro, face às acções sísmicas é preferível uma estrutura mais flexível, excepto se o solo de fundação for pouco rígido, com menores frequências próprias de vibração. Os sismos são compostos por duas componentes, a componente horizontal que afecta principalmente o tabuleiro e a componente vertical que afecta as torres e os tirantes.

Outra acção dinâmica que deve ser tida em conta é o tráfego, devendo evitar-se que a frequência de excitação coincida com a frequência própria de vibração da ponte evitando assim desconforto para os utilizadores.

2.4.4 Fases construtivas e efeitos diferidos do betão

Na análise de pontes atirantadas torna-se ainda importante considerar as fases construtivas, uma vez que ao longo do processo construtivo tanto as distribuições de esforços internos como os deslocamentos variam. O processo construtivo deverá garantir uma adequada geometria e distribuição de esforços aquando da conclusão da ponte. Quando se utiliza o método dos avanços sucessivos a estrutura vai-se alterando e conseqüentemente os tirantes são instalados ao longo da execução do tabuleiro. Isto implica que a força a aplicar condicione não só as forças dos tirantes já instalados, mas também condicione os esforços internos e deslocamentos da estrutura. Para fazer face a esta dificuldade, têm sido utilizados métodos que permitem a instalação dos tirantes numa única operação, reduzindo assim o número de etapas e o número de pessoas e materiais envolvidos na construção. Como exemplos podem referir-se o método de construção por lançamento incremental e o método de construção com apoios provisórios.

Como referido anteriormente, caso se trate de uma ponte executada em betão armado, devem ser contemplados ainda na análise, os efeitos diferidos do betão, quer na sua construção quer após a sua conclusão, de modo a garantir uma adequada previsão do seu comportamento (Pedro, 2010; Martins, 2015).

2.5 Optimização de pontes atirantadas

Com o propósito de obter soluções estruturalmente eficientes numa perspectiva de minimização dos custos globais da estrutura têm sido desenvolvidos diversos estudos de optimização de pontes atirantadas. A optimização de pontes de tirantes consiste na minimização de determinadas funções objectivo tendo em vista a obtenção de valores óptimos para diferentes variáveis de decisão. As variáveis de decisão que têm vindo a ser tratadas correspondem às forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes e à geometria e a dimensões das secções transversais dos vários elementos. Num problema de optimização tem-se ainda um conjunto de restrições que devem ser verificadas aquando da minimização da função objectivo. Estas restrições estão relacionadas com as dimensões das secções transversais dos elementos e da própria estrutura, com valores limite para os deslocamentos e para as tensões nos diversos elementos tendo em conta os materiais que os constituem.

Em relação à determinação das forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes através do uso de algoritmos de optimização, têm sido desenvolvidos vários estudos. Furukawa et al. (1987a) desenvolveram um estudo relativo a pontes atirantadas de betão armado pré-esforçado, onde se evidencia a interacção entre os pré-esforços existentes no tabuleiro e nos tirantes. Estes formularam e resolveram o problema da determinação das forças nos tirantes, minimizando a energia de deformação elástica das torres e do tabuleiro. Tratando a optimização de pontes atirantadas como um problema multiobjectivo, ainda os mesmos autores (Furukawa et al., 1987b), concluem que se deve considerar não só as forças de pré-esforço dos tirantes, mas também as dimensões das secções transversais dos elementos.

O problema da determinação das forças de pré-esforço nos tirantes foi estudado por Negrão (1996) na sua tese de doutoramento, dedicada à análise de sensibilidades e optimização de pontes atirantadas metálicas, e posteriormente por Negrão e Simões (1997). Este problema foi formulado como um problema de optimização multi-objectivo, sendo resolvido através da minimização de uma função escalar convexa. Tendo em vista a minimização do custo da estrutura, foram consideradas variáveis associadas ao pré-esforço nos tirantes e variáveis seccionais e geométricas, impondo-se limites nos deslocamentos e nas tensões admissíveis dos materiais. Na análise estrutural foram também tidos em conta as fases construtivas e o efeito de catenária dos tirantes.

Mais recentemente (Hassan et al. 2012) apresentaram uma metodologia para o cálculo das forças de pré-esforço nos tirantes que considera a configuração final de uma ponte atirantada com tabuleiro misto aço-betão submetida a cargas permanentes. Posteriormente, numa perspectiva de minimização dos custos dos tirantes Hassan (2013) efectuou um estudo de optimização que teve como finalidade minimizar as áreas das secções transversais dos tirantes. A análise foi efectuada com o método dos elementos finitos e considerou-se para esta, uma ponte atirantada com a geometria final, com tabuleiro misto aço-betão e sujeito a carga permanente e a sobrecargas rodoviárias. A função a minimizar foi definida com base no peso de aço dos tirantes. Como restrições foram considerados os valores das tensões nos tirantes e os deslocamentos horizontais do topo das torres e verticais no tabuleiro.

Para além das variáveis relativas às forças nos tirantes, também as variáveis de decisão seccionais foram tidas em conta em trabalhos de investigação levados a cabo por diversos autores. Bhatti et al. (1985) consideraram apenas variáveis seccionais na formulação do problema de optimização de uma ponte atirantada metálica. Os autores tiveram em conta o risco de instabilidade por encurvadura e as tensões admissíveis para os materiais através de restrições nas tensões, tendo imposto também restrições nos deslocamentos e estabelecendo como função objectivo a minimizar o peso da estrutura.

No que diz respeito à utilização de variáveis de decisão seccionais e geométricas, é importante referir novamente os trabalhos realizados por Negrão (Simões e Negrão, 1994; Negrão, 1996; Negrão e Simões, 1997), no âmbito da optimização de pontes atirantadas metálicas. Os autores consideraram o comportamento materialmente linear e tiveram em conta o efeito de catenária dos tirantes, bem como a influência das fases construtivas.

De referir também o trabalho realizado por Hassan et al. (2013), dando continuidade aos estudos relativos à determinação das forças e das secções dos tirantes. Os autores desenvolveram uma ferramenta computacional que integra um modelo de análise baseado no método dos elementos finitos. Como variáveis de decisão, foram considerados o número de tirantes e as dimensões das secções transversais dos elementos estruturais. Foram definidas restrições nos esforços internos e nos deslocamentos, sendo a função a minimizar, o custo total da ponte. Recentemente, os mesmos autores (Hassan et al., 2015) criaram uma base de dados tendo em conta o modelo desenvolvido anteriormente. Esta base de dados surge com o intuito de facilitar a estimativa de custos e o pré-dimensionamento deste tipo de estruturas, contendo valores óptimos para as dimensões das secções transversais e também para a geometria global da estrutura.

Mais recentemente Martins (2015), na sua tese de doutoramento realizou um estudo de análise e optimização de pontes atirantadas com tabuleiro em betão armado pré-esforçado. O autor

desenvolveu uma ferramenta computacional constituída por dois módulos, um relativo a análise estrutural, que tem em conta os efeitos e acções mais relevantes e outro dedicado à análise de sensibilidades e optimização. Na optimização foram considerados objectivos de deslocamentos, tensões e custo mínimo, constituindo um problema *multi-objectivo* resolvido através da minimização de uma função escalar convexa. Consideraram-se como variáveis de decisão as secções dos tirantes, as secções transversais de todos os elementos e ainda as forças de pré-esforço a aplicar tanto no decorrer das várias fases construtivas como no ajustamento para a ponte completa.

Relativamente aos estudos de optimização de pontes atirantadas de madeira, muito pouco foi efectuado. No entanto, destaca-se o estudo levado a cabo por Negrão (1999) em que o autor através de uma ferramenta computacional baseada no método dos elementos finitos realizou um estudo referente à optimização de uma ponte atirantada de madeira destinada ao tráfego pedonal. Como constrangimentos a serem verificados na optimização foram considerados os objectivos referentes aos deslocamentos, tensões e ao custo mínimo da estrutura através da redução da quantidade de material utilizado, formando um problema de optimização multiobjectivo. Por forma a demonstrar as funcionalidades do *software* na resolução de pontes pedonais atirantadas de madeira, o autor desenvolveu dois modelos numéricos idênticos em que considerou como variáveis de decisão as secções transversais dos vários elementos da ponte, o pré-esforço a aplicar nos tirantes, foi também considerada uma variável referente ao módulo de elasticidade da madeira, e apenas para um dos modelos foram consideradas variáveis de decisão referentes à geometria da ponte. Posteriormente Negrão e Simões (2002) realizaram um estudo de optimização de pontes pedonais atirantadas de madeira, admitindo o comportamento aleatório das propriedades dos materiais. Para tal, os autores optaram pela utilização de um método de fiabilidade de nível II (aproximação de 1ª ordem das médias e desvios padrões). Como variáveis de decisão, consideraram-se variáveis seccionais, variáveis geométricas e variáveis mecânicas.

3 ANÁLISE E OPTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL

3.1 Introdução

O projecto de pontes atirantadas é um processo complexo que envolve a resolução de diversos problemas. Trata-se de estruturas com elevado grau de hiperestaticidade em que para além da definição das dimensões das secções transversais dos vários elementos é também necessário determinar as forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes. Os métodos convencionais de projecto não garantem que a solução encontrada seja a melhor a nível económico. Deste modo, o processo de análise e optimização em pontes de tirantes, surge como uma forma eficiente de tratar a elevada quantidade de informação obtida na análise e dimensionamento destas estruturas, por forma à obtenção de um projecto económico e estruturalmente eficiente.

No presente capítulo descrevem-se os aspectos fundamentais da ferramenta computacional utilizada para resolução do problema de análise e optimização de pontes atirantadas com tabuleiro em madeira.

3.2 Análise estrutural

3.2.1 Considerações gerais

A análise estrutural representa uma etapa essencial para a elaboração do projecto de estruturas. Esta etapa permite determinar a resposta da estrutura face às acções que lhe são aplicadas. Esta é realizada através da adopção de um modelo matemático que considera vários casos de carga, permitindo simular o comportamento real da estrutura.

No caso da análise estrutural de pontes atirantadas é habitual modelá-las como estruturas reticuladas podendo recorrer-se a modelos tridimensionais ou modelos planos. Embora os avanços tecnológicos permitam actualmente o recurso a modelos tridimensionais os modelos bidimensionais continuam a ser uma prática frequente, uma vez que permitem obter resultados adequados com uma redução significativa de tempo de cálculo (Walther *et al.*, 1999; Martins, 2015). Por este motivo e para utilizar uma ferramenta computacional pré-existente na presente dissertação considerou-se uma modelação da ponte atirantada como estrutura reticulada plana.

O modelo numérico utilizado e adaptado no âmbito da presente dissertação foi desenvolvido por Martins (2015) no âmbito da sua tese de doutoramento em que se estudou a análise e optimização de pontes atirantadas de betão. Este modelo encontra-se implementado num

programa de computador desenvolvido em ambiente MATLAB e é constituído por dois módulos, um destinado à análise estrutural e outro destinado à análise de sensibilidades e optimização. O módulo de análise estrutural é baseado no método dos elementos finitos e permite a análise de estruturas reticuladas planas sujeitas a acções estáticas. Neste são também tidos em conta os efeitos geometricamente não-lineares, as fases construtivas e os efeitos diferidos do betão. No segundo módulo através da análise de sensibilidades é possível avaliar a resposta da estrutura face a variações nos valores das variáveis de decisão. O algoritmo de optimização permite obter soluções óptimas para o dimensionamento da estrutura caracterizadas pela minimização do custo e a verificação de limites nos valores dos deslocamentos e tensões. Na Figura 3.1 apresenta-se um diagrama de blocos relativo ao funcionamento do programa de computador utilizado.

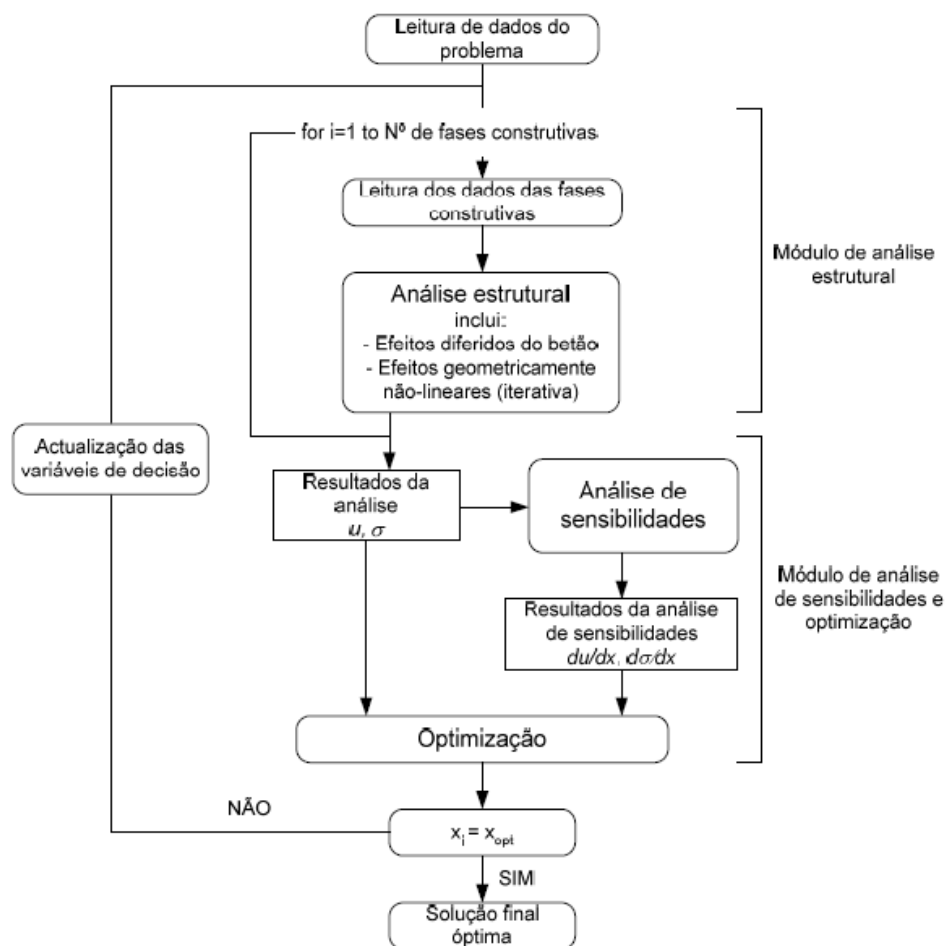


Figura 3.1 - Esquema de funcionamento de blocos do programa (Martins, 2015).

O módulo de análise estrutural foi desenvolvido com base no método dos elementos finitos e considera acções estáticas quer no decurso das fases construtivas quer em condições de utilização. Importa referir que para além da realização de uma análise estática, quando se faz um estudo relativo a pontes atirantadas, é também importante considerar os efeitos dinâmicos de acções como o vento, os sismos e as vibrações do tráfego. No presente estudo e de forma simplificada apenas foi considerado o efeito de acções estáticas.

Relativamente aos elementos finitos utilizados no módulo de análise estrutural, consideraram-se dois elementos lineares, o elemento de barra e o elemento de viga de Euler-Bernoulli que se encontram representados na Figura 3.2.

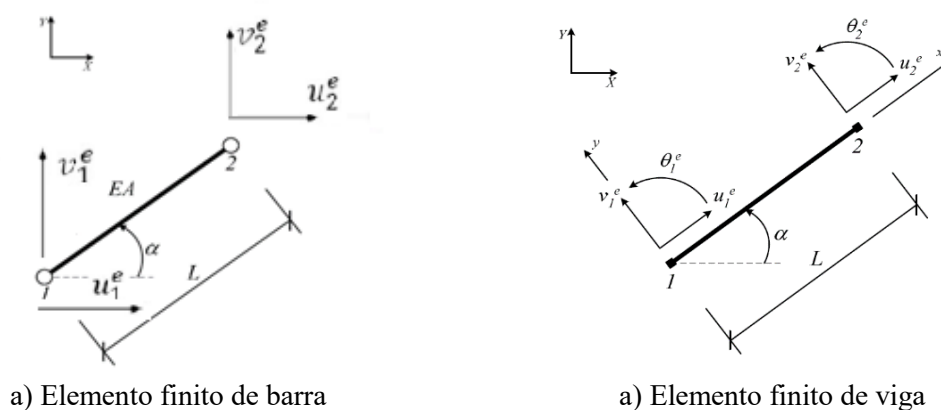


Figura 3.2 - Elementos finitos considerados e respectivos graus de liberdade.

