

# **PONTE PEDONAL PARA LIGAÇÃO DA FEUP AO NOVO EDIFÍCIO DA AEFEUP**

**RICARDO JOSÉ AMORIM MARTINS**

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

---

Orientadora: Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

Co-Orientador: Professor António Adão da Fonseca

JULHO DE 2009

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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

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

À minha família e amigos

*“Persistência é a teimosia com um propósito”*

*Richard DeVos*



## **AGRADECIMENTOS**

Uma vez concluído o árduo percurso que teve como resultado o presente trabalho, não poderei deixar de agradecer a todos aqueles que, directa ou indirectamente, contribuíram para que este se tornasse possível:

Agradeço à Professora Elsa de Sá Caetano, minha orientadora neste trabalho, por toda a disponibilidade, interesse e empenho que sempre emprestou à sua realização. Pela sabedoria e conhecimentos que soube transmitir, mas principalmente pela palavra amiga que sempre soube dar, em especial nos momentos em que as dificuldades mais se fizeram sentir.

Agradeço ao Professor António Adão da Fonseca, meu co-orientador, pela partilha de conhecimentos e experiências que se revelaram sempre de grande utilidade.

Agradeço aos meus pais pela impagável dívida que me deixam em resultado dos muitos anos de luta e sacrifício que hoje culminam com a conclusão do curso.

Agradeço a todos os meus amigos, em especial àqueles que mais de perto manifestaram o seu interesse e preocupação com o desenvolvimento dos trabalhos e que sempre souberam estar ao meu lado para me apoiar e re confortar quando de tal necessitei. Com o risco de, injustamente, esquecer algum deles, aqui ficam os seus nomes: Bruno Vasconcelos, Íris Coutinho, João Almeida, João Vaz, José Coelho, Sofia Leitão, Tiago Tarrataca, Vítor Pinheiro e Xavier Alves.

Aos meus colegas e amigos, João Corrêa de Sá e Nuno Martins, que para além da temática das pontes pedonais partilharam comigo ainda inúmeras dúvidas, conhecimentos e preocupações que sinto terem contribuído em muito para o resultado final.

Aos meus irmãos por todo o apoio que sempre me prestaram.



## **RESUMO**

A mudança de instalações da Associação de Estudantes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (*AEFEUP*) originou uma queda de afluência aos serviços que nelas se localizam que pôs a descoberto a urgência de criação de novos acessos, adaptados às novas necessidades.

O presente documento procura o desenvolvimento de soluções possíveis para o problema, sob a forma de pontes pedonais. Foi dada preferência a soluções metálicas e com envolvimento de cabos no seu sistema estrutural, que conduzem geralmente a soluções mais leves e económicas.

Por outro lado, não raras vezes a leveza e flexibilidade destas estruturas traz consigo problemas relacionados com o seu comportamento dinâmico, em especial associados à excitação causada por um grupo ou grupos de peões. Esta situação motivou que fossem comparados os comportamentos dinâmicos de duas das soluções estruturais desenvolvidas, recorrendo para o efeito a modelos de cargas harmónicas.

Finalmente, efectuou-se o cálculo estático e dimensionamento dos principais elementos estruturais de uma destas soluções, tida como mais interessante.

**PALAVRAS-CHAVE:** ponte pedonal, vibrações, ponte suspensa, ponte atirantada, estrutura metálica.



## **ABSTRACT**

The change of premises of the Association of Students of the Faculty of Engineering of Porto (AEFEUP) resulted in a decline of influx to their services that showed the need of a new access, adapted to the new reality.

This document addresses the development of possible solutions to the problem in the form of pedestrian bridges, in particular solutions involving metal and cables in their structural system, which generally lead to lighter and economic solutions.

Moreover, often the lightness and flexibility of these structures is associated with vibrations, particularly those associated with the excitement caused by a group or groups of pedestrians. This led to the comparison of the dynamic behavior of two of the structural solutions developed, using models of harmonic loads.

Finally, the calculation of the main structural elements was carried out.

**KEYWORDS:** pedestrian bridge, vibration, suspension bridge, cable-stayed bridge, metal structure.



## ÍNDICE GERAL

|                                                                                          |          |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----------|
| AGRADECIMENTOS .....                                                                     | i        |
| RESUMO .....                                                                             | iii      |
| ABSTRACT .....                                                                           | v        |
| <b>1. INTRODUÇÃO .....</b>                                                               | <b>1</b> |
| 1.1. ÂMBITO DO PROJECTO E OBJECTIVOS .....                                               | 1        |
| <b>2. ESTADO DE ARTE .....</b>                                                           | <b>3</b> |
| 2.1. ASPECTOS GERAIS .....                                                               | 3        |
| 2.2. MATERIAIS .....                                                                     | 3        |
| 2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....                                                        | 3        |
| 2.2.2. Aço .....                                                                         | 4        |
| 2.2.2.1. Aço estrutural .....                                                            | 4        |
| 2.2.2.2. Aço de alta resistência – cabos de aço .....                                    | 5        |
| 2.2.3. BETÃO ARMADO .....                                                                | 6        |
| 2.2.4. MADEIRA .....                                                                     | 8        |
| 2.2.5. VIDRO .....                                                                       | 9        |
| 2.3. PAVIMENTOS .....                                                                    | 10       |
| 2.3.1. PAVIMENTOS EM BETUMINOSO .....                                                    | 11       |
| 2.3.2. PAVIMENTOS EM GRELHA ABERTA .....                                                 | 11       |
| 2.3.3. PAVIMENTOS EM BETÃO .....                                                         | 12       |
| 2.3.4. PAVIMENTOS EM MADEIRA .....                                                       | 13       |
| 2.3.5. PAVIMENTOS EM MATERIAL SINTÉTICO .....                                            | 14       |
| 2.3.6. PAVIMENTOS EM VIDRO .....                                                         | 15       |
| 2.4. DRENAGEM .....                                                                      | 15       |
| 2.5. GUARDA-CORPOS .....                                                                 | 16       |
| 2.6. ILUMINAÇÃO .....                                                                    | 18       |
| 2.7. SISTEMAS ESTRUTURAIS COM INTERESSE .....                                            | 21       |
| 2.7.1. <i>STRESS RIBBON</i> .....                                                        | 21       |
| 2.7.1.1. Exemplo de uma ponte do tipo <i>stress ribbon</i> : ponte pedonal da FEUP ..... | 22       |
| 2.7.2. PONTE EM ARCO .....                                                               | 23       |