O elemento finito de barra apresenta 4 graus de liberdade que são as translações axiais e transversais ao eixo. O elemento finito de viga de Euler-Bernoulli é baseado na teoria clássica de flexão de vigas e apresenta 2 nós com 3 graus de liberdade em cada um deles. Para além das translações axiais e transversais também consideradas no elemento de barra, este apresenta ainda graus de liberdade relativos à rotação segundo um eixo perpendicular ao plano.

Os deslocamentos nos nós da malha de elementos finitos constituem as incógnitas do problema de análise estrutural. Para a determinação dos deslocamentos é necessário calcular a matriz de rigidez e o vector de forças nodais equivalentes em cada um dos elementos que compõem a malha de elementos finitos, sendo estes posteriormente agrupados na matriz de rigidez e no vector de forças nodais equivalentes globais da estrutura. A determinação destes deslocamentos é feita com base na resolução do seguinte sistema de equações equilíbrio:

$$\underline{K} \cdot \underline{u} = \underline{F} \quad (1)$$

onde \underline{K} e \underline{F} representam, respectivamente, a matriz de rigidez e o vector de forças nodais equivalentes globais da estrutura.

Após a determinação dos valores dos deslocamentos nodais da malha de elementos finitos é possível calcular, a nível elementar, as deformações e tensões.

Para uma informação mais detalhada sobre a formulação das matrizes de rigidez e dos vectores de forças nodais para os elementos aqui considerados consulte-se Martins (2015).

3.2.2 Análise dos efeitos geometricamente não lineares

Como referido anteriormente, as pontes de tirantes são estruturas que podem apresentar efeitos de segunda ordem significativos. Por forma a contabilizar os efeitos de segunda ordem na análise deste tipo de estruturas optou-se pela sua consideração no modelo numérico desenvolvido através de um método de *análise de segunda ordem aproximada* (Martins, 2015). Este método consiste em considerar os efeitos geometricamente não lineares de uma forma indirecta e iterativa, através da utilização de forças adicionais e/ou reduções na rigidez, sendo as equações de equilíbrio escritas na configuração indeformada da estrutura. Deste modo, no modelo numérico utilizado neste trabalho os efeitos geometricamente não lineares foram considerados através de uma análise iterativa em que os tirantes foram modelados como elementos de barra com módulo de elasticidade equivalente ou módulo de Ernst (1965). De acordo com a formulação de Ernst (1965) o valor do módulo de elasticidade equivalente de um cabo é dado por:

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{(\gamma \cdot L \cos \alpha)^2 E}{12\sigma^3}} \quad (2)$$

onde E_{eq} é o módulo de elasticidade equivalente, E é o módulo de elasticidade efectivo do material, γ é o peso específico do material que constitui o cabo, L é o comprimento da corda, α é o ângulo entre a corda e a direcção horizontal e σ é a tensão de tracção no cabo.

Os efeitos de segunda ordem devido aos grandes deslocamentos e ao efeito de viga-coluna foram considerados utilizando o *método das forças laterais equivalentes*, também designado por *método das forças fictícias* ou *método iterativo P-Δ*, habitualmente utilizado na análise de segunda ordem de edifícios (Martins, 2015).

A metodologia adoptada possibilita uma adequada integração com a análise de sensibilidades e permite obter resultados com um grau de precisão adequado sem penalizar em demasia o esforço computacional.

3.3 Optimização estrutural

3.3.1 Considerações gerais

A optimização estrutural, como referido anteriormente é um processo iterativo que consiste na minimização de uma dada função objectivo à qual são impostas um conjunto de restrições, com a finalidade de melhorar o projecto inicial através da alteração sucessiva de determinadas variáveis de decisão. A função objectivo a minimizar é definida segundo critérios como a economia e a eficiência estrutural sendo a solução calculada recorrendo a algoritmos de programação matemática.

Os algoritmos de programação matemática diferem consoante o tipo de função objectivo a utilizar, as restrições ou constrangimentos impostos, o número e tipo de variáveis de decisão, podendo estas ser de natureza continua ou discreta. Um problema de optimização estrutural pode ser descrito matematicamente da seguinte forma:

$$\begin{array}{ll} \text{Minimizar} & f(\mathbf{x}) \\ \text{sujeita a} & \begin{cases} g_i(\mathbf{x}) \leq 0 & \text{com } i = 1 \dots; NG \\ h_j(\mathbf{x}) = 0 & \text{com } j = 1; \dots; NE \end{cases} \end{array} \quad (3)$$

onde $f(\mathbf{x})$ representa a função objectivo a minimizar, $g_j(\mathbf{x})$ representa as restrições de desigualdade, $h_k(\mathbf{x})$ as restrições de igualdade e \mathbf{x} representa o vetor que contem as variáveis de decisão do problema.

3.3.2 Variáveis de decisão

A optimização estrutural é um processo iterativo em que se pretende, através da alteração de determinadas variáveis, obter uma melhoria do projecto inicial. Estas variáveis são designadas por variáveis de decisão e representam as incógnitas do problema de optimização. São assim, bastante diversos os parâmetros que podem variar durante o processo de optimização, podendo estes representar as dimensões da secção transversal de vários elementos da estrutura, a geometria da própria estrutura ou as propriedades dos materiais seus constituintes. Na resolução de um problema de optimização estrutural é comum agrupar-se as variáveis de decisão x_i , num vector \underline{x} , representado da seguinte forma:

$$\underline{x} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} = [x_1, x_2; \dots; x_n]^T \quad (4)$$

As variáveis de decisão devem ser sempre que possível independentes umas das outras e o número de variáveis de decisão independentes representam os graus de liberdade num problema de optimização. Estas podem ser de natureza contínua ou discreta. As variáveis de decisão contínuas podem tomar qualquer valor dentro de um determinado intervalo. As variáveis de decisão discretas apenas podem assumir um número finito de valores dentro de um determinado intervalo (Arora, 2012).

Na maioria dos problemas de optimização estrutural são consideradas variáveis de decisão contínuas, dada a maior complexidade da resolução do problema aquando da consideração de variáveis discretas. Neste caso, a solução óptima é habitualmente obtida ajustando os valores das variáveis de decisão contínuas para os valores discretos mais próximos. No entanto, esta abordagem é adequada quando se têm valores discretos próximos entre si, pois a alteração do valor da variável de decisão para o valor discreto mais próximo não altera significativamente a resposta da estrutura. Nos casos em que os valores discretos são muito espaçados é necessário resolver o problema considerando variáveis de decisão discretas (Martins, 2015).

O comportamento estrutural de uma ponte atirantada é condicionado pela rigidez dos elementos que a constituem, existindo um enorme número de variáveis que influenciam esse comportamento. São elas, as secções transversais dos diversos elementos, as forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes e a própria topologia e geometria da ponte. No presente caso, e como será de seguida descrito de forma mais detalhada, as variáveis de decisão adoptadas são todas de natureza contínua à excepção da variável relativa à área da secção dos tirantes. Esta deveria ser considerada como de natureza discreta por ser constituída por um agrupamento de cordões constituídos por 7 fios de aço de alta resistência. No entanto, de forma simplificada e uma vez que a variação entre soluções discretas é pequena, assumiu-se também como sendo uma variável de decisão contínua.

As variáveis de decisão dividem-se em quatro grandes grupos, as variáveis de decisão seccionais, as mecânicas, as geométricas e as topológicas. As variáveis de decisão seccionais representam as dimensões das secções transversais dos elementos constituintes da estrutura. Visto que estas variáveis influenciam directamente o volume da estrutura, também irão influenciar o custo da mesma. As variáveis de decisão mecânicas, no caso concreto de pontes atirantadas, dizem respeito às forças de pré-esforço necessárias a aplicar nos tirantes da estrutura. Estas têm um papel essencial no comportamento da estrutura dado que através destas é possível controlar deslocamentos e esforços internos da estrutura. Estas variáveis apesar de não se encontrarem directamente ligadas com o custo da estrutura, permitem um melhor controlo da mesma em termos de esforços e deslocamentos, o que proporciona a obtenção de soluções estruturalmente eficientes. Quanto às variáveis geométricas, estas representam as

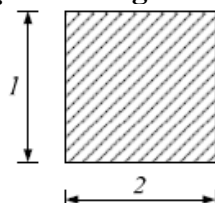
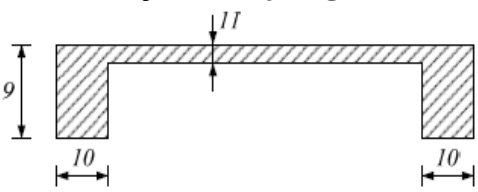
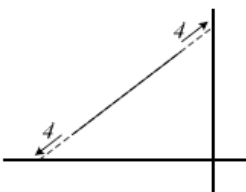
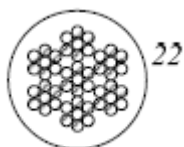
dimensões globais da estrutura, tais como, o comprimento dos vãos e a altura das torres. Como refere Negrão (1996), a utilização destas variáveis em pontes atirantadas com dimensões habituais não apresenta uma melhoria significativa no projecto de optimização, tanto em termos de custos, como na distribuição de deslocamentos e esforços internos na estrutura. Por último, as variáveis de decisão topológica, usualmente representam o número de elemento e a forma como estes se ligam, como exemplo temos a ligação tabuleiro-torre e o número de tirantes (Negrão, 1996; Martins, 2015).

No âmbito deste trabalho, para a formulação do algoritmo de optimização foram consideradas apenas as variáveis de decisão seccionais e mecânicas. As variáveis geométricas não foram tidas em conta dado que se optou para os exemplos numéricos por uma ponte de dimensões reais já construída, mantendo-se a sua geometria. Relativamente às variáveis de decisão topológicas, também não foram consideradas de modo a manter a compatibilidade na análise da estrutura.

É ainda importante efectuar uma distinção entre o tipo de variável de decisão e o número da variável de decisão. Os vários tipos de variáveis de decisão podem ser atribuídos a um elemento ou a um conjunto de elementos da estrutura. Assim, cada tipo de variável de decisão que é atribuída a um elemento ou grupo de elementos representa uma variável de decisão diferente. Assim, com os vários tipos de variáveis de decisão considerados é possível ter um elevado número de variáveis de decisão que depende da malha de elementos finitos adoptada. Num problema de optimização o aumento do número de variáveis de decisão resulta em soluções de menor custo. No entanto quanto maior esse número maior é o esforço computacional necessário e maior o risco de se obter soluções heterogéneas no que respeita as dimensões das secções transversais dos elementos. Deve optar-se por um número adequado de variáveis de decisão que permitam a melhor solução para o projecto tentando evitar um excesso de variáveis (Negrão, 1996; Martins, 2015).

De modo a considerar todas as variáveis de decisão relevantes para o estudo de análise e optimização de pontes atirantadas de betão, Martins (2015) desenvolveu uma biblioteca composta por 23 tipos de variáveis de decisão. No presente trabalho apenas foram consideradas as variáveis que se adequam à estrutura em estudo, sendo estas as que se encontram ilustradas e descritas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1- Lista de variáveis de decisão consideradas (adaptado de Martins, 2015)

VARIÁVEIS DE DECISÃO	NÚMERO	DESCRIÇÃO
Secção rectangular cheia		
	1	Altura da secção rectangular cheia
	2	Largura da secção rectangular cheia
Secção em laje vigada		
	9	Altura da secção em laje vigada
	10	Largura das vigas laterais da secção em laje vigada
	11	Espessura da laje da secção em laje vigada
Elemento tirante		
	4	Força de pré-esforço nos tirantes
Secção do tirante		
	22	Área da secção de tirante constituído por cordões de aço de alta resistência

A informação do número e tipo de variáveis de decisão que está atribuída a cada elemento ou a cada conjunto de elementos é executada pelo programa através da leitura dos ficheiros de dados do problema. Esta informação encontra-se representada por uma matriz de dependências onde a cada elemento ou conjunto de elementos da malha de elementos finitos esta associado o número e o tipo de variável de decisão.

3.3.3 Objectivos de projecto

As restrições que são impostas no problema de optimização são designadas por objectivos ou constrangimentos de projecto. A definição destas restrições num problema de optimização tem como finalidade a obtenção de uma solução admissível relativamente ao desempenho e comportamento da estrutura. A solução obtida é considerada uma solução admissível quando todos os objectivos de projecto forem verificados.

As restrições podem ser divididas em dois conjuntos distintos, as restrições de projecto e as restrições de comportamento. As restrições de projecto limitam a gama de valores das variáveis de decisão, ou seja, definem os limites superiores e inferiores entre os quais as variáveis de decisão podem variar. Por exemplo, os limites das dimensões da secção transversal de uma viga ou de um pilar. As restrições de comportamento são restrições que provêm de exigências de comportamento da estrutura e resultam da análise da mesma. A limitação dos deslocamentos, tensões ou da encurvadura são exemplos típicos de restrições de comportamento (Kirsch, 1993; Martins, 2015).

Neste trabalho tem-se um problema de optimização *multi-objectivo* no qual se pretende a verificação de vários objectivos em simultâneo e não apenas de um. Os objectivos são definidos com base em disposições regulamentares, sendo limites nos deslocamentos dos pontos da estrutura e nas tensões nos elementos que a constituem. É também importante referir que todos os objectivos são normalizados com o intuito de assegurar o correcto funcionamento do algoritmo de optimização, dado que a formulação deste problema envolve quantidades de diferentes naturezas e magnitudes. No âmbito da sua tese de doutoramento Martins (2015) definiu um conjunto de objectivos de projecto que foram tidos em conta no presente estudo e que se encontram esquematizados na Figura 3.3.

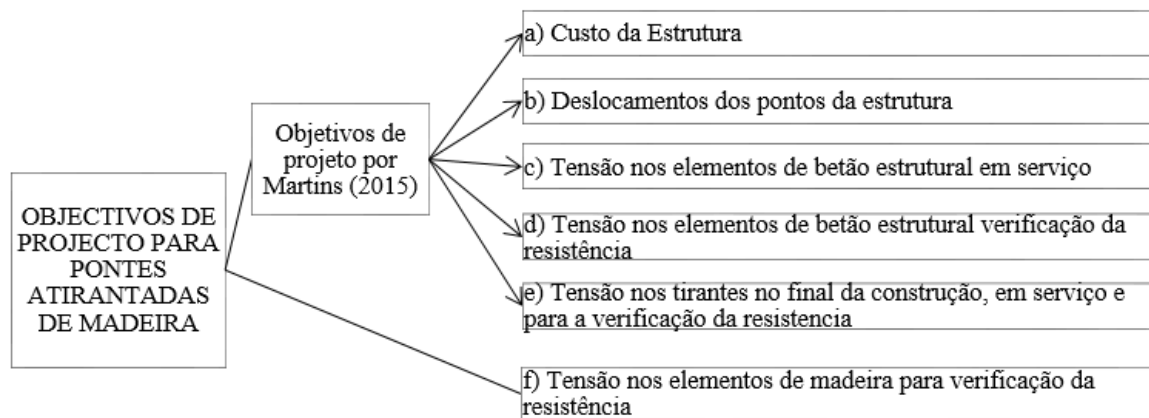


Figura 3.3 - Conjunto de objectivos de projecto considerados

São de seguida descritos cada um dos objectivos de projecto considerados:

a) Custo da estrutura

O custo da estrutura representa um dos objectivos prioritários do problema de optimização sendo este formulado em função do volume da estrutura. Com a definição deste objectivo

pretende-se uma redução do custo global da estrutura relativamente à solução inicial. O objectivo de redução de custo apresenta-se então da seguinte forma:

$$g_1(x) = \frac{C}{C_0} - 1 \leq 0 \quad (5)$$

Onde C representa o custo da estrutura e C_0 representa um custo de referência da estrutura no início de cada ciclo de análise e optimização. A utilização do custo da estrutura no início de cada ciclo de análise e optimização tem como objectivo, garantir que o custo é tratado como um dos objectivos a que o algoritmo de optimização irá dar prioridade na minimização.

Para o cálculo do custo da estrutura C , são tidos em conta várias parcelas como o custo dos materiais, do transporte e da execução, sendo que estes últimos podem ser determinados de forma simplificada como uma percentagem do custo dos materiais. Assim, o cálculo do custo da estrutura pode ser efectuado através da seguinte expressão:

$$C = \sum_{i=1}^{NEM} CM \cdot A_i \cdot L_i + \sum_{j=1}^{NEB} CB \cdot A_j \cdot L_j + \sum_{K=1}^{NT} CT \cdot A_k \cdot L_k \quad (6)$$

Onde NEM , NEB e NT representam, respectivamente, o número de elementos de madeira, de betão e dos tirantes presentes na estrutura, CM representa o custo unitário da madeira, CB o custo unitário do betão e CT o custo unitário do aço de pré-esforço. Note-se que estes custos unitários já englobam o custo de transporte e de execução. Os parâmetros A e L dizem respeito à área de secção transversal e comprimento respectivamente, dos vários elementos da estrutura.

b) Deslocamentos dos pontos da estrutura

A limitação dos deslocamentos nos pontos da estrutura é outro objectivo que deve ser tido em conta. Esta limitação é de grande importância porque permite evitar deformações excessivas para a ponte em condições de serviço. Assim, torna-se importante limitar os deslocamentos verticais do tabuleiro de modo a obter-se a rasante pretendida no final da construção. É também relevante limitar os deslocamentos horizontais no topo das torres de modo a minimizar as deformações e tensões de flexão nas mesmas. Este tipo de objectivos pode ser apresentado da seguinte forma:

$$g_2(x) = \frac{|\delta|}{\delta_0} - 1 \leq 0 \quad (7)$$

Em que δ e δ_0 representam respetivamente, o valor do deslocamento e o valor admissível para o deslocamento a controlar.

c) Tensão nos elementos de betão estrutural em serviço

Em relação aos elementos de betão estrutural torna-se também necessário limitar as tensões na estrutura em condições de serviço. Com base no EC2 (EN 1992-1-1, 2010), são definidos limites para as tensões nos vários elementos de forma a evitar problemas de fendilhação e assim assegurar a durabilidade da estrutura. As expressões que permitem verificar a resistência à tracção e a resistência à compressão em serviço, são respectivamente:

$$g_3(x) = \frac{\sigma_t}{f_{ctk,0,05}} - 1 \leq 0 \quad (8)$$

$$g_4(x) = \frac{\sigma_c}{0.45f_{ctk}} - 1 \leq 0 \quad (9)$$

Nas quais σ_t e σ_c representam respectivamente o valor das tensões actuantes máximas de tracção e compressão nos vários elementos de betão. Os parâmetros $f_{ctk,0,05}$ e $0.45f_{ctk}$ representam, respectivamente, os valores resistentes da tensão de rotura à compressão e tracção considerados. Estes limites foram adoptados de modo a evitar a fendilhação por tracção e níveis de fluência elevados nos elementos comprimidos.

d) Tensão nos elementos de betão estrutural para verificação da resistência

A verificação da resistência dos vários elementos de betão estrutural pode ser definida pela expressão:

$$g_5(x) = \frac{\sigma}{\sigma_{adm}} - 1 \leq 0 \quad (10)$$

Onde σ representa a tensão máxima actuante e σ_{adm} a tensão máxima admissível no elemento de betão. Para a obtenção do valor da tensão máxima admissível recorreu-se a um diagrama de interacção entre o esforço axial resistente e o momento flector resistente para a secção de betão em causa (Figura 3.4). Este diagrama pode ser representado através dos valores reduzidos dos esforços resistentes obtidos com recurso às seguintes expressões:

$$\nu_{RD} = \frac{N_{Rd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (11)$$

$$\mu_{RD} = \frac{M_{Rd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (12)$$

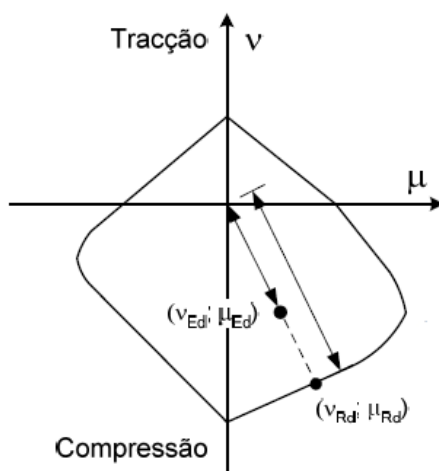


Figura 3.4 - Exemplo de diagrama de interacção adimensional para um elemento de betão (adaptado de Martins, 2015)

Para a verificação da resistência da secção através do diagrama de interacção (Figura 3.4) comparam-se os valores dos esforços actuantes (ν_{Ed} ; μ_{Ed}) com os valores dos esforços resistentes (ν_{Rd} ; μ_{Rd}). No caso do valor da tensão actuante se encontrar no interior do diagrama de interacção, significa que o objectivo da resistência é verificado.

No presente estudo foi desenvolvido e implementado no modelo numérico, o cálculo do diagrama de interacção para uma secção rectangular cheia, que corresponde à secção transversal dos elementos das torres.

e) Tensão nos tirantes no fim da construção, em serviço e para verificação da resistência

Relativamente aos tirantes de aço pré-esforçado é necessário verificar os objectivos relativos aos limites de tensão. Para tal, foram considerados os limites de tensão indicados no Eurocódigo 3 (EN 1993-1-1, 2006) relativos ao projecto de estruturas de aço com elementos traccionados.

As expressões que traduzem os objectivos a serem verificados de acordo com o regulamento considerado são de seguida apresentadas, onde a expressão (13) é relativa à fase de construção, a (14) relativa à fase de serviço e a (15) é relativa à verificação da resistência. Nas expressões, σ traduz o valor da tensão actuante de tracção e f_{pk} o valor característico da tensão de rotura à tracção dos tirantes de aço pré-esforçado.

$$g_6(x) = \frac{\sigma}{0.55f_{pk}} - 1 \quad (13)$$

$$g_7(x) = \frac{\sigma}{0.5f_{pk}} - 1 \leq 0 \quad (14)$$

$$g_8(x) = \frac{\sigma}{0.74f_{pk}} - 1 \leq 0 \quad (15)$$

Deste modo, pretende-se na fase de construção limitar a tensão nos tirantes a 55% do valor característico da tensão de rotura à tracção do aço de pré-esforço. Nas condições de serviço, o limite da tensão é reduzido para 50% e para a verificação da resistência considera-se um limite de 74% do valor característico da tensão de rotura à tracção do aço de pré-esforço.

f) Tensão nos elementos de madeira para verificação da resistência

No âmbito do problema de optimização de pontes atirantadas com tabuleiro em madeira, para além dos objectivos apresentados anteriormente, houve ainda a necessidade de impor limites para as tensões nos elementos de madeira. Assim, de acordo com o Eurocódigo 5 (EN1995-1-1, 2003) relativo ao projecto de estruturas de madeira foram definidos limites para a tensão nos elementos do tabuleiro.

Os valores de cálculo, X_d das propriedades dos materiais e das acções são obtidos a partir de valores característicos e afectados de um coeficiente parcial e segurança, como indica a seguinte expressão:

$$X_d = K_{mod} \times \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (20)$$

Onde K_{mod} é o valor do factor de modificação da resistência que representa o efeito da duração da carga nas propriedades mecânicas, γ_M é o valor do coeficiente de segurança do material e X_k é o valor de calculo das propriedades resistentes. Para K_{mod} foi considerado um valor de 0,9 uma vez que se adoptou uma classe de serviço de 2 e uma acção de curta duração para as cargas. Em relação ao coeficiente de segurança do material foi considerado um valor de 1,25 uma vez que no presente estudo se optou pela utilização de uma madeira lamelada colada.

Na verificação da resistência dos elementos de madeira foi necessário considerar a actuação conjunta do esforço axial e do momento flector. Apresentam-se de seguida as expressões que traduzem este objectivo respectivamente para a verificação da flexão composta associada a esforços de tracção e para a flexão composta associada a esforços de compressão:

$$g_9(x) = \frac{\sigma_{td}}{f_{td}} + \frac{\sigma_{md}}{f_{md}} - 1 \leq 0 \quad (16)$$

$$g_{10}(x) = \left(\frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right)^2 + \frac{\sigma_{md}}{f_{md}} - 1 \leq 0 \quad (17)$$

Onde σ_{td} , σ_{cd} e σ_{md} representam, respectivamente, as tensões máximas actuantes de tracção, compressão e de flexão, enquanto que f_{td} , f_{cd} e f_{md} representam os valores resistentes das tensões de rotura da madeira por tracção, compressão e flexão respectivamente. Note-se que as expressões (16) e (17) possibilitam ainda a verificação da resistência para a situação em que os elementos se encontram sujeitos a esforços isolados.

Relativamente à tensão de corte nos elementos do tabuleiro, que resulta de uma força aplicada numa direcção perpendicular à direcção das fibras, foi também necessário incluir a sua verificação. Este objectivo pode ser expresso através de:

$$g_{11}(x) = \frac{\tau_d}{f_{vd}} - 1 \leq 0 \quad (18)$$

Onde τ_d é a tensão actuante máxima de corte e f_{vd} representa a tensão máxima de rotura associada ao corte.

3.3.4 Função objectivo

Para a resolução de um problema de optimização, além da definição das variáveis de decisão e dos objectivos de projecto é também necessário definir a função ou o conjunto de funções objectivo a minimizar. Estas funções que podem ser melhoradas com vista à obtenção de uma solução óptima para o projecto são usualmente formuladas com base em critérios de custo ou de desempenho da estrutura.

No presente estudo relativo à optimização de uma ponte de tirantes, a definição da função objectivo reveste-se de alguma complexidade. Usualmente a escolha da função objectivo a minimizar é feita atribuindo o papel de função objectivo a um dos objectivos que se considere mais relevante, tratando-se os restantes como restrições a serem verificadas. No entanto, no caso das pontes de tirantes pretende-se uma solução que considere a optimização em simultâneo dos vários objectivos, do custo, das tensões e dos deslocamentos, tendo-se um problema de optimização *multi-objectivo*. Num problema desta natureza é possível obter mais do que uma solução óptima para cada um dos objectivos, sem que, no entanto, exista uma solução que seja totalmente superior às restantes soluções admissíveis. Este tipo de soluções admissíveis designa-se por *soluções óptimas de Pareto*, uma vez que nenhuma delas pode ser melhorada em relação a determinado objectivo sem que piore pelo menos algum outro objectivo (Negrão, 2002; Arora, 2012; Martins, 2015).

Para a resolução do problema de optimização *multi-objectivo* de pontes atirantadas. Martins (2015) recorreu a uma abordagem *minimax* que pode ser traduzida através da seguinte expressão:

$$\min_{\underline{x}} \max_{j=1,\dots,M} g_j(\underline{x}) \quad (19)$$

Este problema é descontínuo e não diferenciável o que dificulta a sua resolução numérica. No entanto, utilizando o *Princípio da Máxima Entropia* é possível mostrar (Simões e Templeman, 1989) que a resolução do problema *minimax* é equivalente à minimização sem restrições de uma função escalar convexa Equação (20), constituindo a solução um mínimo particular de Pareto do problema *multi-objectivo*. Esta abordagem permite combinar os objectivos numa única função, transformando desse modo o problema *multi-objectivo* num problema com um único objectivo:

$$\min F(x) = \min \frac{1}{\rho} \cdot \ln \left[\sum_{j=1}^M e^{\rho g_j(\underline{x})} \right] \quad (20)$$

No entanto, sendo o processo de optimização um processo iterativo e que acarreta um elevado esforço computacional devido ao elevado número de ciclos de análise e optimização recorreu-se a técnicas de avaliação aproximada da informação no decorrer dos ciclos de iterações. Deste modo, utilizou-se a formulação aproximada do problema, adequada para a resolução numérica do problema de optimização, que é representada por:

$$\min F(x) = \min \frac{1}{\rho} \cdot \ln \left[\sum_{j=1}^M e^{\rho(g_j(\underline{x}_0) + \sum_{i=1}^N \frac{dg_j(\underline{x}_0)}{dx_i} \Delta x_i)} \right] \quad (21)$$

Onde ρ representa um parâmetro de controlo, devendo garantir-se que este parâmetro aumenta no decorrer do processo de optimização, tomando valores dentro do intervalo $1 \leq \rho \leq \infty$. Os parâmetros N e M representam respectivamente o número de variáveis de decisão e o número de objectivos de projecto. Os valores dos objectivos são representados por $g_j(\underline{x}_0)$, sendo \underline{x}_0 o vector de variáveis de decisão no ponto inicial de projecto. Após a realização de um ciclo completo de iterações de optimização é obtido um novo vector de variáveis de decisão \underline{x}_1 a partir do qual se determinam os novos valores dos objectivos, $g_j(\underline{x}_1)$, e das correspondentes sensibilidades, $\nabla g_j(\underline{x}_1)$, para os quais se irão realizar sucessivamente novos ciclos de iterações. Este processo termina quando se obtiver uma solução óptima que verifique os objectivos definidos inicialmente. De modo a facilitar a convergência do algoritmo de optimização

definiram-se limites para a variação das variáveis de decisão em cada ciclo de análise e optimização, permitindo-as variar entre 2% a 10% do valor inicial do correspondente ciclo.

No modelo numérico de análise e optimização utilizado neste trabalho recorreu-se à função *fmincon* do programa *MATLAB* para minimização da função objectivo. Esta função é adequada para a resolução de problemas de minimização de funções escalares com várias variáveis sujeitas a restrições utilizando uma sequência de programas quadráticos. O algoritmo de optimização utilizado tem a vantagem de permitir um elevado número de variáveis de decisão e de objectivos de projecto convergindo para uma solução óptima após um pequeno número de iterações.

3.4 Análise de sensibilidades

Na resolução de um qualquer problema de optimização é de extrema importância compreender de que modo é que as sucessivas alterações dos diversos parâmetros que caracterizam a resposta da estrutura vão influenciando o comportamento da mesma. Deste modo, o algoritmo de optimização pode seleccionar qual o caminho a adoptar na evolução da estrutura, a fim de melhorar não só o projecto a nível económico como a nível de desempenho, sem que as condições de segurança e serviço deixem de ser verificadas. Esta informação é obtida através da *análise de sensibilidades* e representa a etapa com maior esforço computacional na generalidade dos problemas de optimização, sendo também a principal fonte de erros.

A análise de sensibilidades pode ser realizada através de vários métodos distintos. Segundo Haftka e Gürdal (1992) os diversos métodos podem ser agrupados em *métodos variacionais* e *métodos discretos*. Nos *métodos variacionais* começa-se pela diferenciação das equações contínuas que descrevem o fenómeno em causa e posteriormente procede-se à discretização do sistema estrutural. Nos *métodos discretos* o processo é o inverso. Os *métodos discretos* são assim apropriados para a metodologia de análise estrutural através do método dos elementos finitos, tal como é efectuado no presente trabalho (Negrão, 1996; Martins, 2015).

Os *métodos discretos* dividem-se em *método das diferenças finitas*, *método semi-analítico* e *método analítico*. Enquanto os dois primeiros constituem procedimentos numéricos aproximados e não requerem o acesso ao código fonte, o *método analítico* exige um investimento inicial em programação de modo a adaptar o código fonte, garantindo no entanto, soluções mais rigorosas. Aquando do desenvolvimento do modelo computacional utilizado neste trabalho (Martins, 2015) optou-se pela implementação de uma análise de sensibilidades através do *método analítico*, uma vez que apesar de requerer um esforço inicial de programação, acaba por ser mais eficiente a nível computacional e fornecer resultados mais precisos.

É ainda importante referir que o método analítico se divide em *método directo* e *método adjunto*. Embora ambos os métodos exijam aproximadamente o mesmo esforço computacional, o *método analítico directo* é mais indicado quando no problema a tratar o número de variáveis de decisão é pequeno em comparação com o número de objectivos a serem verificados e o inverso ocorre para o *método analítico adjunto* (Martins, 2015). Como tal, uma vez que a resolução de um problema de optimização relativa ao projecto de uma ponte atirantada envolve a verificação de um elevado número de objectivos, relacionados com o custo, tensões e deslocamentos, facilmente se tem um problema em que o número de objectivos é substancialmente superior ao número de variáveis de decisão. Como tal o autor implementou uma análise de sensibilidades através do *método analítico directo*.

As expressões das sensibilidades utilizadas nos métodos analíticos resultam da diferenciação do sistema de equações de equilíbrio da estrutura traduzido pela da expressão:

$$\underline{K} \cdot \underline{u} = \underline{F} \quad (22)$$

Onde \underline{u} representa o vector de deslocamentos nodais e \underline{K} e \underline{F} representam, respectivamente, a matriz de rigidez e o vector de forças nodais equivalentes da estrutura.