|                                                        |           |
|--------------------------------------------------------|-----------|
| 2.7.3. PONTE SUSPensa .....                            | 25        |
| 2.7.4. PONTE DE TIRANTES.....                          | 26        |
| <b>2.8. CABOS E ACESSÓRIOS .....</b>                   | <b>27</b> |
| 2.8.1. TIPOS DE CABOS .....                            | 27        |
| 2.8.2. PROTECÇÃO CONTRA A CORROSÃO.....                | 31        |
| 2.8.3. TERMINAÇÃO DOS CABOS .....                      | 32        |
| 2.8.4. ANCORAGEM DOS CABOS NO PILAR .....              | 33        |
| 2.8.5. ANCORAGEM DOS CABOS NO TABULEIRO .....          | 35        |
| <b>3. CONCEPÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....</b>        | <b>37</b> |
| <b>3.1. FORMULAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROBLEMA.....</b>    | <b>37</b> |
| <b>3.2. LOCALIZAÇÃO DA OBRA .....</b>                  | <b>38</b> |
| 3.2.1. ESCOLHA DA LOCALIZAÇÃO .....                    | 38        |
| 3.2.2. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL ..... | 39        |
| <b>3.3. DEFINIÇÃO DO TABULEIRO .....</b>               | <b>39</b> |
| <b>3.4. CONCEPÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL.....</b>       | <b>42</b> |
| 3.4.1. SOLUÇÃO SUSPensa.....                           | 42        |
| 3.4.2. SOLUÇÃO ATIRANTADA .....                        | 45        |
| <b>3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....</b>                  | <b>47</b> |
| 3.5.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS CABOS.....              | 47        |
| 3.5.1.1. Solução suspensa .....                        | 47        |
| 3.5.1.2. Solução atirantada.....                       | 48        |
| 3.5.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO .....          | 49        |
| 3.5.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES.....            | 50        |
| 3.5.3.1. Solução suspensa .....                        | 51        |
| 3.5.3.2. Solução atirantada.....                       | 52        |
| <b>4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA .....</b>                 | <b>55</b> |
| <b>4.1. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA .....</b>         | <b>55</b> |
| 4.1.1. ESTRUTURA COM SISTEMA DE CABOS .....            | 55        |
| 4.1.2. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....                   | 56        |
| <b>4.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....</b>  | <b>57</b> |
| 4.2.1. ELEMENTOS DE CABO .....                         | 57        |
| 4.2.1.1. Propriedades mecânicas .....                  | 58        |
| 4.2.1.2. Definição da geometria.....                   | 58        |

|                                                                                                   |           |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 4.2.2. TABULEIRO .....                                                                            | 59        |
| 4.2.2.1. Definição da geometria.....                                                              | 59        |
| 4.2.2.2. Simulação do processo construtivo.....                                                   | 60        |
| <b>5. ANÁLISE DINÂMICA .....</b>                                                                  | <b>63</b> |
| <b>5.1. CONCEITOS FUNDAMENTAIS .....</b>                                                          | <b>63</b> |
| <b>5.2. ACÇÕES DINÂMICAS INDUZIDAS PELO VENTO .....</b>                                           | <b>66</b> |
| <b>5.3. ACÇÕES DINÂMICAS INDUZIDAS POR PEÕES.....</b>                                             | <b>68</b> |
| 5.3.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA .....                                                                | 68        |
| 5.3.2. AVALIAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS E VERIFICAÇÃO DA GAMA CRÍTICA .....                     | 71        |
| 5.3.3. SITUAÇÕES DE PROJECTO .....                                                                | 75        |
| 5.3.4. AMORTECIMENTO ESTRUTURAL .....                                                             | 77        |
| 5.3.5. CÁLCULO DAS ACELERAÇÕES - PROCEDIMENTO.....                                                | 77        |
| 5.3.6. RESULTADOS.....                                                                            | 81        |
| 5.3.7. MEDIDAS CORRECTIVAS .....                                                                  | 81        |
| 5.3.7.1. Modificação da rigidez estrutural.....                                                   | 83        |
| 5.3.7.2. Modificação da massa.....                                                                | 83        |
| 5.3.7.3. Aumento do amortecimento estrutural .....                                                | 84        |
| 5.3.8. DISPOSITIVOS ADICIONAIS DE AMORTECIMENTO .....                                             | 86        |
| 5.3.8.1. Amortecedores viscosos (VD).....                                                         | 86        |
| 5.3.8.2. Amortecedores de massa sintonizados (TMD) .....                                          | 87        |
| 5.3.9. CONCLUSÕES.....                                                                            | 88        |
| <b>6. ANÁLISE ESTÁTICA .....</b>                                                                  | <b>89</b> |
| <b>6.1. SOLICITAÇÕES .....</b>                                                                    | <b>89</b> |
| 6.1.1. ACÇÕES PERMANENTES .....                                                                   | 89        |
| 6.1.2. SOBRECARGAS DE UTILIZAÇÃO .....                                                            | 89        |
| 6.1.3. ACÇÃO DA TEMPERATURA .....                                                                 | 89        |
| 6.1.4. ACÇÃO DO VENTO .....                                                                       | 90        |
| <b>6.2. ALTERAÇÕES À ESTRUTURA .....</b>                                                          | <b>94</b> |
| <b>6.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES .....</b>                                                           | <b>97</b> |
| 6.3.1. ALTERNÂNCIA DE VÃOS .....                                                                  | 98        |
| 6.3.1.1. Combinação <i>ELU</i> com sobrecarga aplicada a toda a extensão do tabuleiro (C01) ..... | 98        |
| 6.3.1.2. Combinação <i>ELU</i> com sobrecarga aplicada apenas em metade do tabuleiro (C02) .....  | 98        |
| 6.3.1.3. Combinação <i>ELU</i> com sobrecarga aplicada apenas em metade do tabuleiro (C03) .....  | 98        |

|                                                                                                           |            |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| 6.3.1.4. Combinação <i>ELU</i> com sobrecarga aplicada apenas na parte central do tabuleiro (C04) .....   | 99         |
| 6.3.1.5. Combinação <i>ELU</i> com sobrecarga aplicada apenas nas zonas extremas do tabuleiro (C05) ..... | 99         |
| 6.3.1.6. Avaliação de esforços.....                                                                       | 99         |
| 6.3.2. COMBINAÇÕES COM SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO COMO ACÇÃO VARIÁVEL PRINCIPAL .....                       | 100        |
| 6.3.2.1. Definição das combinações .....                                                                  | 100        |
| 6.3.2.2. Avaliação de esforços.....                                                                       | 100        |
| 6.3.3. COMBINAÇÕES COM TEMPERATURA OU VENTO COMO ACÇÃO VARIÁVEL PRINCIPAL.....                            | 101        |
| 6.3.3.1. Definição das combinações .....                                                                  | 101        |
| 6.3.3.2. Avaliação de esforços.....                                                                       | 101        |
| 6.3.4. AVALIAÇÃO FINAL DOS ESFORÇOS PARA <i>ELU</i> .....                                                 | 102        |
| 6.3.5. COMBINAÇÕES DE SERVIÇO .....                                                                       | 102        |
| <b>7. DIMENSIONAMENTO DOS PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS .....</b>                                      | <b>105</b> |
| <b>7.1. TABULEIRO .....</b>                                                                               | <b>105</b> |
| <b>7.2. CABOS .....</b>                                                                                   | <b>109</b> |
| <b>7.3. ANCORAGEM DOS CABOS NO TABULEIRO .....</b>                                                        | <b>110</b> |
| <b>7.4. PILARES .....</b>                                                                                 | <b>112</b> |
| <b>7.5. FUNDAÇÕES DOS PILARES .....</b>                                                                   | <b>114</b> |
| 7.5.1. CENÁRIO GEOLÓGICO .....                                                                            | 114        |
| 7.5.2. ACÇÕES .....                                                                                       | 114        |
| 7.5.3. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA.....                                                                        | 114        |
| 7.5.4. CÁLCULO DAS ARMADURAS .....                                                                        | 118        |
| <b>7.6. ANCORAGEM DOS CABOS NO TERRENO .....</b>                                                          | <b>119</b> |
| <b>7.7. GUARDAS .....</b>                                                                                 | <b>123</b> |
| <b>8. PROCESSO CONSTRUTIVO .....</b>                                                                      | <b>127</b> |
| <b>9. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL.....</b>                                                                      | <b>131</b> |
| <b>10. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>                                                     | <b>133</b> |