As sensibilidades dos deslocamentos e das tensões podem ser expressas respectivamente através das expressões (23) e (24) .

$$\frac{d\underline{u}}{dx_i} = K^{-1} \cdot \left(\frac{d\underline{F}}{dx_i} - \frac{d\underline{K}}{dx_i} \underline{u} \right) \Rightarrow \frac{d\underline{u}}{dx_i} = K^{-1} \cdot \underline{Q}_{vi} \quad (23)$$

$$\frac{d\underline{\sigma}^e}{dx_i} = \frac{d(\underline{D} \cdot \underline{B}^e)}{dx_i} \cdot \underline{u}^e + \underline{D} \cdot \underline{B}^e \cdot \frac{d\underline{u}^e}{dx_i} \quad (24)$$

Em que \underline{Q}_{vi} representa o vector das pseudo-cargas virtuais a respeito da variável de decisão x_i e \underline{D} e \underline{B}^e representam, respectivamente, a matriz de elasticidade e a matriz de deformação.

Para uma informação mais detalhada sobre a metodologia adoptada para a análise de sensibilidades utilizada no modelo computacional considerado no presente estudo sugere-se a consulta de Martins (2015).

4 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

4.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se os exemplos de aplicação que permitem mostrar as capacidades e funcionalidades da ferramenta computacional, adaptada no âmbito deste trabalho, para a análise e optimização de pontes atirantadas de madeira. Para tal, são considerados dois exemplos de uma ponte atirantada com tabuleiro em madeira de diferentes tipologias resolvendo-se o problema de optimização com o objectivo de minimização do volume da estrutura e consequentemente do custo da mesma. Assim, os resultados obtidos em cada um dos exemplos, são analisados relativamente ao custo global da estrutura e de cada um dos seus elementos, bem como relativamente às diversas variáveis de decisão consideradas.

4.2 Descrição geral dos exemplos numéricos

Por forma a validar a ferramenta computacional adaptada para o estudo de análise e optimização de pontes atirantadas com tabuleiro em madeira, foram considerados dois exemplos numéricos com base numa ponte atirantada com tabuleiro em madeira já existente. Esta ponte que serviu de referência é a Ponte Yokura Oh (Figura 4.1) já previamente apresentadas na secção 2.3.2 da presente dissertação.



Figura 4.1 - Ponte Yokura Oh em Hiroshima no Japão [Imagem 15]

4.2.1 Geometria e modelos numéricos

De acordo com as características geométricas da Ponte Yokura Oh (Figura 4.1), a geometria adoptada em ambos os exemplos numéricos é a representada na Figura 4.2.

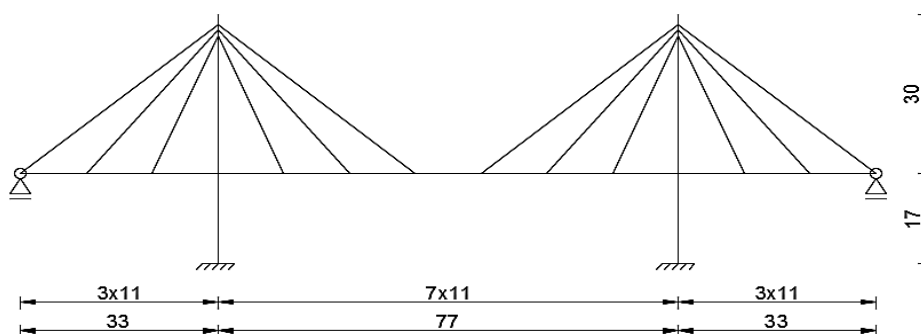


Figura 4.2 - Geometria da ponte Yokura Oh, utilizada nos modelos numéricos desenvolvidos

Relativamente aos modelos numéricos de análise estrutural, tal como referido anteriormente, foram considerados dois modelos distintos. Ambos possuem a mesma geometria global e a mesma secção transversal dos vários elementos, com excepção do tabuleiro, em que um modelo é constituído por um tabuleiro de madeira em laje vigada (Modelo 1) e o outro modelo é constituído por um tabuleiro de madeira em treliça (Modelo 2). Em ambos os modelos desenvolvidos, dada a simetria da ponte e de modo a aligeirar o esforço computacional, foi apenas considerada metade da ponte na modelação.

Na modelação dos elementos das torres, foi considerada uma secção rectangular cheia e foram definidas duas zonas distintas, uma localizada abaixo do tabuleiro e outra acima do mesmo, de modo a serem consideradas diferentes variáveis de decisão seccionais. Relativamente aos tirantes, considerou-se que possuíam uma secção transversal constituída por N cordões de aço pré-esforçado.

Em relação ao primeiro exemplo numérico considerado (Modelo 1), referente à ponte com tabuleiro em laje vigada, tanto os elementos pertencentes às torres como ao tabuleiro foram modelados como elementos de viga. Os elementos que dizem respeito aos tirantes foram modelados como elementos barra com módulo de elasticidade equivalente obtido através da formulação de Ernst. Este modelo apresenta um total de 121 nós e 126 elementos finitos, em que 48 destes constituem a torre, 6 representam os tirantes e os restantes 72 elementos são relativos ao tabuleiro. Importa ainda referir que tanto a torre como o tabuleiro foram discretizados em elementos finitos com 1 metro de comprimento. A discretização adoptada encontra-se representada na Figura 4.3.

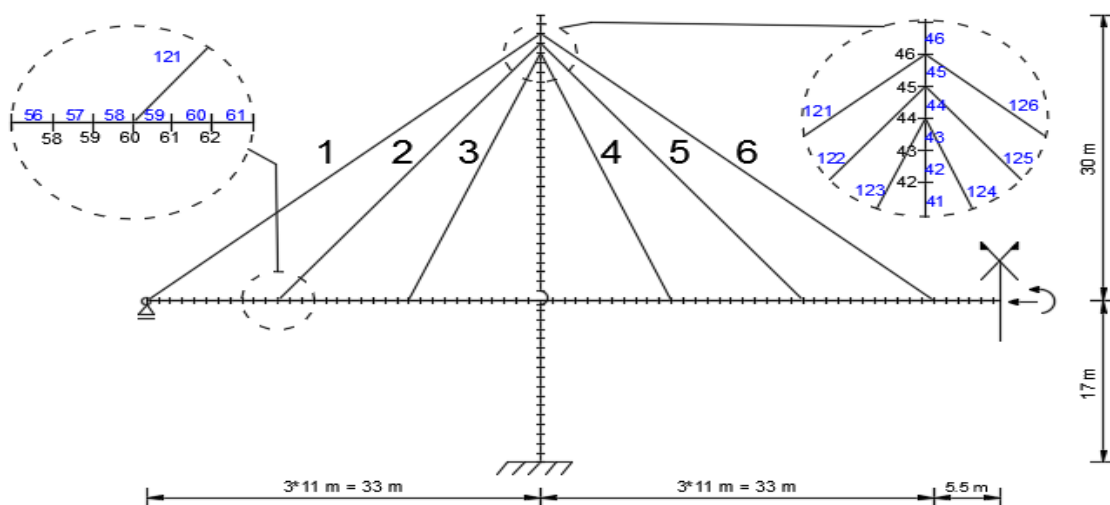


Figura 4.3 – Esquema da malha de elementos finitos para o modelo numérico composto por um tabuleiro em laje vigada (Modelo 1)

Relativamente ao segundo modelo numérico (Modelo 2), referente à ponte composta por um tabuleiro em treliça, tanto os elementos das torres como os dos tirantes foram modelados de forma idêntica ao Modelo 1. Em relação aos elementos do tabuleiro, consideraram-se os elementos da parte superior do mesmo como elementos viga, enquanto os elementos da parte inferior do tabuleiro e os elementos de ligação da treliça foram modelados como elementos barra. O modelo desenvolvido encontra-se apresentado na Figura 4.4.

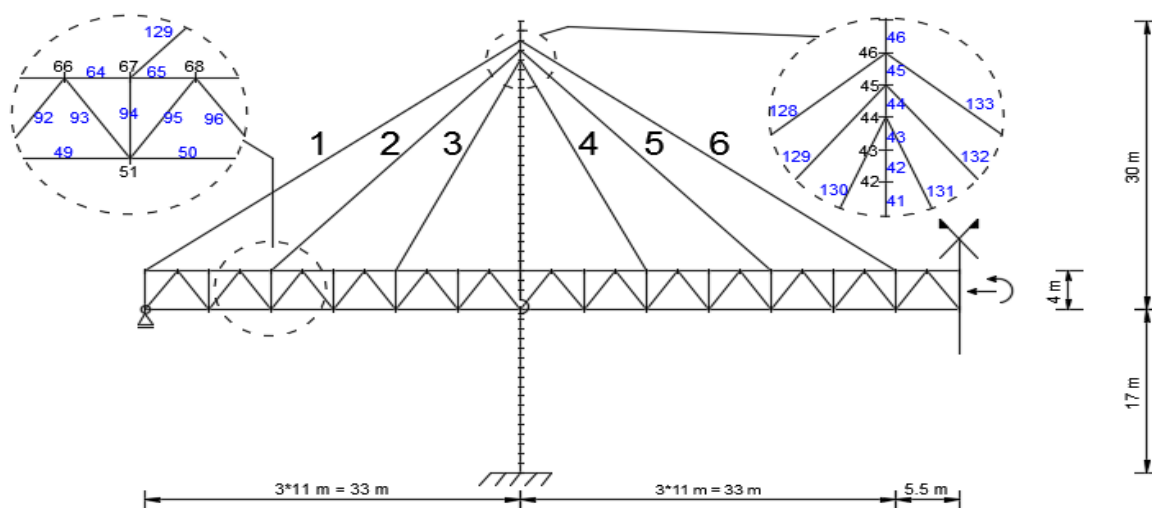


Figura 4.4 - Esquema da malha de elementos finitos para o modelo numérico composto por um tabuleiro em treliça (Modelo 2)

O modelo é constituído por um total de 89 nós e 133 elementos finitos, em que 48 compõem a torre, 6 representam os tirantes e os restantes 79 elementos são relativos ao tabuleiro. Os 79 elementos constituintes do tabuleiro resultam de uma discretização em 26 elementos com 2,75 metros de comprimento para as cordas superiores da treliça, em 13 elementos com 5 metros de comprimento para as cordas inferiores, sendo os restantes 40 elementos relativos aos elementos de ligação da treliça.

4.2.2 Materiais

Em relação aos materiais considerados, no caso do tabuleiro adoptou-se madeira lamelada colada da classe GL32h. Nas torres adoptou-se betão da classe C35/45 e aço A500NR para as armaduras ordinárias. Relativamente aos tirantes considerou-se um aço de pré-esforço da classe Y1860. As propriedades relativas aos materiais utilizados encontram-se no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Propriedades dos materiais utilizados nos modelos numéricos

Torres	Tabuleiro	Tirantes
Betão C35/45:	Madeira GL32h:	Aço de pré-esforço:
$E = 34 \text{ GPa}$	$E_{0,g,mean} = 13.7 \text{ GPa}$	$E = 195 \text{ GPa}$
$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 4.2 \text{ kN/m}^3$	$\gamma = 77 \text{ kg/m}^3$
$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$	$f_{m,g,k} = 32 \text{ MPa}$	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
$f_{ctk,0,05} = 2.2 \text{ MPa}$	$f_{v,g,k} = 3.8 \text{ MPa}$	$f_{p0,1k} = 1770 \text{ MPa}$
$f_{cd} = 23.3 \text{ MPa}$	$f_{t,0,g,k} = 22.5 \text{ MPa}$	
Aço A500 NR:	$f_{c,0g,k} = 29 \text{ MPa}$	
$E = 200 \text{ GPa}$		
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$		
$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$		

4.2.3 Casos de carga

No presente estudo, apenas foram considerados casos de carga para a ponte completa, na medida em que, as dimensões da ponte possibilitam a sua execução através de apoios provisórios. Deste modo, os tirantes são todos instalados numa única operação pelo que o processo construtivo não é condicionante para o dimensionamento, ao contrário do que ocorre quando se utiliza o método dos avanços sucessivos, em que os esforços e os deslocamentos são continuamente alterados durante a construção.

Deste modo, foram considerados no presente estudo cinco casos de carga distintos, um referente à ponte após a construção sujeita às cargas permanentes estruturais e não estruturais, outro para as condições de serviço e três casos para a verificação da resistência considerando a diferente distribuição da sobrecarga relativa ao tráfego, ou seja, em todo o vão, apenas nos vãos laterais ou apenas no vão central. Os casos de carga utilizados encontram-se esquematizados na Figura 4.5, tendo-se considerado um valor para a sobrecarga de utilização de 5 kN/m² e um valor de 2 kN/m² para as cargas permanentes não estruturais que englobam o revestimento betuminoso e as barreiras de protecção. Importa ainda referir que o peso próprio dos materiais utilizados foi contabilizado de forma automática no programa de análise e optimização, não se encontrando como tal aqui representado nos diversos casos de carga.

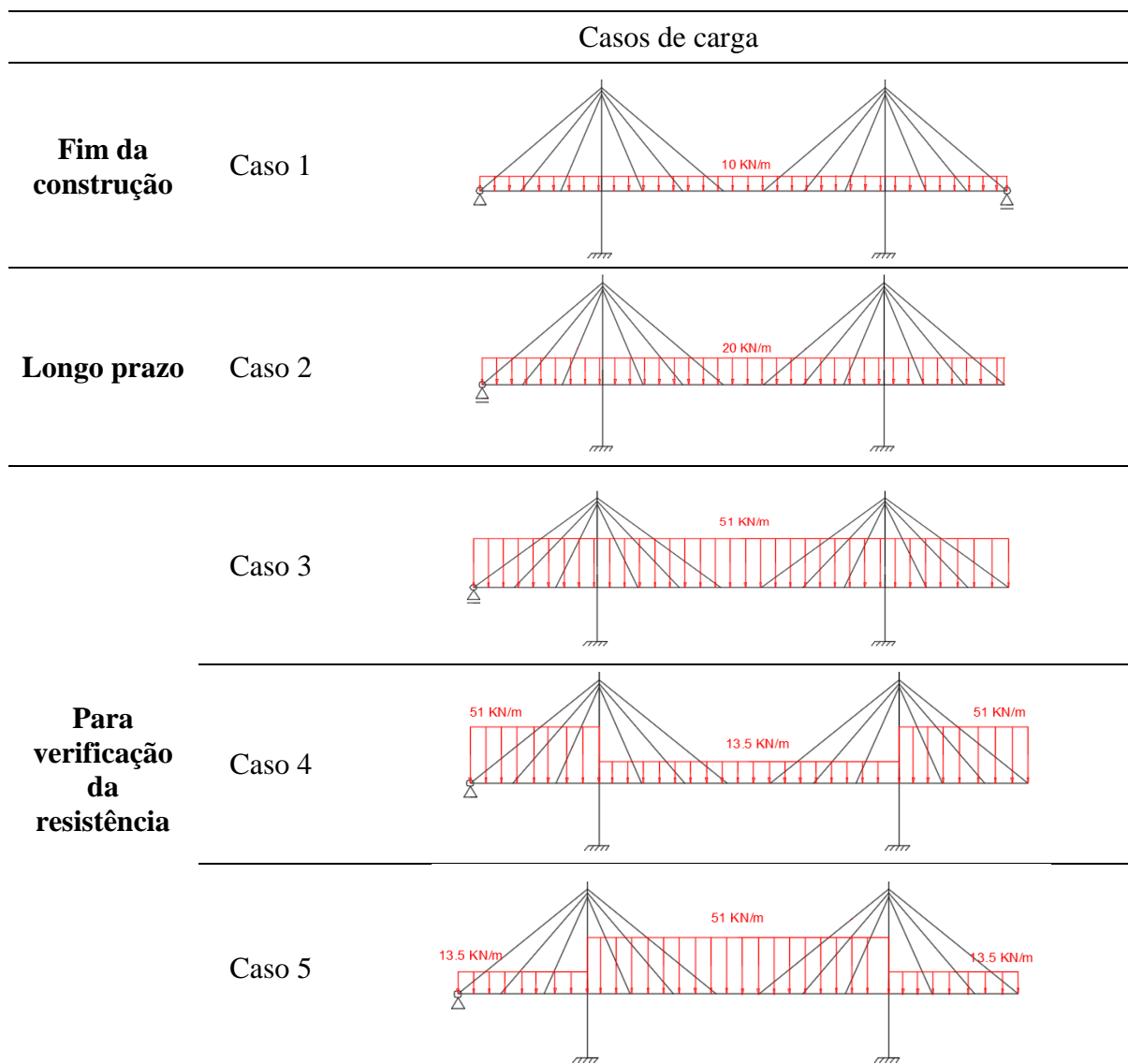


Figura 4.5 – Esquema dos vários casos de carga inseridos no modelo numérico

4.2.4 Estimativa dos custos da estrutura

Na definição do custo global da estrutura, foram considerados os custos relativos aos diversos elementos, considerando não só o custo dos respectivos materiais como também da sua montagem e execução. No Quadro 4.2 encontram-se representados os custos adoptados para os diversos tipos de elementos.

Quadro 4.2 – Custo dos materiais utilizados e da respectiva execução

Torres	Tabuleiro	Tirantes
Betão C35/45:	Madeira GL32h:	Aço de pré-esforço:
Custo: 450 €/m ³	Custo: 400 €/m ³ + 120 €/m ³	Custo: 15.000 €/m ³ + 18.500 €/tirante

Em relação aos custos das torres em betão armado, o custo de 450 €/m³ engloba o custo do próprio betão assim como das armaduras, cofragens, equipamentos e a sua execução. Nos custos dos elementos do tabuleiro em madeira, para além de ser considerado o custo de 400 €/m³ relativos ao preço do próprio material e respectiva montagem, foi também considerado o custo de 120 €/m³ referente à execução das ligações e que corresponde a cerca de 30% do custo relativo à quantidade de material utilizado. Relativamente aos tirantes, considerou-se um custo de 15.000 €/m³ relativo à quantidade de material acrescido de um valor fixo de 18.500 € por cada tirante. Este valor fixo por cada tirante engloba 4.000 € relativos às ancoragens que incluem tubos antivandalismo, 5.000 € relativos aos trabalhos de montagem e 9.500 € relativos à utilização de equipamentos, transporte e supervisão. Importa referir que os diversos valores apresentados são valores aproximados obtidos com base em informações fornecidas por projectistas.

4.3 Resultados dos exemplos numéricos

Nesta secção são apresentados os resultados dos dois exemplos de aplicação, já anteriormente descritos, relativos à análise e optimização de pontes atirantadas com tabuleiro em madeira. No decorrer do processo de optimização, para obtenção dos resultados que serão posteriormente apresentados, foram consideradas constantes as dimensões da ponte, atribuindo o papel de variáveis de decisão às secções transversais dos vários elementos e às forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes. O processo de análise e optimização iniciou-se com a atribuição de valores iniciais às variáveis de decisão, seguindo-se a análise e posterior optimização, repetindo-se este ciclo de análise e optimização até se obter uma solução que permita simultaneamente reduzir o custo global da estrutura e verificar os restantes objectivos de projecto definidos.

No que diz respeito aos objectivos de projecto a serem verificados e como previamente apresentado na secção 3.3.3, para além do custo da estrutura foi ainda necessário verificar as tensões em todos os elementos que constituem a ponte para os cinco casos de carga apresentadas, os deslocamentos horizontais no topo da torre e deslocamentos verticais nos nós de ligação dos tirantes ao tabuleiro, para as condições de serviço (Casos 1 e 2).

De modo a limitar os deslocamentos foram considerados como valores admissíveis 2,0 cm para o deslocamento horizontal no topo das torres e 5,0 cm para os deslocamentos verticais nos pontos de ancoragem dos tirantes ao tabuleiro. Estes deslocamentos foram admitidos de modo a manter a rasante do tabuleiro quando sujeito à carga permanente e ainda controlar os esforços de flexão e as deformações da torre.

4.3.1 Optimização da ponte com tabuleiro em laje vigada

Nesta secção apresentam-se os resultados do modelo com tabuleiro em laje vigada (Modelo 1).

Como referido, para a resolução do problema de optimização foram consideradas como variáveis de decisão, as secções transversais dos vários elementos e a força de pré-esforço a aplicar nos tirantes que suportam o tabuleiro. No Quadro 4.3 encontram-se descritas cada uma das variáveis adoptadas.

Quadro 4.3 – Descrição das variáveis de decisão, para o modelo com tabuleiro em laje vigada

Número da variável de decisão	Tipo de variável de decisão	Descrição
1	1	Altura da secção rectangular cheia – Parte inferior da torre
2	2	Largura da secção rectangular cheia – Parte inferior da torre
3	1	Altura da secção rectangular cheia – Parte superior da torre
4	2	Largura da secção rectangular cheia – Parte superior da torre
5	9	Altura da viga do tabuleiro
6	10	Largura da viga do tabuleiro
7	11	Altura da laje do tabuleiro
8	22	Area da secção transversal do tirante nº 1
9	22	Area da secção transversal do tirante nº 2
10	22	Area da secção transversal do tirante nº 3
11	22	Area da secção transversal do tirante nº 4
12	22	Area da secção transversal do tirante nº 5
13	22	Area da secção transversal do tirante nº 6
14	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 1
15	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 2
16	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 3
17	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 4
18	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 5
19	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 6

Na atribuição dos valores iniciais a cada uma das variáveis de decisão procurou-se adoptar valores adequados dentro do domínio do problema de forma a facilitar a convergência do processo iterativo. Para além disso, foram testadas várias soluções iniciais, uma vez que diferentes soluções iniciais para as variáveis de decisão também conduzem a diferentes soluções óptimas. No Quadro 4.4 e no Quadro 4.5 são apresentados os valores iniciais adoptados e os valores finais resultantes do processo de optimização, para as variáveis de decisão seccionais e mecânicas respectivamente.

Quadro 4.4 – Valores iniciais e finais das variáveis de decisão seccionais

Número da variável de decisão	Unidades	Valor Inicial	Valor Final	Variação [%]
1	m	2,000	0,896	55,2
2	m	2,000	0,668	66,6
3	m	1,700	0,638	62,5
4	m	1,700	0,534	68,6
5	m	2,000	1,273	36,4
6	m	0,900	0,500	44,4
7	m	0,300	0,150	50,0
8	m ²	$1,650 \times 10^{-3}$	$1,208 \times 10^{-3}$	26,8
9	m ²	$1,500 \times 10^{-3}$	$1,089 \times 10^{-3}$	27,3
10	m ²	$7,500 \times 10^{-4}$	$6,002 \times 10^{-4}$	20,0
11	m ²	$9,000 \times 10^{-4}$	$7,397 \times 10^{-4}$	17,8
12	m ²	$1,650 \times 10^{-3}$	$1,311 \times 10^{-3}$	20,5
13	m ²	$1,950 \times 10^{-3}$	$1,718 \times 10^{-3}$	11,9

De acordo com o Quadro 4.4, após o processo de optimização verificou-se uma redução dos valores de todas as variáveis de decisão seccionais. Esta redução é mais acentuada nas torres, entre 55,2% (variável 1) e 68,6% (variável 4) e mais reduzida nos tirantes, entre 11,9% (variável 13) e 27,3% (variável 9). Em relação ao tabuleiro obtiveram-se reduções entre 36,4% (variável 5) e 50,0% (variável 7). Neste caso, tanto a variável 6 como a variável 7 foram reduzidas para os valores mínimos definidos no programa, 0,5 m e 0,15 m respectivamente.

Quadro 4.5 – Valores iniciais e finais das forças de pré-esforço para as variáveis de decisão mecânicas

Tirante	Número da variável de decisão	Força inicial [kN]	Força final [kN]	Variação [%]
1	14	460	449	2,3
2	15	310	270	12,9
3	16	320	271	15,6
4	17	310	270	12,9
5	18	320	288	10,1
6	19	400	353	11,8

De acordo com o Quadro 4.5, em relação à solução inicial, verifica-se uma diminuição da força de pré-esforço para todas as variáveis. Esta diminuição varia entre 2,3% (tirante nº1) e 15,6% (tirante nº2). É também observada uma tendência de aumento das forças nos tirantes da torre para o vão, sendo o tirante que apresenta maior força de pré-esforço o tirante de retenção (tirante nº1). Tal facto justifica-se por este tirante servir para equilibrar a diferença de carga entre o vão lateral e o vão central, permitindo assim controlar os deslocamentos horizontais no topo das torres.

Com as reduções consideráveis tanto das dimensões das secções transversais dos vários elementos, como da força de pré-esforço a aplicar nos tirantes, também se verificou uma considerável redução do custo global da ponte. Na Figura 4.6 é apresentada graficamente a evolução do custo da estrutura no decorrer do processo iterativo de optimização.

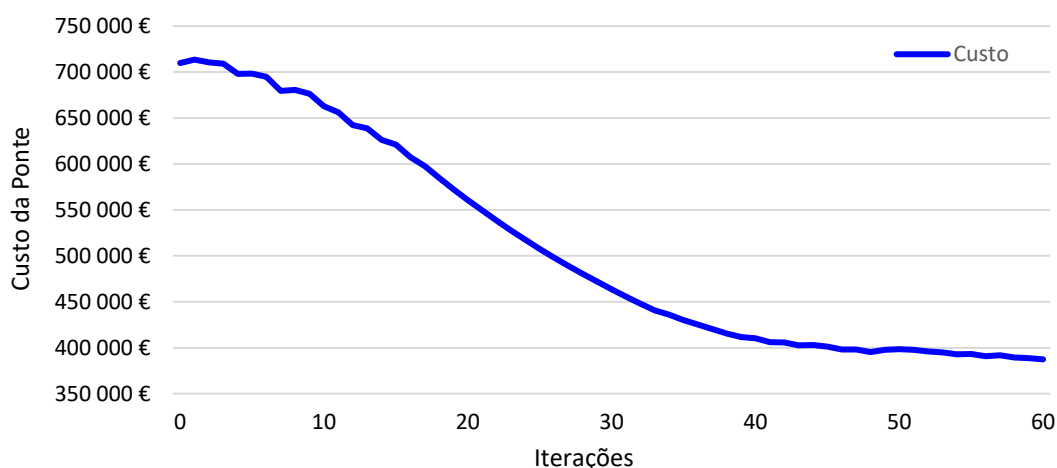


Figura 4.6 – Redução do custo da ponte em função do número de iterações (Modelo 1)

De acordo com a Figura 4.6 verifica-se que o custo vai sendo reduzido ao longo do número de iterações, até um valor de custo mínimo. A solução inicial apresentava um custo total de 709.934 € e após decorrer o processo de optimização para as 60 iterações obteve-se um custo de 388.450 € que representa uma redução total do custo da estrutura em cerca de 45,43%. Relativamente ao custo da estrutura por área em planta do tabuleiro, este também sofreu uma significativa redução de 474 €/m² para 196 €/m².

Os custos individuais relativos às torres, tabuleiro e tirantes encontram-se apresentados no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 – Valores iniciais e após a optimização para os custos das torres, tabuleiro e tirantes.

	Inicial		Após optimização	
Torres	139.490 €	19,6%	19.134 €	4,9%
Tabuleiro	339.082 €	47,8%	139.818 €	36,0%
Tirantes	231.326 €	32,6%	229.498 €	59,1%
Total	709.934 €	100,0%	388.450 €	100%

Comparando os custos iniciais e finais entre os diversos elementos (Quadro 4.6) constata-se que na solução inicial o tabuleiro representa a parcela com maior influência no custo da estrutura, com um custo de 339.082 € representando 47,8% do custo total da mesma. Os tirantes com um custo de 231.326 € e as torres com o custo de 139.490 € apenas representavam 32,6% e 19,6% respectivamente. No entanto, na solução óptima verificou-se que os tirantes constituem a maior parcela do custo da estrutura, com um valor de 59,1%, concluindo-se que foi nestes elementos que se verificou a menor redução de custo.

Relativamente aos resultados da análise estrutural, são de seguida apresentados os diagramas de momento flector, esforço axial e esforço transversal da estrutura em condições de serviço (caso de carga 2) para a solução final obtida após optimização.

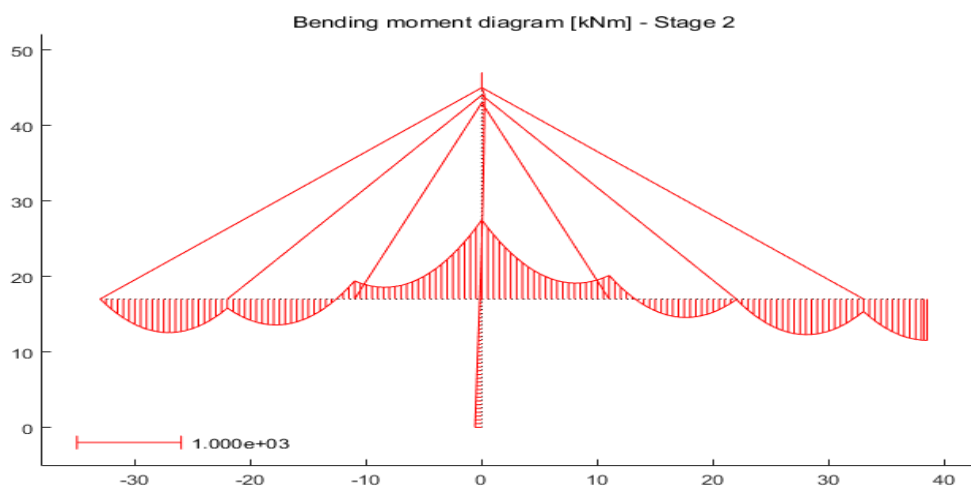


Figura 4.7 – Diagrama de momento flector para condições de serviço (caso de carga 2)

Através da análise do diagrama de momento flector (Figura 4.7) verifica-se um reduzido valor do momento flector nas torres, tendo-se um valor máximo negativo na base de -65,3 kNm. Os valores reduzidos apresentados nos diagramas de momentos flectores devem-se ao adequado

equilíbrio de cargas, entre os vãos central e lateral, proporcionado pelos tirantes. No tabuleiro o momento flector é máximo negativo na ligação com a torre (-1163,0 kNm) e máximo positivo a meio do vão central (604,0 kNm). Este apresenta uma distribuição de momentos flectores idêntica ao de uma viga contínua rigidamente apoiada nos pontos de ancoragem dos tirantes ao tabuleiro.

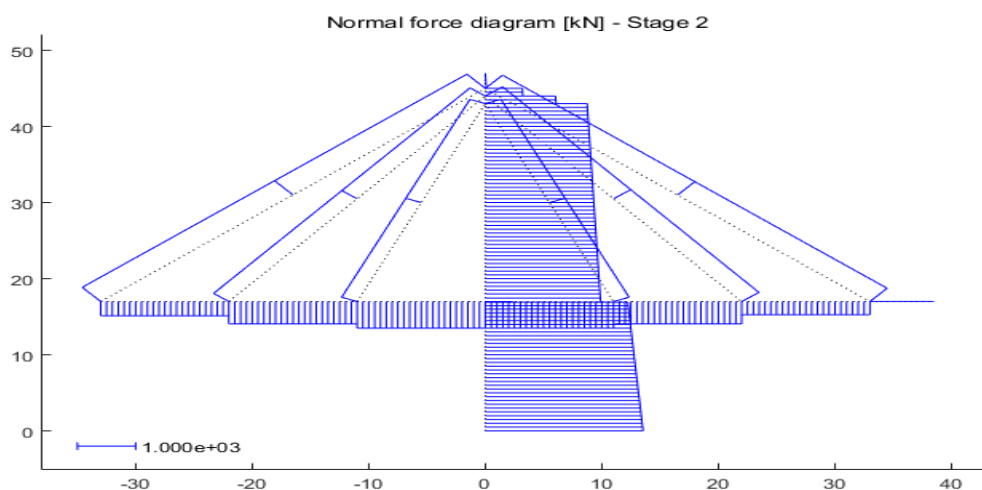


Figura 4.8 – Diagrama de esforço axial para condições de serviço (caso de carga 2)

Em relação ao esforço axial representado na Figura 4.8 observa-se um aumento gradual do esforço de tracção em cada tirante, dos mais próximos para os mais afastados da torre, sendo estes últimos os que apresentam maior valor. No tabuleiro verifica-se um aumento da tensão de compressão dos vãos para a torre devido aos esforços de compressão introduzidos pelos tirantes. Desta forma verifica-se um valor máximo da tensão de compressão junto da ligação do tabuleiro à torre apresentando um valor de -700,6 kN. Para o tramo localizado a meio do vão central, entre os tirantes, o tabuleiro encontra-se sujeito a esforços de tracção apresentando valores reduzidos na ordem dos 2,2 kN. As torres são os elementos onde se verifica o maior esforço axial de compressão, apresentando um valor máximo de -2740,0 kN, na base da torre e que vai sendo reduzido ao longo da altura da mesma.

Relativamente ao esforço transversal, da análise da Figura 4.9 verifica-se que a estrutura se encontra sujeita a reduzidos esforços de corte, apresentando o valor máximo de -239,1 kN, junto da ligação do tabuleiro à torre.