## ÍNDICE DE FIGURAS

### 2. ESTADO DE ARTE

|                                                                                                                                                            |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.1 – Valores nominais da tensão de cedência, $f_y$ , e da tensão de rotura, $f_u$ , para aços de acordo com a EN 10025 ou o prEN 10113.....        | 4  |
| Figura 2.2 – Exemplos de cabos de aplicação estrutural.....                                                                                                | 5  |
| Figura 2.3 – Secção transversal de um cabo do tipo "Locked coil" .....                                                                                     | 6  |
| Figura 2.4 – Montagem das armaduras de uma laje de piso em betão armado e respectiva betonagem.....                                                        | 6  |
| Figura 2.5 – Tipos correntes de armaduras ordinárias .....                                                                                                 | 8  |
| Figura 2.6 – Exemplo de aplicação de vidro laminado em guarda-corpos .....                                                                                 | 10 |
| Figura 2.7 – Exemplo de um revestimento betuminoso na <i>Glacis Bridge</i> , Alemanha .....                                                                | 11 |
| Figura 2.8 – Esquema do pavimento adoptado na <i>Mahlbusen Bridge</i> , em Rostock, Alemanha.....                                                          | 12 |
| Figura 2.9 – Esquema exemplificativo de um pavimento em betão.....                                                                                         | 13 |
| Figura 2.10 – Pavimento em madeira na <i>BP Bridge, Millenium Park</i> , Chicago, EUA.....                                                                 | 14 |
| Figura 2.11 – Ponte pedonal em <i>Lleida</i> , Espanha e o tipo de pavimento utilizado .....                                                               | 14 |
| Figura 2.12 – Ponte pedonal no <i>Tennessee</i> , EUA: Exemplo da aplicação do vidro no pavimento de uma ponte pedonal .....                               | 15 |
| Figura 2.13 – Alguns sistemas de drenagem possíveis.....                                                                                                   | 16 |
| Figura 2.14 – Altura dos guarda-corpos em pontes pedonais .....                                                                                            | 16 |
| Figura 2.15 – Exemplo da utilização de guardas inclinadas numa ponte pedonal e da forma como estas devem definir com clareza os limites do tabuleiro ..... | 17 |
| Figura 2.16 – Exemplo de ligação com uso de "gancho" de ancoragem.....                                                                                     | 18 |
| Figura 2.17 – Ponte pedonal Pedro e Inês, Coimbra: exemplo de aplicação de cores na iluminação de uma ponte pedonal .....                                  | 19 |
| Figura 2.18 – Diferentes tipos de colocação da iluminação em pontes pedonais .....                                                                         | 19 |
| Figura 2.19 – Espaçamentos entre os postes para diferentes tipos e de candeeiro e para diferentes alturas .....                                            | 20 |
| Figura 2.20 – Ponte pedonal em <i>Castleford</i> , no reino Unido: exemplo de iluminação colocada nos guarda-corpos.....                                   | 20 |
| Figura 2.21 – <i>Sacramento River Trail Bridge</i> (EUA): Exemplo de uma ponte do tipo <i>Stress Ribbon</i> ..                                             | 21 |
| Figura 2.22 – <i>Maldonado Bridge</i> , no Uruguai: um exemplo de uma ponte <i>Stress Ribbon</i> com pilares intermédios em "v" .....                      | 21 |
| Figura 2.23 – Ponte pedonal existente nas proximidades da FEUP, um exemplo de uma ponte do tipo <i>stress ribbon</i> .....                                 | 22 |
| Figura 2.24 – Alçado e secção transversal da ponte .....                                                                                                   | 23 |

|                                                                                                                                                                           |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.25 – Ponte <i>Sant'Angelo</i> , Roma, Itália .....                                                                                                               | 24 |
| Figura 2.26 – Anjo em pedra: um dos vários ornamentos da Ponte <i>Sant'Angelo</i> .....                                                                                   | 24 |
| Figura 2.27 – <i>Corktown Bridge</i> , Ottawa, Canadá .....                                                                                                               | 25 |
| Figura 2.28 – Ponte <i>Cowny</i> , Londres.....                                                                                                                           | 25 |
| Figura 2.29 – <i>Millenium Bridge</i> , Londres: exemplo moderno de um aponte pedonal suspensa.....                                                                       | 26 |
| Figura 2.30 – <i>Festival Center Footbridge</i> , Adelaide, Austrália: exemplo de uma ponte atirantada moderna .....                                                      | 27 |
| Figura 2.31 – Cordão de sete arames .....                                                                                                                                 | 27 |
| Figura 2.32 – Cordão helicoidal .....                                                                                                                                     | 28 |
| Figura 2.33 – Cordão <i>locked coil</i> .....                                                                                                                             | 28 |
| Figura 2.34 – Cordão de arames paralelos.....                                                                                                                             | 28 |
| Figura 2.35 – Comparação entre o desempenho dos cordões <i>locked coil</i> e helicoidais para alguns diâmetros correntes.....                                             | 29 |
| Figura 2.36 – Cabo de cordões paralelos .....                                                                                                                             | 30 |
| Figura 2.37 – <i>San Francisco – Oakland Bay Bridge</i> : representação da secção transversal dos cabos de suspensão utilizados, constituídos por múltiplos cordões ..... | 30 |
| Figura 2.38 – Exemplificação da protecção dos cabos contra a corrosão .....                                                                                               | 31 |
| Figura 2.39 – Dois tipos de bainha: com cavilha, a), e aparafusada, b).....                                                                                               | 32 |
| Figura 2.40 – Bainha com acessório hidráulicamente apertado.....                                                                                                          | 33 |
| Figura 2.41 – Ancoragem em pilar sem interrupção de cabos .....                                                                                                           | 33 |
| Figura 2.42 – Ancoragem em pilar com cabos cruzados no seu interior.....                                                                                                  | 34 |
| Figura 2.43 – Ancoragens em pilar sem cruzamento dos cabos.....                                                                                                           | 34 |
| Figura 2.44 – Pilar com pré-esforço transversal .....                                                                                                                     | 35 |
| Figura 2.45 – Ancoragem em pilar com chapas metálicas de transferência de forças .....                                                                                    | 35 |
| Figura 2.46 – Ancoragem de cabo em tabuleiro de betão.....                                                                                                                | 36 |
| Figura 2.47 – Ancoragem de cabo em tabuleiro metálico .....                                                                                                               | 36 |
| Figura 2.48 – Exemplo de ancoragem de cabo em tabuleiro misto.....                                                                                                        | 36 |

### 3. CONCEPÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

|                                                                                |    |
|--------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 3.1 – Soluções alternativas para a localização da ponte.....            | 38 |
| Figura 3.2 – Esquema de implantação da plataforma .....                        | 40 |
| Figura 3.3 – Esquema de implantação do tabuleiro.....                          | 41 |
| Figura 3.4 – Definição longitudinal do tabuleiro .....                         | 41 |
| Figura 3.5 – Esquema detalhado da configuração longitudinal do tabuleiro ..... | 42 |

|                                                                                       |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 3.6 – Representação do esquema estrutural para a solução suspensa.....         | 44 |
| Figura 3.7 – Vista transversal do tabuleiro na zona dos pilares .....                 | 44 |
| Figura 3.8 – Disposições correntes dos cabos em soluções atirantadas .....            | 45 |
| Figura 3.9 – Esquema longitudinal da solução atirantada .....                         | 46 |
| Figura 3.10 – Disposição e forma dos pilares .....                                    | 47 |
| Figura 3.11 – Geometria do cabo principal .....                                       | 47 |
| Figura 3.12 – Esquema e numeração dos cabos na solução atirantada .....               | 49 |
| Figura 3.13 – Esquema dos tabuleiros adoptados após fase de pré-dimensionamento ..... | 50 |
| Figura 3.14 – Combinação 1 .....                                                      | 51 |
| Figura 3.15 – Combinação 2 .....                                                      | 51 |
| Figura 3.16 – Combinação 3 .....                                                      | 51 |

#### 4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

|                                                                                                            |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 4.1 – Modelo simples para representação da questão da não-linearidade geométrica .....              | 56 |
| Figura 4.2 – Esquema da simulação das ligações entre os módulos do tabuleiro para a solução suspensa ..... | 60 |

#### 5. ANÁLISE DINÂMICA

|                                                                                                 |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 5.1 – Diferenças básicas entre comportamento estático e dinâmico.....                    | 63 |
| Figura 5.2 – Sistema simplificado de um grau de liberdade .....                                 | 64 |
| Figura 5.3 – Representação do equilíbrio de forças no sistema.....                              | 64 |
| Figura 5.4 – Deformação de um pórtico sujeito a uma acção de natureza dinâmica .....            | 65 |
| Figura 5.5 – Exemplo simples da não-linearidade geométrica na análise dinâmica .....            | 66 |
| Figura 5.6 – Imagens do colapso da Ponte Tacoma.....                                            | 67 |
| Figura 5.7 – Esquema do fenómeno de <i>flutter</i> .....                                        | 68 |
| Figura 5.8 – 1ª frequência própria em função do vão .....                                       | 69 |
| Figura 5.9 – Resposta de uma ponte em relação à sua rigidez.....                                | 70 |
| Figura 5.10 – Registo dos deslocamentos a meio vão para as soluções suspensa e atirantada ..... | 70 |
| Figura 5.11 – Valores comuns do coef. de amortecimento, $\xi$ , em pontes pedonais .....        | 77 |
| Figura 5.12 – Esquema representativo da equivalência de fluxos.....                             | 78 |
| Figura 5.13 – Determinação dos parâmetros para a determinação da acção harmónica.....           | 79 |
| Figura 5.14 – Aplicação da carga sinusoidal para modos de vibração verticais.....               | 80 |
| Figura 5.15 – Aplicação da carga sinusoidal para modos de vibração de torção.....               | 80 |

|                                                                                                    |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 5.16 – Exemplos de pontes pedonais em que foram implementadas medidas de amortecimento..... | 80 |
| Figura 5.17 – Exemplo da utilização de amortecedores viscosos .....                                | 87 |
| Figura 5.18 – Modelo de funcionamento de um TMD.....                                               | 87 |
| Figura 5.19 – Exemplo da utilização de um TMD .....                                                | 88 |

## 6. ANÁLISE ESTATICA

|                                                                                       |     |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 6.1 – Categorias de terreno e respectivos parâmetros.....                      | 91  |
| Figura 6.2 – Direcções da acção do vento em pontes.....                               | 92  |
| Figura 6.3 – Coeficiente $C_{fx,0}$ em pontes.....                                    | 92  |
| Figura 6.4 – Quantificação de $d_{tot}$ .....                                         | 93  |
| Figura 6.5 – Esquema ilustrativo do problema identificado .....                       | 94  |
| Figura 6.6 – Esquema ilustrativo das alterações estruturais produzidas.....           | 95  |
| Figura 6.7 – Esquema de disposição das sobrecargas para a combinação presente .....   | 98  |
| Figura 6.8 – Esquema de disposição das sobrecargas para a combinação considerada..... | 98  |
| Figura 6.9 – Disposição das sobrecargas para a combinação de acções considerada.....  | 99  |
| Figura 6.10 – Disposição das sobrecargas para o caso presente.....                    | 99  |
| Figura 6.11 – Esquema da disposição das sobrecargas .....                             | 99  |
| Figura 6.12 – Deslocamentos verticais do tabuleiro para a combinação C17.....         | 103 |
| Figura 6.13 – Deslocamentos verticais do tabuleiro para a combinação C18.....         | 103 |
| Figura 6.14 – Deslocamentos laterais do tabuleiro para a combinação C18 .....         | 103 |
| Figura 6.15 – Deslocamentos verticais do tabuleiro para a combinação C19.....         | 103 |
| Figura 6.16 – Deslocamentos verticais do tabuleiro para a combinação C20.....         | 103 |
| Figura 6.17 – Deslocamentos laterais do tabuleiro para a combinação C20 .....         | 103 |