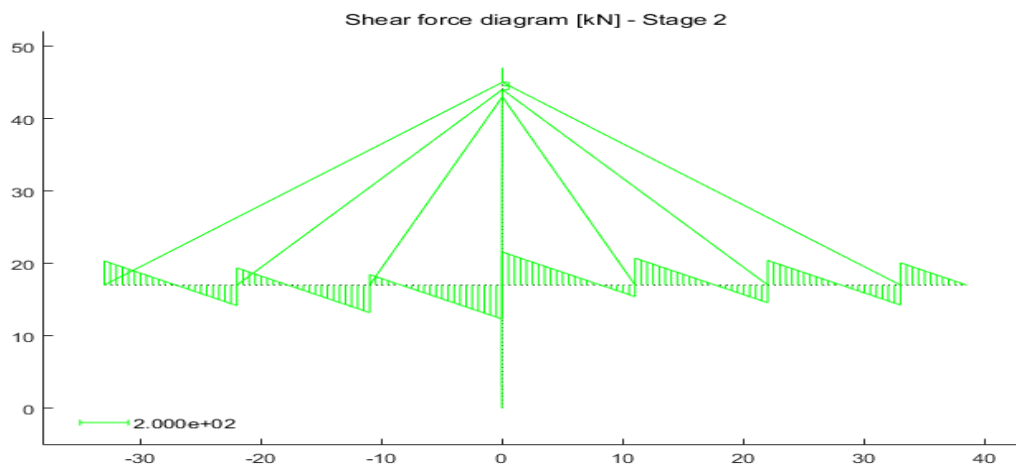


Figura 4.9 – Diagrama de esforço transverso da ponte para condições de serviço (caso de carga 2)

A Figura 4.10 apresenta a configuração deformada da ponte para a condição de serviço (caso de carga 2). De acordo com os resultados obtidos verifica-se que o deslocamento horizontal no topo da torre e os deslocamentos verticais nos pontos de ancoragem dos tirantes no tabuleiro se apresentam adequados tendo em conta os limites impostos nos objectivos de projecto. No entanto, importa referir que o objectivo referente ao deslocamento vertical do tabuleiro é violado em cerca de 1,2%, valor este que se considera aceitável para o presente estudo.

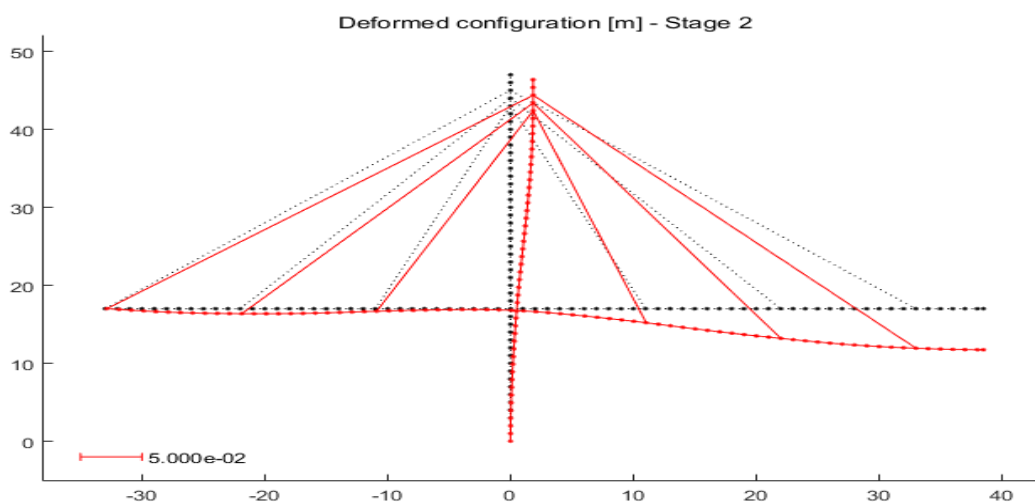


Figura 4.10 - Deformada da ponte para condições de serviço (caso de carga 2)

São de seguida apresentadas as distribuições de tensões normais nos elementos que constituem as torres e o tabuleiro.

Na Figura 4.11 referente à distribuição de tensões ao longo da altura das torres, verifica-se a existência apenas de tensão normal de compressão que varia entre os -1,8 e os -5,6 MPa verificando os limites impostos nos objectivos de projecto para condições de serviço. Repare-se que o “salto” existente no gráfico se deve à mudança de secção transversal da torre na zona de ligação desta com o tabuleiro.

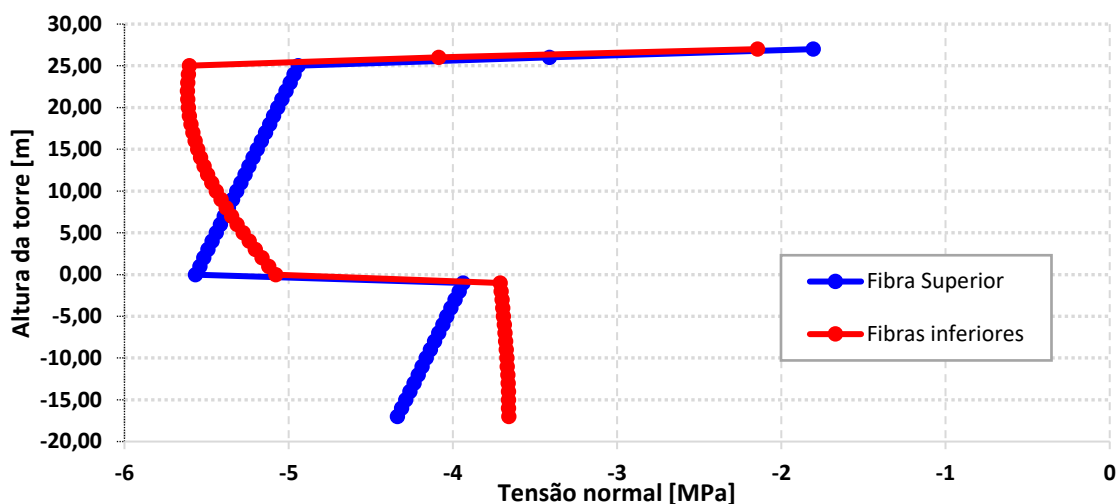


Figura 4.11 - Distribuição de tensões normais ao longo da altura da torre (caso de carga 2)

A distribuição de tensões normais para o tabuleiro é apresentada na Figura 4.12 onde se verifica que a maior tensão normal de compressão ocorre nas fibras inferiores na ligação do tabuleiro com a torre (-3,2 MPa), enquanto a maior tensão normal de tracção ocorre a meio do vão central (1,6 MPa). Tal como para os elementos de betão, também para os elementos de madeira pertencentes ao tabuleiro se verificam os limites impostos nos objectivos de projecto.

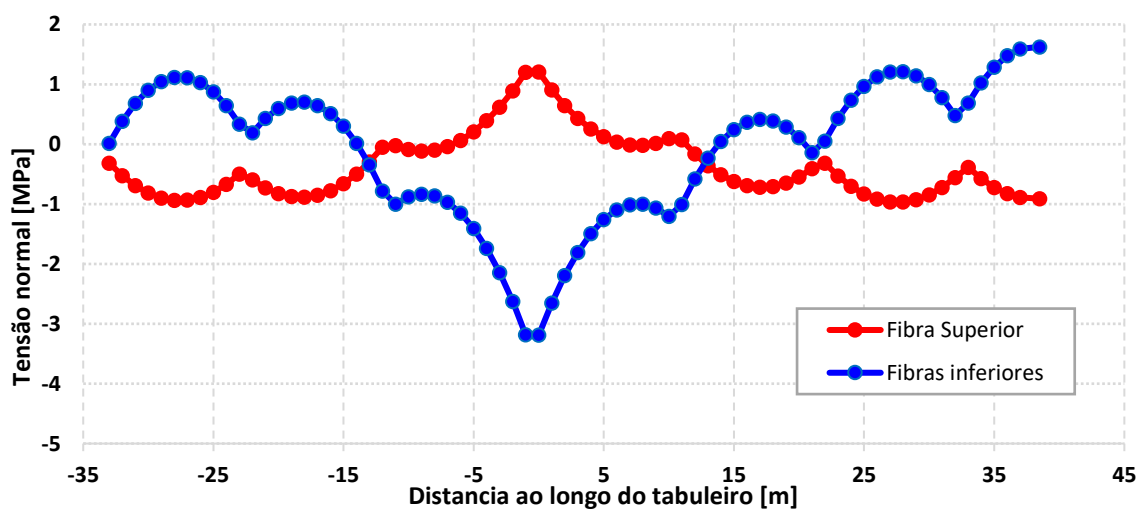


Figura 4.12 – Distribuição de tensões normais ao longo do comprimento do tabuleiro (caso de carga 2)

Em relação aos três casos de alternância de sobrecarga definidos para a verificação da resistência, apresentam-se da Figura 4.13 à Figura 4.21 os diagramas de esforços correspondentes.

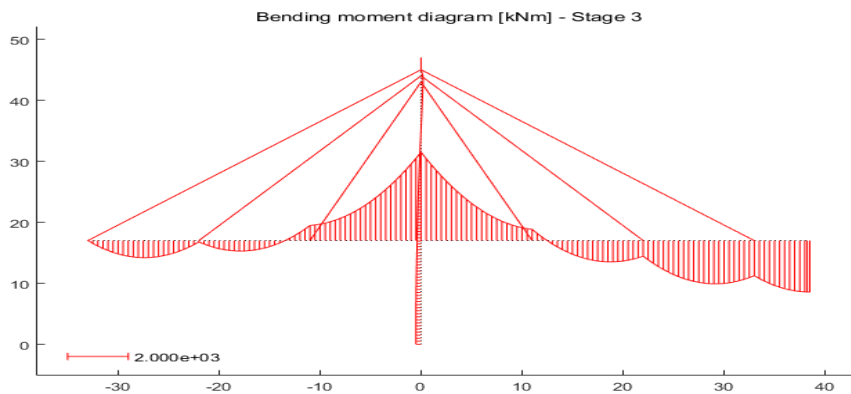


Figura 4.13 - Diagrama de momento flector da ponte para verificação da resistência (caso de carga 3)

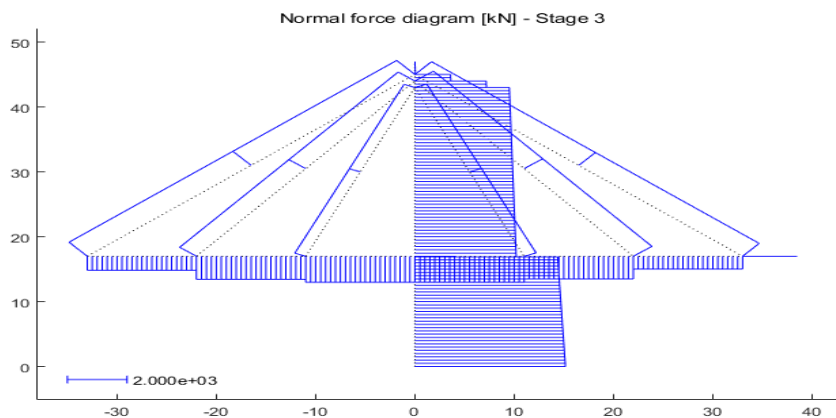


Figura 4.14 - Diagrama de esforço axial da ponte para verificação da resistência (caso de carga 3)

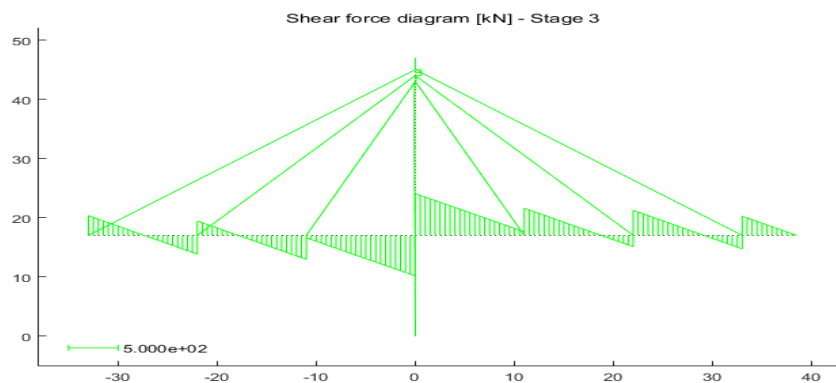


Figura 4.15 - Diagrama de esforço transverso da ponte para verificação da resistência (caso de carga 3)

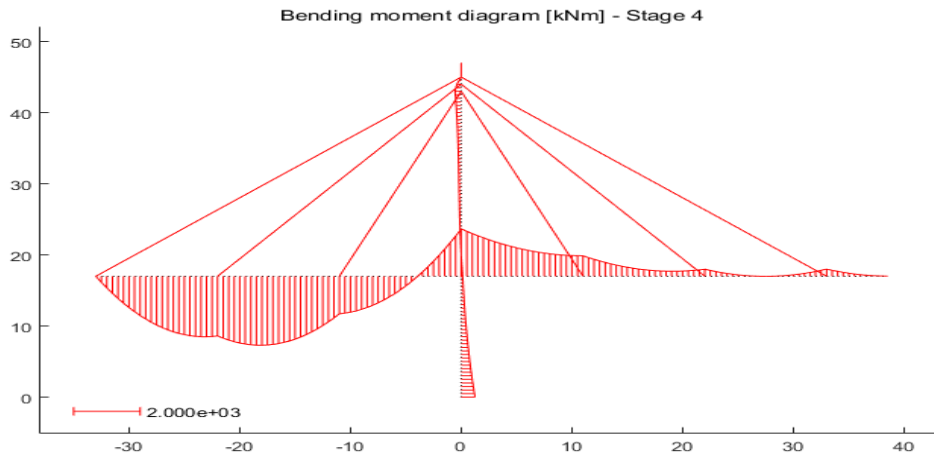


Figura 4.16 - Diagrama de momento flector da ponte para verificação da resistência (caso de carga 4)

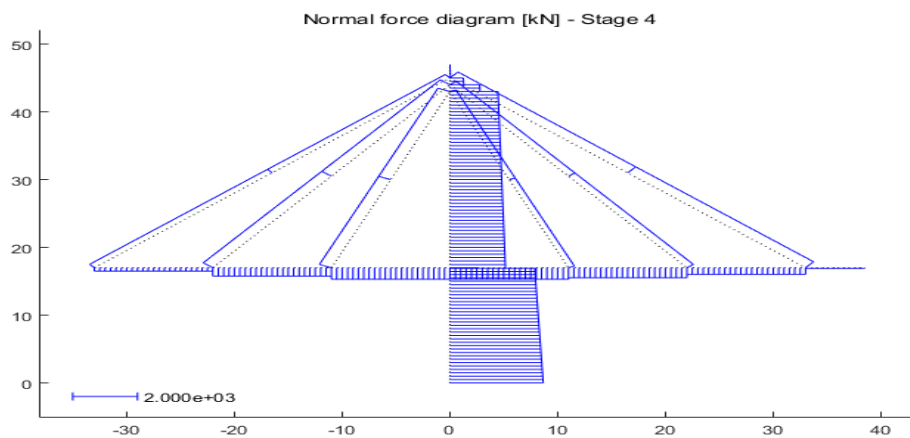


Figura 4.17 - Diagrama de esforço axial da ponte para verificação da resistência (caso de carga 4)

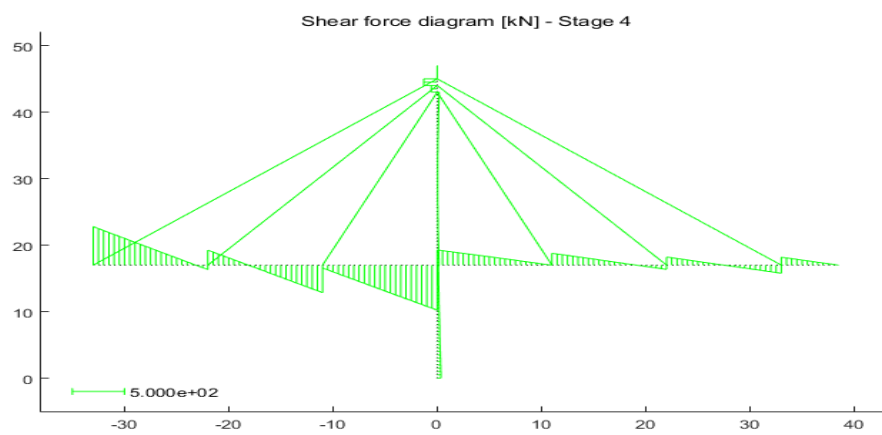


Figura 4.18 - Diagrama de esforço transversal da ponte para verificação da resistência (caso de carga 4)