## 7. DIMENSIONAMENTO DOS PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

|                                                                                                                                   |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 7.1 – Esquema transversal da estrutura do tabuleiro .....                                                                  | 105 |
| Figura 7.2 – Balizamento do comprimento de encurvadura .....                                                                      | 106 |
| Figura 7.3 – Esquema do método simplificado de avaliação da rigidez de rotação das vigas do tabuleiro.....                        | 106 |
| Figura 7.4 – Esquema explicativo da modelação efectuada para as vigas do tabuleiro para efeito de verificação segundo o EC3 ..... | 107 |
| Figura 7.5 – Resultados das verificações segundo o EC3 obtidos com o programa <i>Robot Millenium</i> .....                        | 107 |
| Figura 7.6 – Alterações produzidas no esquema estrutural do tabuleiro .....                                                       | 108 |

|                                                                                                                                                                |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 7.7 – Esquema explicativo da modelação efectuada para as vigas do tabuleiro para efeito de verificação segundo o EC3 após as alterações produzidas..... | 108 |
| Figura 7.8 – Resultados das verificações segundo o EC3 obtidos com o programa Robot Millenium após as alterações produzidas na estrutura.....                  | 109 |
| Figura 7.9 – Resultados das verificações segundo o EC3 obtidos com o programa Robot Millenium para os vãos extremos do tabuleiro .....                         | 91  |
| Figura 7.10 – Alterações produzidas no esquema estrutural do tabuleiro.....                                                                                    | 109 |
| Figura 7.11 – Cabos do tipo <i>locked coil</i> utilizados .....                                                                                                | 110 |
| Figura 7.12 – Características principais dos cabos utilizados.....                                                                                             | 110 |
| Figura 7.13 – Esquema das ancoragens a adoptar .....                                                                                                           | 111 |
| Figura 7.14 – Bainhas utilizadas retiradas do catálogo comercial do fabricante Bridon.....                                                                     | 111 |
| Figura 7.15 – Esforços de dimensionamento dos pilares .....                                                                                                    | 112 |
| Figura 7.16 – Modelação dos pilares .....                                                                                                                      | 113 |
| Figura 7.17 – Resultado da verificação de segurança dos pilares de acordo com o EC3 efectuada com o programa Robot Millenium.....                              | 113 |
| Figura 7.18 – Cenário geológico adoptado .....                                                                                                                 | 114 |
| Figura 7.19 – Geometria adoptada para a sapata .....                                                                                                           | 116 |
| Figura 7.20 – Diagramas de esforços na viga de equilíbrio .....                                                                                                | 117 |
| Figura 7.21 – Esquema representativo das fundações a utilizar .....                                                                                            | 117 |
| Figura 7.22 – Esquema das armaduras utilizadas nas sapatas.....                                                                                                | 118 |
| Figura 7.23 – Esquema das armaduras da viga de equilíbrio.....                                                                                                 | 119 |
| Figura 7.24 – Pormenor de ancoragem.....                                                                                                                       | 119 |
| Figura 7.25 – Capacidade da ancoragem com cabos para um coeficiente de segurança de 2 em relação à rotura.....                                                 | 120 |
| Figura 7.26 – Esquema das ancoragens dos cabos .....                                                                                                           | 122 |
| Figura 7.27 – Esquema de implantação das ancoragens, mostrando que estas não interferem com a estrutura do edifício .....                                      | 122 |
| Figura 7.28 – Sequencia de operações na execução da ancoragem.....                                                                                             | 123 |
| Figura 7.29 – Esquema dos elementos verticais metálicos adoptados para as guardas .....                                                                        | 125 |
| Figura 7.30 – Esquema representativo dos elementos metálicos horizontais utilizados .....                                                                      | 125 |

## 8. PROCESSO CONSTRUTIVO

|                                                             |     |
|-------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 8.1 – Colocação dos pilares .....                    | 127 |
| Figura 8.2 – Colocação dos cabos ancorados no terreno.....  | 128 |
| Figura 8.3 – Construção dos vãos extremos do tabuleiro..... | 128 |

|                                                                    |     |
|--------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 8.4 – Montagem dos módulos centrais do tabuleiro, I .....   | 128 |
| Figura 8.5 – Montagem dos módulos centrais do tabuleiro, II .....  | 128 |
| Figura 8.6 – Montagem dos módulos centrais do tabuleiro, III ..... | 129 |
| Figura 8.7 – Montagem dos módulos centrais do tabuleiro, IV .....  | 129 |
| Figura 8.8 – Colocação do módulo de "fecho" do tabuleiro .....     | 129 |



## ÍNDICE DE TABELAS

### 2. ESTADO DE ARTE

|                                                                                          |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 2.1 – Aplicações correntes para vários tipos de cabo .....                        | 23 |
| Tabela 2.2 – Módulos de elasticidade de alguns cabos produzidos pela <i>Bridon</i> ..... | 24 |

### 3. CONCEPÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

|                                                                                                             |    |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 3.1 – Quadro resumo das classes de resistência do betão e principais características mecânicas ..... | 45 |
| Tabela 3.2 – Quadro resumo do pré-dimensionamento dos cabos.....                                            | 49 |
| Tabela 3.3 – Esforços de pré-dimensionamento dos cabos de atirantamento.....                                | 50 |
| Tabela 3.4 – Esforços de dimensionamento do pilar para a solução suspensa.....                              | 53 |
| Tabela 3.5 – Quadro de pré-dimensionamento do pilar para a solução suspensa .....                           | 53 |
| Tabela 3.6 – Esforços de dimensionamento do pilar para a solução atirantada .....                           | 54 |
| Tabela 3.7 – Quadro de pré-dimensionamento do pilar para a solução atirantada.....                          | 54 |

### 4. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

|                                                                 |    |
|-----------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 4.1 – Redução das propriedades mecânicas dos cabos ..... | 58 |
|-----------------------------------------------------------------|----|

### 5. ANÁLISE DINÂMICA

|                                                                                                                                         |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 5.1 – Primeiras 12 frequências próprias calculadas para as soluções suspensa e atirantada ..                                     | 73 |
| Tabela 5.2 – Caracterização dos modos de vibração com frequência situada na gama crítica .....                                          | 73 |
| Tabela 5.3 – Situações de projecto relevantes .....                                                                                     | 75 |
| Tabela 5.4 – Classes de tráfego pedonal .....                                                                                           | 76 |
| Tabela 5.5 – Classes de conforto.....                                                                                                   | 76 |
| Tabela 5.6 – Cálculo do número equivalente de peões, $n'$ , de acordo com o modelo de carga .....                                       | 78 |
| Tabela 5.7 – Quadro-resumo do cálculo das acções sinusoidais.....                                                                       | 81 |
| Tabela 5.8 – Acelerações calculadas para a solução suspensa .....                                                                       | 82 |
| Tabela 5.9 – Modos de vibração da solução suspensa com laje de betão .....                                                              | 83 |
| Tabela 5.10 – Quadro-resumo do cálculo das acções sinusoidais.....                                                                      | 83 |
| Tabela 5.11 – Acelerações calculadas para a solução suspensa após alteração da sua massa.....                                           | 84 |
| Tabela 5.12 – Acelerações calculadas para a solução suspensa após alteração da sua massa e aumento do seu amortecimento estrutural..... | 86 |

## 6. ANÁLISE ESTÁTICA

|                                                                                                                                                            |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 6.1 – Quadro resumo do cálculo da velocidade média do vento .....                                                                                   | 91  |
| Tabela 6.2 – Forças equivalentes à acção do vento a aplicar nos cabos.....                                                                                 | 94  |
| Tabela 6.3 – Principais características dos elementos estruturais usados inicialmente .....                                                                | 95  |
| Tabela 6.4 – Deslocamentos máximos registados inicialmente no tabuleiro.....                                                                               | 96  |
| Tabela 6.5 – Principais características dos elementos estruturais da estrutura modificada .....                                                            | 96  |
| Tabela 6.6 – Deslocamentos máximos registados no tabuleiro após modificação da estrutura .....                                                             | 96  |
| Tabela 6.7 – Primeiras frequências naturais calculadas para a estrutura .....                                                                              | 97  |
| Tabela 6.8 – Quadro resumo dos esforços máximos relevantes obtidos para cada um dos elementos estruturais e para as várias combinações consideradas .....  | 99  |
| Tabela 6.9 – Numeração e descrição das combinações com sobrecarga de utilização como acção variável principal .....                                        | 100 |
| Tabela 6.10 – Quadro resumo dos esforços máximos relevantes obtidos para cada um dos elementos estruturais e para as várias combinações consideradas ..... | 101 |
| Tabela 6.11 – Numeração e descrição das combinações com temperatura ou vento como acção variável principal .....                                           | 101 |
| Tabela 6.12 – Quadro resumo dos esforços máximos relevantes obtidos para cada um dos elementos estruturais e para as várias combinações consideradas ..... | 102 |
| Tabela 6.13 – Quadro resumo dos esforços máximos para ELU .....                                                                                            | 102 |
| Tabela 6.14 – Numeração e descrição das combinações de serviço.....                                                                                        | 102 |
| Tabela 6.15 – Deslocamentos laterais máximos do tabuleiro para as combinações de serviço definidas .....                                                   | 104 |
| Tabela 6.16 – Deslocamentos verticais máximos do tabuleiro para as combinações de serviço definidas .....                                                  | 104 |

## 7. DIMENSIONAMENTO DOS PRINCIPAIS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

|                                                                          |     |
|--------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 7.1 – Esforços máximos nas vigas do tabuleiro .....               | 105 |
| Tabela 7.2 – Esforços de dimensionamento dos pilares.....                | 112 |
| Tabela 7.3 – Esforços de dimensionamento das fundações.....              | 114 |
| Tabela 7.4 – Propriedades mecânicas de cálculo do solo de fundação ..... | 115 |
| Tabela 7.5 – Escolha da geometria da viga de equilíbrio .....            | 116 |

## 9. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

|                                          |     |
|------------------------------------------|-----|
| Tabela 9.1 – Estimativa orçamental ..... | 131 |
|------------------------------------------|-----|



## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A- Área

Aref - Área de referência

As - Área da secção duma armadura

b - Largura da secção

b - Largura da secção

B - Largura do maciço

c - Amortecimento

c' - Coesão efectiva do solo

Cdir - Factor direccional do vento

Cforma - Coeficiente de forma

Co - Coeficiente orográfico

Cr - Coeficiente de rugosidade

Csea - Factor de época do vento

d - Altura útil de uma secção

D - Diâmetro

$d_0$  – contra-flecha no estado não carregado;

$d_1$  – flecha devida às acções permanentes;

$d_2$  – flecha devida aos valores reduzidos das acções variáveis

Ds - Diâmetro da furação da ancoragem

Ds - Diâmetro da furação da ancoragem

dtotal - Altura equivalente do tabuleiro

e - Espessura da parede

E - Módulo de elasticidade

F - Força

f - Frequência natural

fcd - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

fck - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão

$F_{mola}$  - Força da mola

$f_s$  - Frequência da passada

Fsd - Valor de cálculo duma força actuante

$f_u$  - Valor da tensão de rotura à tracção

Fw - Força equivalente à acção do vento

$f_y$  - Valor da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão armado

Gk - Valor característico duma acção permanente

h - Altura de uma secção

Hrd – Valor de cálculo da força horizontal resistente

Hsd – Valor de cálculo da força horizontal actuante

I - Momento de Inércia

i - Raio de giração

IRS - Injecção repetitiva e selectiva

K - Rigidez

$K_G$  - Rigidez geométrica

$K_L$  - Rigidez linear

kr - Factor de terreno

L - Comprimento

L - Comprimento de um elemento ou vão

le - Comprimento de encurvadura

LS - Comprimento de amarração da ancoragem

M - Matriz de massa

m - Massa de um elemento

Mrd - Valor de cálculo do momento resistente

Msd - Valor de cálculo do momento flector actuante

N - Esforço normal

n - Número de peões

n' - Número equivalente de peões

$N_c, N_q, N_y$  - Factores de capacidade de carga

Ncr - Carga crítica de Euler

Ø - Diâmetro

Ø - Vector do modo próprio ou o factor de amplificação dinâmica

Ø' - Ângulo de atrito do solo

P - Componente da força devida a um peão isolado

P - Força ou pressão actuante no vidro

Qk - Valor característico duma acção variável

qp - Pressão de pico do vento

$q_{ult}$  - Capacidade de carga do terreno

$q_{ult}$  - Capacidade de carga do terreno

$S$  - Área da superfície carregada

$Sc, Sq, Sy$  - Coeficientes correctivos devido à forma da fundação

$t$  - Tempo

$T_{ancoragem}$  - Força resistente pela ancoragem

$u$  - Deslocamento

$V_m$  - Velocidade média do vento

$V_{rd}$  - Valor de cálculo do esforço transversal resistente

$V_{sd}$  - Valor de cálculo do esforço transversal actuante ou valor de cálculo da força vertical actuante

$W_k$  - Pressão dinâmica do vento

$x, y, z$  - Coordenadas

$z_0$  - Comprimento de rugosidade

$z_{0,II}$  - Comprimento de rugosidade de um terreno de categoria II

$\alpha$  - Coeficiente de dilatação térmica ou ângulo ou coeficiente de participação de Fourier

$\gamma$  - Peso volúmico do solo

$\gamma_{G,j}$  - Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes excepto pré-esforço

$\gamma_{Q,j}$  - Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis

$\Delta$  - Deslocamento

$\Delta T$  - Variação de temperatura

$\lambda$  - Esbelteza de um elemento

$\mu$  - Valor reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente

$\nu$  - Valor reduzido do valor de cálculo do esforço normal resistente ou coeficiente de Poisson

$\xi$  - Coeficiente de amortecimento

$\rho$  - Massa volúmica ou densidade do ar

$\sigma_{rd}$  - Valor de cálculo da tensão resistente

$\sigma_{sd}$  - Valor de cálculo da tensão actuante

$\tau$  - Tensão de corte

$\Psi$  - Coeficiente de redução

$\Psi$  - Designação genérica dos coeficientes que determinam os valores reduzidos das acções

$\omega$  - Frequência angular

$\omega_0$  - Frequência angular de análise linear

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

AEFEUP - Associação de Estudantes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

INEGI - Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial

INESC - Instituto de Engenharia de Sistemas e Computadores

EUA - Estados Unidos da América

d.C. - Depois de Cristo

LC - Locked Coil

PVB - Polivinil butiral

ELU - Estado limite último

ELS - Estado limite de serviço

EC - Eurocódigo

CT - Classe de tráfego

CC - Classe de conforto

TMD - Tuned Mass Damper

TLD - Tuned liquid damper

VD - Viscous Damper

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



# 1

## Introdução

### 1.1. ÂMBITO DO PROJECTO E OBJECTIVOS

Localizadas na Rua Dr. Roberto Frias, nas proximidades do Hospital de São João, e pertencentes ao pólo *II* da Universidade do Porto, as novas instalações da FEUP, em funcionamento desde 2001, impressionam pela sua dimensão. Estão implantadas numa área total com cerca de 90.000 m<sup>2</sup> e dela fazem parte vários edifícios, divididos por 6 departamentos, blocos de aulas, auditório, cantina, cafetaria, biblioteca, instalações do INEGI e INESC e as instalações da AEFEUP.