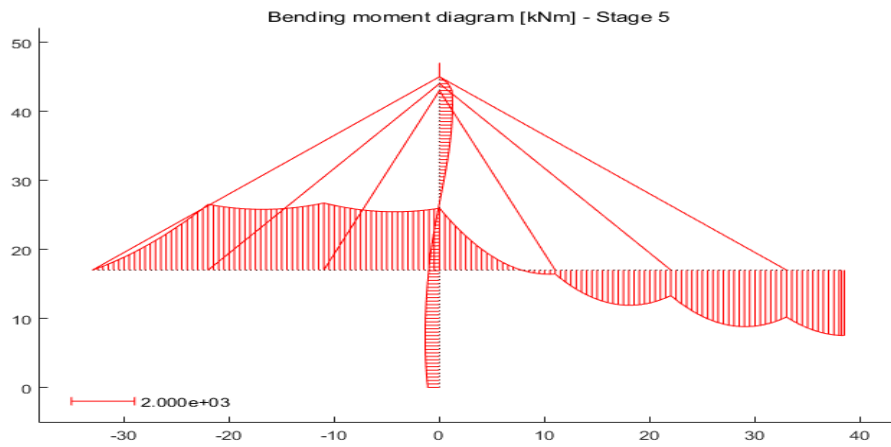


Figura 4.19 - Diagrama de momento flector da ponte para verificação da resistência (caso de carga 5)

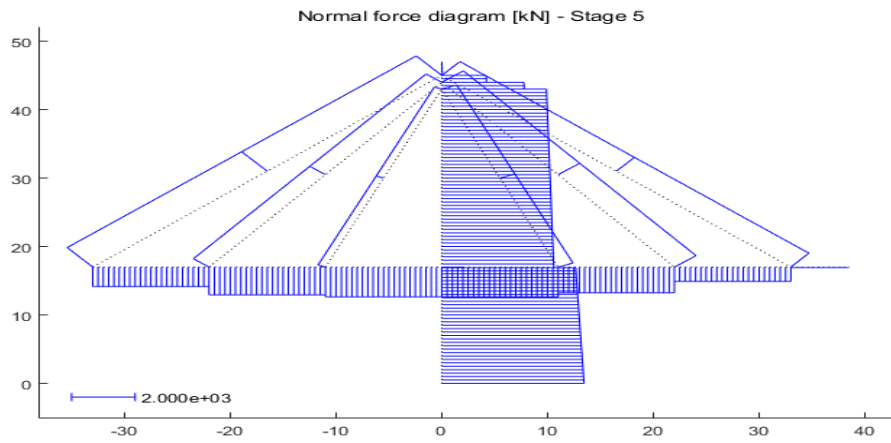


Figura 4.20 - Diagrama de esforço axial da ponte para verificação da resistência (caso de carga 5)

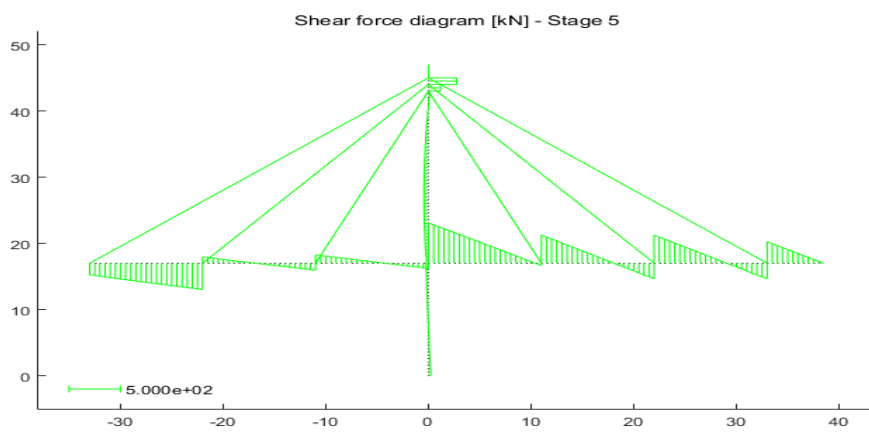


Figura 4.21 - Diagrama de esforço transverso da ponte para verificação da resistência (caso de carga 5)

4.3.2 Optimização da ponte com tabuleiro em treliça

Nesta secção, à semelhança do que foi anteriormente efectuado para Modelo 1, são aqui apresentados e analisados os resultados relativos ao Modelo 2, correspondente a uma ponte com tabuleiro de madeira em treliça.

No Quadro 4.7 são enumeradas e descritas cada uma das variáveis de decisão seccionais e mecânicas adoptadas no presente exemplo.

Quadro 4.7 - Descrição das variáveis de decisão adoptadas para o modelo com tabuleiro em treliça

Número da variável de decisão	Tipo de variável de decisão	Descrição
1	1	Altura da secção rectangular cheia – Parte inferior da torre
2	2	Largura da secção rectangular cheia – Parte inferior da torre
3	1	Altura da secção rectangular cheia – Parte superior da torre
4	2	Largura da secção rectangular cheia – Parte superior da torre
5	1	Altura da viga inferior do tabuleiro
6	2	Largura da viga inferior do tabuleiro
7	1	Altura da viga superior do tabuleiro
8	2	Largura da viga superior do tabuleiro
9	1	Altura das vigas de ligação da treliça
10	2	Largura das vigas de ligação da treliça
11	22	Área da secção transversal do tirante nº 1
12	22	Área da secção transversal do tirante nº 2
13	22	Área da secção transversal do tirante nº 3
14	22	Área da secção transversal do tirante nº 4
15	22	Área da secção transversal do tirante nº 5
16	22	Área da secção transversal do tirante nº 6
17	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 1
18	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 2
19	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 3
20	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 4
21	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 5
22	4	Força de pré-esforço a aplicar no tirante nº 6

Tal como foi efectuado para o Modelo 1, neste exemplo o processo de optimização também se iniciou com a definição de uma solução inicial admissível para o problema. No Quadro 4.8 e no Quadro 4.9 apresentam-se os valores iniciais e os valores finais resultantes do processo de optimização, respectivamente, para as variáveis de decisão seccionais e mecânicas.

Quadro 4.8 - Valores iniciais e finais das variáveis de decisão seccionais

Número da variável de decisão	Unidades	Valor inicial	Valor final	Diferença relativa [%]
1	<i>m</i>	2,000	0,623	68,8
2	<i>m</i>	2,000	0,599	70,1
3	<i>m</i>	1,700	0,543	68.1
4	<i>m</i>	1,700	0,551	67.6
5	<i>m</i>	0,500	0,442	11.7
6	<i>m</i>	0,500	0,441	11.7
7	<i>m</i>	2,000	0,997	50.2
8	<i>m</i>	0,800	0,285	64.4
9	<i>m</i>	0,300	0,224	25.3
10	<i>m</i>	0,300	0,224	25.3
11	<i>m</i> ²	1,650×10 ⁻³	1,134×10 ⁻³	31.3
12	<i>m</i> ²	1,500×10 ⁻³	1,081×10 ⁻³	27.9
13	<i>m</i> ²	1,200×10 ⁻³	8,430×10 ⁻⁴	29.8
14	<i>m</i> ²	1,650×10 ⁻³	1,227×10 ⁻³	25.7
15	<i>m</i> ²	1,650×10 ⁻³	1,206×10 ⁻³	26.9
16	<i>m</i> ²	1,800×10 ⁻³	1,344×10 ⁻³	25.3

De acordo com os resultados apresentados no Quadro 4.8, à semelhança do verificado para o Modelo 1, na solução óptima obtida para o Modelo 2 também se obteve uma significativa redução da secção transversal de todos os elementos. Novamente esta redução foi mais acentuada nas torres, entre 67,6% (variável 4) e 70,1% (variável 2). A menor redução verificou-se nos elementos correspondentes à viga inferior do tabuleiro (variáveis 5 e 6) onde apenas se obteve uma redução de 11,7%. Relativamente aos tirantes obtiveram-se reduções entre 25,3% (variável 16) e 31,3% (variável 11).

Quadro 4.9 - Valores iniciais e finais das forças de pré-esforço para as variáveis de decisão mecânicas

Tirante	Número da variável de decisão	Força inicial [kN]	Força final [kN]	%
1	17	400	343	14.2
2	18	340	270	20.6
3	19	340	275	19.0
4	20	360	317	11.9
5	21	360	303	15.8
6	22	350	306	12.6

Relativamente à força de pré-esforço a aplicar em cada um dos tirantes (Quadro 4.9) também se verificou uma diminuição da mesma, na solução óptima. O tirante nº2 é o que apresenta uma

redução mais significativa (20,6%) e o tirante nº4 o que apresenta a menor redução (11,9%). Novamente, à semelhança do verificado para o Modelo 1, o tirante de retenção também é aquele em que é necessário aplicar maior força de pré-esforço.

Apresenta-se de seguida na Figura 4.22 a evolução do custo da estrutura ao longo do processo de análise e optimização.

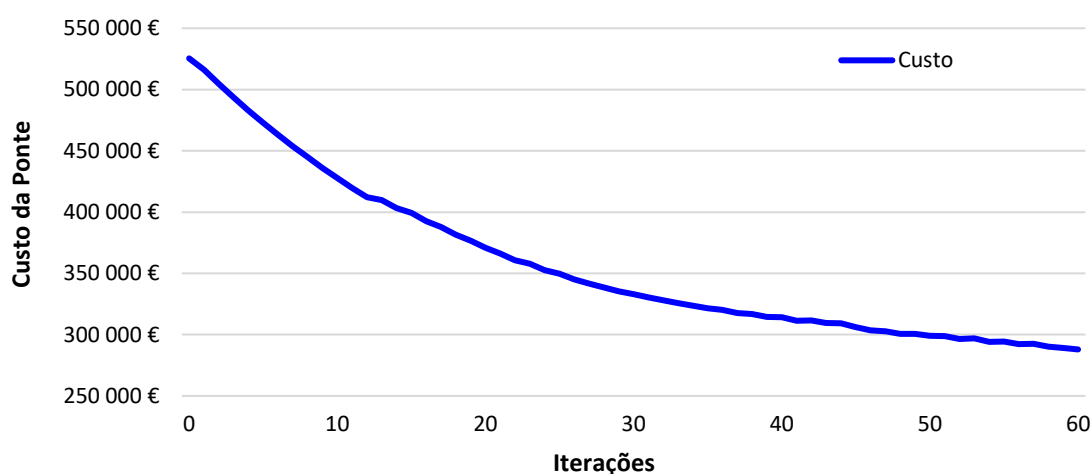


Figura 4.22 - Redução do custo da ponte em função do número de iterações (Modelo 2)

Analisando a evolução do custo da ponte para o presente exemplo (Figura 4.22) verifica-se uma redução de 45%, tendo-se um custo inicial de 525.445 € e após optimização obteve-se um valor de 288.882 €. O custo inicial por área em planta do tabuleiro passou a ser de 64 €/m², enquanto na solução inicial era de 216 €/m².

Os custos individuais relativos às torres, tabuleiro e tirantes encontram-se apresentados no Quadro 4.10.

Quadro 4.10 - Valores iniciais e valores após optimização para os custos das torres, tabuleiro e tirantes (Modelo 2)

	Solução inicial		Solução óptima	
Torres	139.490 €	26,5%	14.367 €	5,0%
Tabuleiro	154.621 €	29,5%	45.574 €	15,8%
Tirantes	231.334 €	44,0%	228.880 €	79,2%
Total	525.445 €	100,0%	288.822 €	100,0%

Analisando separadamente os custos iniciais dos diversos elementos constituintes da ponte (Quadro 4.10) verifica-se que contrariamente ao Modelo 1, neste modelo são os tirantes, com um custo de 231.334 €, que constituem a parcela mais significativa do custo total da estrutura (44 %). Na solução óptima, obtida após o processo de análise e optimização, embora com uma ligeira redução do seu custo inicial, continuam a ser esses elementos os que representam maior peso no custo total, cerca de 79,2 % (228.880 €). A redução de custos mais significativa ocorreu nas torres de 139.490 € para 14.367 €.

Importa ainda referir que os resultados relativos ao Modelo 2 aqui apresentados são referentes a uma solução em que se considerou uma altura de 4 metros para a treliça. Este valor para a altura resultou de um estudo comparativo efectuado, com o intuito de identificar qual a altura da treliça economicamente mais vantajosa, no qual foram estudadas diversas soluções idênticas entre si e onde só variava essa altura. A título exemplificativo apresenta-se de seguida os resultados dos custos da solução em que se considerou a altura da treliça de 3 metros.

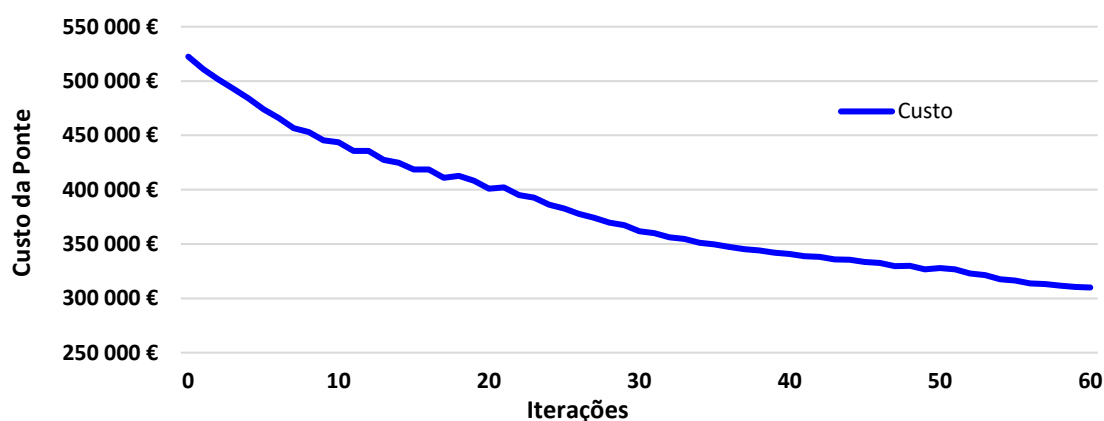


Figura 4.23 - Redução do custo da ponte em função do número de iterações (Modelo 2 com altura da treliça de 3 m)

Quadro 4.11 - Valores iniciais e valores após a optimização para os custos das torres, tabuleiro e tirantes (Modelo 2 com altura da treliça de 3 m)

	Solução inicial		Solução óptima	
Torres	139.490 €	26,7%	14.442 €	4,6%
Tabuleiro	151.401 €	29,0%	66.905 €	21,5%
Tirantes	231.541 €	44,3%	229.254 €	73,8%
Total	522.433 €	100%	310.576 €	100%

Apesar de na solução em que se considerou uma treliça com 3 metros de altura também se verificar uma elevada redução nos custos da estrutura após a optimização (Figura 4.23), cerca

de 40,6% (de 522.433 € para 310.576 €), constatou-se que a solução mais económica após a optimização era a solução com a treliça de 4 metros de altura (288.822 €). De facto, constatou-se que embora a solução inicial mais económica fosse a solução em que a treliça possuía 3 metros de altura, com o decorrer do processo de optimização foi para a solução com 4 metros que ocorreu uma redução superior, fazendo assim desta última a solução mais vantajosa.

4.3.3 Comparação entre o Modelo 1 e Modelo 2

Nesta secção são analisados e comparados os custos dos dois exemplos numéricos considerados. Na Figura 4.24 é possível observar a comparação das reduções de custos do Modelo 1 e Modelo 2 após as 60 iterações efectuadas no estudo de optimização.

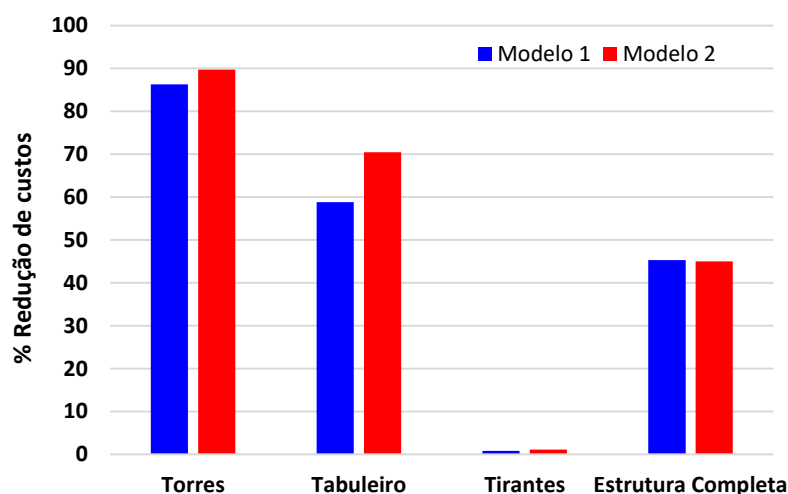


Figura 4.24 – Comparação da % de redução dos custos total e nos vários elementos, após o estudo de optimização

Dadas as diferenças do sistema estrutural adoptado para os tabuleiros entre o Modelo 1 e o Modelo 2, os custos iniciais para ambos os exemplos são muito diferentes. No caso do Modelo 1, em que se adoptou um tabuleiro de madeira em laje vigada tem-se um custo inicial de 709.934 €, no caso do Modelo 2, onde se adoptou um tabuleiro de madeira em treliça tem-se um custo inicial de 525.445 €. No entanto, apesar da significativa diferença dos custos iniciais entre os dois exemplos considerados, após o processo de análise e optimização verificou-se que em ambos os exemplos ocorreu uma redução idêntica do custo total da estrutura, na ordem dos 45% (Figura 4.24).

Analisando separadamente os custos de cada um dos elementos que constituem a estrutura para os dois exemplos foi nas torres que se verificou uma redução mais significativa, cerca de 86,3%

e 89,7% respectivamente, para o Modelo 1 e para o Modelo 2. Estes valores indicam que as torres se encontravam muito sobredimensionadas na solução inicial. De facto, no presente estudo apenas foi efectuada uma análise estática considerando apenas acções verticais. A não consideração de efeitos dinâmicos, resulta na inexistência de forças horizontais e consequentemente os momentos flectores nas torres são reduzidos. Desta forma, uma vez que as torres se encontram maioritariamente sujeitas a esforços axiais as dimensões das suas secções transversais poderiam ser muito mais reduzidas relativamente à solução considerada inicialmente.

Relativamente ao tabuleiro, em que foram consideradas duas tipologias, após o processo de optimização, em ambos os Modelos foi obtida uma redução considerável do seu custo inicial, cerca de 58,8 % para o Modelo 1 e de 70,5 % para o Modelo 2.

Em relação aos tirantes, embora se tenha verificado uma significativa redução, em ambos os exemplos, tanto nas variáveis de decisão seccionais como mecânicas, verificou-se que a redução dos seus custos foi quase nula, de 0,8% no Modelo 1 e de 1,1% no Modelo 2. Isto deve-se ao facto de que ambos os exemplos considerados são relativos a uma ponte de reduzidas dimensões e como tal com poucos tirantes e de dimensões reduzidas. Para além disso, uma grande parcela do custo dos tirantes, como referido anteriormente, está associado a uma parcela fixa (Quadro 4.2). Deste modo, embora no presente estudo de optimização a quantidade de material necessária e a força de pré-esforço a aplicar nos tirantes tenha sofrido uma significativa redução, o custo que lhe está associado acaba por ser pouco significativo quando comparado com a parcela fixa associada a cada tirante.

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

5.1 Conclusões

A análise e optimização de pontes atirantadas é um processo iterativo que tem como objectivo a obtenção de soluções estruturalmente eficientes e económicas. Este processo inicia-se com a atribuição de valores iniciais às variáveis de decisão, que vão sendo modificadas ao longo do processo iterativo de análise e optimização por forma a conseguir-se uma redução do custo da estrutura em relação à solução adoptada inicialmente. Para a solução final obtida devem ser verificados alguns objectivos de projecto, como os deslocamentos nos nós da estrutura em condições de serviço e as tensões máximas admissíveis nos vários elementos para condições de serviço e para a verificação da resistência, de forma a garantir a segurança e o correcto funcionamento da estrutura. A utilização de algoritmos de optimização no projecto destas estruturas tem vindo a ser desenvolvido ao longo dos últimos anos, contudo, relativamente a pontes pedonais de pequenos e médios vãos executadas com tabuleiros em madeira, poucos estudos têm surgindo.

Desta forma, partindo de um programa desenvolvido no âmbito de um estudo anterior referente à análise e optimização de pontes atirantadas em betão, procedeu-se a uma adaptação do mesmo por forma a possibilitar a sua utilização no estudo de pontes atirantadas com tabuleiro executado em madeira. As capacidades do modelo desenvolvido foram testadas através da aplicação a dois exemplos de uma ponte atirantada de madeira com dimensões reais, um com tabuleiro em laje vigada (Modelo 1) e outro com tabuleiro em treliça (Modelo 2).

Com base nos resultados obtidos nos dois exemplos considerados concluiu-se que a adaptação do programa para a análise e optimização de pontes atirantadas de madeira foi bem sucedida permitindo cumprir os objectivos propostos. Tanto no Modelo 1 como no Modelo 2 o processo de optimização permitiu minimizar o custo da estrutura, obtendo-se soluções óptimas para as dimensões das secções transversais dos vários elementos e para as forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes. Estas soluções verificam todos os objectivos de projecto impostos para as condições de serviço e para a verificação da resistência.

Apesar da solução inicial do Modelo 1 possuir um custo superior, em ambos os exemplos considerados obteve-se uma redução de custos similar após o processo de optimização.

Relativamente aos dois exemplos definidos para o presente estudo, com base numa ponte atirantada de madeira já existente, constatou-se que nos elementos das torres se obteve uma grande redução das suas dimensões e conseqüentemente do seu custo, concluindo-se que estes elementos se encontravam muito sobredimensionados na solução inicial. Este facto pode ser justificado devido à consideração apenas de cargas verticais e à não consideração de efeitos dinâmicos bem como da utilização de um modelo bidimensional. Nos tirantes, apesar de se obterem percentagens consideráveis de redução das suas secções transversais, estas não se traduzem numa redução significativa do custo da estrutura. Este facto deve-se ao domínio do problema em estudo, que trata de uma ponte com um pequeno número de tirantes de secção reduzida quando comparada com pontes em aço ou betão de médios e longos vãos. Para além disso a parcela mais significativa de custo associada a estes elementos é uma parcela fixa inerente a cada tirante, como tal só iria sofrer reduções se o número de tirantes sofresse alterações. Relativamente às forças de pré-esforço a aplicar nos tirantes, conclui-se que a solução final apresenta um correcto equilíbrio de forças a serem aplicadas. Esta distribuição de forças nos tirantes permite equilibrar as diferenças de cargas provocadas na torre, provenientes dos vãos laterais e central. Este facto observa-se pelos reduzidos esforços de flexão a que se encontram sujeitas as torres em condições de serviço e também para a verificação da resistência. Em ambos os modelos verificou-se na solução óptima que os tirantes representam a maior parcela de custo e as torres a menor.

5.2 Recomendações para estudos futuros

Finalizando este estudo, apresentam-se algumas sugestões para estudos futuros a fim de complementar o trabalho desenvolvido na presente dissertação contemplando alguns aspectos que se consideram relevantes para o processo de análise e optimização de pontes executadas com tabuleiro em madeira.

- Propõe-se a introdução no modelo numérico do comportamento a longo prazo da madeira, por forma a contabilizar a deformação por fluência nos elementos de madeira.
- Consideração dos efeitos dinâmicos provocados pelo movimento pedonal e também pela acção sísmica. Para tal será necessário resolver o problema de equilíbrio dinâmico podendo optar-se por recorrer ao método da sobreposição modal ou à integração passo-a-passo da equação de equilíbrio dinâmico utilizando, por exemplo, o método de Newmark.
- Proceder ao desenvolvimento de um modelo tridimensional de análise, possibilitando a consideração de cargas assimétricas no tabuleiro e a adopção de diferentes sistemas de suspensão do tabuleiro (suspensão lateral e suspensão central).

- A realização de um estudo de análise e optimização para pontes de madeira considerando vãos de maiores dimensões.
- Consideração de objectivos de projecto relacionados com a fiabilidade para ter em conta o comportamento aleatório das acções e das propriedades dos materiais que assumem particular interesse no caso das estruturas executadas em madeira. Para a análise de fiabilidade poder-se-á recorrer a métodos de nível II (FORM/SORM).
- Análise do ciclo de vida da estrutura, procurando minimizar o custo total da estrutura. Para tal deverão considerar-se, não apenas o custo de execução, mas também os custos de manutenção e de reparação

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, P. (2013). “Cálculo de esforços em tabuleiros de pontes de tirantes durante a fase construtiva”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto.
- Almeida, S. (2013). “Pontes pedonais em madeira lamelada colada – caracterização, dimensionamento, patologias e conservação”. Dissertação de Mestrado, Área Departamental de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Arora, Jasbir S. (2012). “Introduction to optimum design”. 3ª edição, Waltham, MA, EUA: Elsevier Academic Press.
- Botelho, J. (2008). “Utilização de Cabos em Pontes: Estudos Paramétricos”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto.
- Calado, C. (2011). “Concepção estrutural das pontes de tirantes”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Carlil, C., Dias, A., Góes J., Cheung, A. (2006). “Manual de projeto e construção de pontes de madeira”. Laboratório De Madeiras e de Estruturas de Madeira, São Paulo.
- Cláudio, R. (2010). “Tipologia das Pontes Estaiadas com Tabuleiro de Concreto”. Tese de mestrado, Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará.
- Cruz, João S. N. D. (1997). “Controlo da fase construtiva de pontes atirantadas”. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Dias, Alfredo M. P. G. (2010). “Estruturas de Madeira”. Apontamentos de Apoio a cadeira de Estruturas de Madeira 2012/2013, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- EN 1995 (2004). Eurocode 5: Design of timber structures- Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. CEN, Brussels
- EN 1995 (2003). Eurocode 1: Actions on structures- Part 2: Traffic loads on bridges. CEN, Brussels
- Ernst J. H. (1965). “Der E-Modul von Seilen unter berucksichtigung des Durchhanges.” *Der Bauingenieur* 40 (2): 52-55.
- Flach, M. (2010). “How to disign timber bridges”. International Conference on Timber Bridges. Lillehammer, Norway.
- Freire, A. M. S., Negrão, J. H. O., Lopes, A. V. (2006). “Geometrical nonlinearities on the static analysis of highly flexible steel cable-stayed bridges”. *Computers & Structures* 84: pp.2128-2140.
- Furukawa, K., Sakai, I., Kumagai, S., Arai, H., Kasuga, A. (1987a). “Optimization of cable forces in cable-stayed prestressed concrete bridges based on minimum strain energy

- criterion". International Conference on Cable-Stayed Bridges, Bangkok, Thailand, pp. 711-722.
- Furukawa, K., Sugimoto, H., Egusa, T., Inoue, K., Yamada, Y. (1987b) Studies on the optimization of cable prestressing for cable-stayed bridges, International Conference on Cable-Stayed Bridges, Bangkok, Thailand, pp. 723-734.
- Haftka, R. T., Gürdal, Z. (1992). "Elements of structural optimization", 3ª edição. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers.
- Hassan, M. M., Nassef, A. O., El Damatty, A. A. (2012). "Determination of optimum post-tensioning cable forces of cable-stayed bridges". Engineering Structures 44, pp.248-259.
- Hassan, M. M. (2013). "Optimization of stay cables in cable-stayed bridges using finite element, genetic algorithm, and B-spline combined technique". Engineering Structures 49, pp. 643-654.
- Hassan, M. M., Nassef, A. O., El Damatty, A. A., (2013). "Optimal design of semi-fan cablestayed bridges". Canadian Journal of Civil Engineering 40: 285-297.
- Hassan, M. M., El Damatty, A. A., Nassef, A. O. (2015). "Database for the optimum design of semi-fan composite cable-stayed bridges based on genetic algorithms". Structure and Infrastructure Engineering 11 (8): 1054-1068.
- Karoumi, Raid (1999). "Some modelling aspects in the nonlinear finite element analysis of cable supported bridges". Computers & Structures 71: 397-412.
- Kirsch, Uri (1993). "Structural Optimization. Concepts, fundamentals and applications". Springer-Verlag.
- Kliger, R., Svensson, T., Jansson H., Svensson, I. (2013). "Vibrations response of long cable-stayed timber footbridge". International Conference on Timber Bridges, Las Vegas.
- Leonhardt, Fritz (1974). "Latest developments of cable-stayed bridges for long spans". Byggningsstatiska Meddelelser Vol,45, No 4.
- Martins, A. (2015). "Análise e Optimização de Pontes Atirantadas de Betão". Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- Negrão, João H. J. O. (1996). "Análise de sensibilidades e optimização de pontes atirantadas metálicas". Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Negrão, J. H. O. e Simões, L. M. C. (1997). "Optimization of cable-stayed bridges with three-dimensional modeling". Computers & Structures 64 (1-4): 741-758.
- Negrão, João H. J. O. (1999). "Optimization of cable-stayed timber footbridges". 1st Rilem Symposium on Timber Engineering, Estocolmo, Suécia, pp. 193-202
- Negrão, J. H. O. e Simões, L. M. C. (2002). "Optimização com critérios probabilísticos de pontes pedonais atirantadas de madeira". Métodos Numéricos en Ingeniería V, Semni, Espanha.

- Pedro, José J. O. (2010). “Pontes de tirantes. Conceção, dimensionamento e construção”. Apontamentos do Diploma de Formação Avançada em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Reynolds, T.N., Mettem, C.J., Freedman G., Enjily, V. (2004). “Timber bridges”. BRE Bookshop, London.
- Rodrigues, J. (2014). “Pontes com estrutura mista madeira-betão e seu potencial de aplicação”. Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.
- Rodrigues, V. (2010). “Optimização das torres para o projecto da ponte atirantada da terceira travessia do tejo”. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto.
- Simões, L. M. C., Negrão, J. H. O. (1994). “Sizing and geometry optimization of cable-stayed bridges”. *Computers & Structures* 52 (2): 309-321.
- Simões, L. M. C.; Templeman, A. B. (1989) Entropy-based synthesis of pretensioned cable net structures. *Engineering Optimization* 15: 121-140.
- Svensson, H. (2012a). “Cable-stayed bridges- 40 years of experience worldwide”. Berlin, Germany: Ernst & Sohn.
- Svensson, H. (2012b). “Vibration in timber bridges due to pedestrian induced forces”. Master’s Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Walther, R., Houriet, B., Isler, W., Moia, P., Klein, J. F. (1999). “Cable-stayed bridges”. 2nd edition. London: Thomas Telford Publishing.
- Wang, Pao-Hsii, Lin, Hung-Ta, Tang, Tzu-Yang (2002). “Study on nonlinear analysis of a highly redundant cable-stayed bridge”. *Computers & Structures* 80: 165-182.
- Zadeh, O. S. (2012). “Comparison between three types of cable stayed bridges using structural optimization”. Dissertação de Mestrado, University of Western Ontario, Canada.

CRÉDITOS DE IMAGEM

Imagem 1	Faustus Verantius	en.wikipedia.org/wiki/Fausto_Veranzio	15/05/2016
Imagem 2	Ponte de Strömsund	openbuildings.com/buildings/str-msund-bridge-profile-19914?_show_description=1#	06/03/2016
Imagem 3	Ponte Theodor Heuss	grassl-ing.de/en/concrete-bridges/	15/05/2016
Imagem 4	Ponte Russky Island	en.wikipedia.org/wiki/Russky_Bridge	07/03/2016
Imagem 5	Ponte Rainha Santa Isabel	pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Rainha_Santa_Isabel	07/02/2017
Imagem 6	Ponte de Öresund	www.vijesti.me/vijesti/oresund-pola-most-pola-tunel-85299	07/02/2017
Imagem 7	Ponte Vasco da Gama	lisbondailyphoto.blogspot.pt/	07/02/2017
Imagem 8	Ponte de Neuwied	de.wikipedia.org/wiki/Neuwied	07/02/2017
Imagem 9	Ponte de Köhlbrand	structurae.info/ouvrages/pont-de-kohlbrand	07/02/2017
Imagem 10	Ponte Yokura Oh	tbl.tec.fukuoka-u.ac.jp/bridge/34yokura/index.html	08/02/2017
Imagem 11	Ponte de Älvsbacka	http://www.woodarchitecture.se	07/03/2016
Imagem 12	Ponte de Hochstetten	www.schaffitzel-miebach.com/	16/05/2016
Imagem 13	Ponte de Ständenholf	www.ib-miebach.de	07/03/2016
Imagem 14	Ponte de Winschoten	www.schaffitzel-miebach.com/	16/05/2016