As instalações da AEFEUP foram inauguradas apenas no ano de 2008. Até então, a Associação de Estudantes (AEFEUP) fazia uso de instalações tidas como provisórias, inseridas no bloco de aulas principal, o bloco B. A mudança permitiu uma significativa melhoria das condições dos órgãos dela dependentes (associação de estudantes, bar dos alunos e centro de cópias), mas revelou alguns outros problemas, entre eles o dos acessos disponíveis.

Diariamente utilizados por milhares de alunos, os órgãos ali localizados sofreram uma queda de afluência muito significativa desde que se efectuou a mudança. Em grande parte, a queda deveu-se aos acessos disponíveis para esta nova localização. Na origem do problema estará o facto de terem sido aproveitados acessos já existentes em lugar de terem sido criados outros pensados propositadamente para o problema e, portanto, mais bem adaptados à nova conjuntura.

Como forma de resolver esta questão, foi pensada a criação de um acesso sob a forma de uma ponte pedonal que permita melhorar as condições de acesso dos utilizadores a estas novas instalações.

O presente trabalho visa a apresentação de algumas soluções possíveis para este problema, tendo sido testada, em especial, a implementação de soluções metálicas e com um esquema estrutural assente em sistemas de cabos, por conciliarem de modo assinalável as vertentes estética, funcional e económica que estão envolvidas.

Atendendo a que este tipo de estruturas resulta, geralmente, numa estrutura bastante leve e flexível, são-lhe muitas das vezes associados problemas relativos ao seu comportamento dinâmico quando excitadas por grupos de peões. Este aspecto foi alvo de particular atenção no desenvolvimento deste estudo, merecendo tratamento em capítulo próprio. Este consistiu no estudo e comparação dos comportamentos dinâmicos de duas soluções possíveis para o esquema estrutural a adoptar, uma suspensão e uma atirantada. Foram ainda estudadas medidas possíveis para a melhoria do comportamento dinâmico destas estruturas.

Em resultado do referido estudo comparativo, a solução tida como mais interessante foi alvo de um tratamento mais pormenorizado que incluiu o dimensionamento dos seus principais elementos estruturais.



# 2

## ESTADO DE ARTE

### 2.1. ASPECTOS GERAIS

Uma ponte pedonal é, por definição, uma ponte pensada e projectada para ser usada por pedestres ou, em alguns casos, preparada para ciclistas ou ainda tráfego animal. Atendendo a estes tipos de tráfego, auferimos que a travessia de uma ponte pedonal é, geralmente, feita de um modo lento, pelo menos o suficiente para que esta possa ser tocada e calmamente observada por quem a atravessa. Este aspecto torna a relação da ponte pedonal com o utilizador muito mais directa do que na generalidade das outras pontes, algo que tem influência no nível de detalhe com que o seu projecto deve ser tratado.

O projecto de uma ponte pedonal oferece ao projectista uma liberdade de escolha que, à partida, não lhe seria permitida noutro tipo de pontes. Por exemplo:

- O traçado da ponte em planta pode ser definido de uma forma livre, com curvaturas muito mais acentuadas do que seria permitido para qualquer outro tipo de ponte;
- Comparativamente ao caso de pontes rodoviárias ou ferroviárias, as pontes pedonais permitem uma maior liberdade na escolha da inclinação do tabuleiro, propiciando o desenvolvimento de esquemas estruturais menos usuais;
- A madeira, alumínio ou mesmo vidro são alguns dos materiais que podem ser usados para substituir os pavimentos em asfalto ou betão, normalmente usados nas pontes rodoviárias;
- A escolha dos materiais a aplicar nos guarda-corpos pode também ser feita mais livremente;
- Dado o reduzido nível de cargas para os quais uma ponte pedonal é dimensionada, o projectista tem oportunidade de desenvolver soluções muito leves e esbeltas;
- As pontes pedonais são mais facilmente adaptáveis a novos materiais ou esquemas estruturais dado a sua introdução poder ser feita a custos relativamente baixos.

### 2.2. MATERIAIS

A secção deste trabalho relativa aos materiais baseia-se nas publicações da disciplina de Materiais de Construção I da FEUP, relativas a madeiras e metais e ligas metálicas [15], [16].

#### 2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A escolha dos materiais a adoptar em projecto está dependente de diversas variáveis, entre elas a sua adaptabilidade aos esquemas estruturais entretanto já decididos. As propriedades mecânicas, a estética, o custo e a funcionalidade, são factores a ter em atenção no processo de escolha.

Conforme aquilo que foi já exposto em pontos anteriores, existem factores que se prendem com o enquadramento estético e funcional da obra que tornam essencial que a escolha dos materiais a empregar possa conduzir a uma solução globalmente esbelta e transparente.

Atendendo a estas exigências, fez-se a seguinte atribuição de materiais para cada um dos elementos:

- Para o tabuleiro será ensaiada uma solução metálica, constituída por perfis metálicos IPE. No caso de este tipo de tabuleiro apresentar deficiências no seu comportamento, será considerada como alternativa uma solução mista aço-betão;
- Para os pilares e torres de suspensão serão testadas soluções metálicas em secção tubular;
- Para o pavimento do tabuleiro será usada madeira;
- As guardas serão construídas em vidro;

## 2.2.2. Aço

### 2.2.2.1. Aço estrutural

O aço é uma liga metálica formada essencialmente por ferro e carbono, com percentagens deste último que variam, correntemente, entre os 0,008 os 2,11%. Esta percentagem é determinante para as propriedades que o material apresenta.

O aço é, actualmente, um dos materiais com maior número de aplicações na construção, sendo usado com frequência em obras correntes como pontes ou edifícios, seja em elementos estruturais, armaduras, coberturas, canalizações, etc.

Um dos principais motivos que tornam o aço um material tão procurado para a construção é a sua elevada resistência mecânica, situada entre os 360 e os 550 MPa para o aço macio corrente e podendo atingir os 1860 MPa para um aço de alta resistência. Apesar da sua elevada massa volúmica (cerca de 7850 kg/m<sup>3</sup>), a gama de resistências que pode atingir fazem do aço um material correntemente associado a construções leves e assinalavelmente esbeltas.

Para além disso, o aço é produzido sob condições cuidadosamente controladas e as suas propriedades são determinadas em laboratório, sendo referidas nos documentos de certificação emanados do produtor.

| Tipo de aço                                                                                                                    | Espessura t mm*)           |                            |                            |                            |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
|                                                                                                                                | t ≤ 40mm                   |                            | 40mm < t ≤ 100mm**)        |                            |
|                                                                                                                                | $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> ) |
| EN 10025:                                                                                                                      |                            |                            |                            |                            |
| Fe 360                                                                                                                         | 235                        | 360                        | 215                        | 340                        |
| Fe 430                                                                                                                         | 275                        | 430                        | 255                        | 410                        |
| Fe 510                                                                                                                         | 355                        | 510                        | 335                        | 490                        |
| prEN 10113:                                                                                                                    |                            |                            |                            |                            |
| Fe E 275                                                                                                                       | 275                        | 390                        | 255                        | 370                        |
| Fe E 355                                                                                                                       | 355                        | 490                        | 335                        | 470                        |
| *) t é a espessura nominal da peça                                                                                             |                            |                            |                            |                            |
| **) 63 mm para chapas e outros produtos planos de aço em conformidade com o estado de fornecimento TM indicado na prEN 10113-3 |                            |                            |                            |                            |

Figura 2.1 - Valores nominais da tensão de cedência,  $f_y$ , e da tensão de rotura,  $f_u$ , para aços de acordo com a EN 10025 ou o prEN 10113 [13];

As propriedades mecânicas do aço são significativamente afectadas pela exposição a temperaturas elevadas, sendo de particular relevância neste campo o seu comportamento ao fogo.

No que respeita a variações da temperatura ambiente, estas provocam no material dilatações/contracções que são função do seu coeficiente de dilatação térmica,  $1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ .

Entre as desvantagens deste material encontram-se os cuidados que este exige a fim de precaver eventuais problemas que possam advir do fenómeno de corrosão. Este fenómeno ocorre quando o material está sujeito a ambientes quimicamente agressivos e de elevada humidade relativa do ar, traduzindo-se no seu aumento de volume acompanhado por uma diminuição da secção efectivamente resistente. Torna-se necessária, deste modo, a tomada de medidas que acautelem este fenómeno que podem passar pela utilização de aços de resistência melhorada à corrosão ou de pinturas e revestimentos protectores.

No presente projecto adoptou-se a utilização de aço Fe 510 – segundo a norma EN 10025 – para os elementos estruturais correntes – vigas do tabuleiro, pilares, guardas metálicas, etc.

#### 2.2.2.2. Aço de alta resistência – cabos de aço

Em estruturas de cabos é vulgar o recurso a cabos ou cordões de aço de alta resistência, que atingem facilmente tensões de rotura a rondar os 1800 MPa. Este tipo de material tem também grande aplicação em cabos de pré-esforço.

As elevadas resistências neste tipo de cabos são justificadas com a função que normalmente lhes é atribuída. Os cabos de pré-esforço induzem, às estruturas onde estão inseridos, um momento flector contrário ao que será aplicado pelo peso próprio e pelas outras acções externas, sendo o seu uso normalmente associado a situações em que os esforços desenvolvidos são elevados. Assim, é natural que, para se produzir o efeito desejado o cabo fique sujeito a um esforço elevado de tracção, a que um aço estrutural normal não resistiria. Situação semelhante ocorre nas estruturas de cabos, como as pontes, em que este elemento se assume como um dos principais elementos estruturais, sendo igualmente sujeito a esforços de grandeza elevada.



Figura 2.2 - Exemplos de cabos de aplicação estrutural;

Para os cabos de aço a utilizar na estrutura foi adoptada a utilização de aços de alta resistência seguindo como referência os que se encontram catalogados pelos fabricantes Tensoteci e BRIDON, [9] e [10], com valores da tensão de cedência com valores entre 1500 e os 1600 MPa e um módulo de elasticidade da ordem dos 165 a 180 GPa. O tipo de aço utilizado nos cabos tem uma massa volúmica que ronda os  $8175 \text{ kg/m}^3$ , um valor que é ligeiramente superior ao dos aços correntes.

Os fabricantes referidos apresentam uma gama variada de produtos, tendo sido equacionada a utilização de cabos do tipo “*locked coil*” e, eventualmente, “*open spiral strand*”. O primeiro tipo de cabos referido é formado por tranças de fios de aço de alta resistência galvanizados a quente. Este tipo de cabo possui um núcleo interno de fios redondos e uma ou mais camadas exteriores de fios em “z”, cujo objectivo é o de tornar a secção mais compacta e de servir de protecção ao ataque de agentes exteriores. Esta configuração confere ainda ao cabo uma superfície exterior lisa e com um agradável aspecto (Figura 2.3).

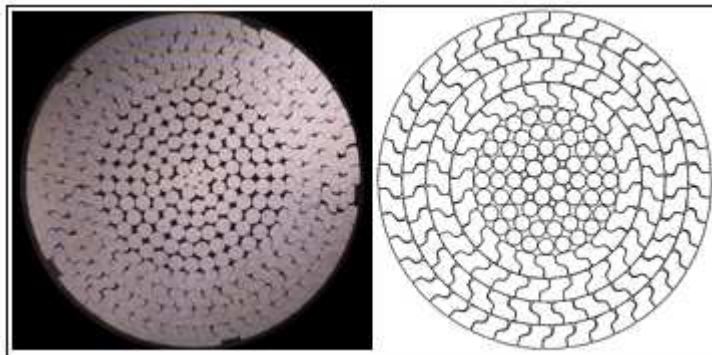


Figura 2.3- Secção transversal de um cabo do tipo “*Locked coil*”;

Pode encontrar-se em anexo o catálogo do fabricante *Tensoteci* e *BRIDON* que serviram de referência na escolha dos cabos utilizados na estrutura.

### 2.2.3. BETÃO ARMADO

Como o próprio nome o indica, o betão armado consiste num compósito formado por dois materiais, o betão - dotado de um bom comportamento à compressão – e o aço, que visa conferir ao conjunto a resistência à tracção de que o betão, por si só, carece.



Figura 2.4- Montagem das armaduras de uma laje de piso em betão armado e respectiva betonagem;

O betão é um material heterogéneo, mesmo macroscopicamente, constituído pela mistura devidamente proporcionada de agregados, em geral brita ou godo e areia, um ligante hidráulico, água e, eventualmente, adjuvantes e/ou adições.

Numa obra, os elementos estruturais em betão são, geralmente, betonados *in situ* e, desde que sejam utilizados os materiais adequados, a sua qualidade irá depender sobretudo da mão-de-obra que o produz, coloca e cura. Atendendo a que, muitas das vezes, a mão-de-obra que é utilizada não é especializada, ao contrário do que acontece em outras tarefas ligadas à construção, torna-se extremamente importante que a produção deste material seja controlada e fiscalizada.

O comportamento do betão fresco e enquanto plástico é de extrema importância na definição da sua complexa estrutura interna, sendo que desta estão dependentes as propriedades do material quando endurecido. Atenda-se ainda a que a estrutura interna, e consequentemente as propriedades deste material endurecido, vão evoluindo com o tempo, interagindo com as condições ambientais a que estará exposto durante a sua vida útil.

Deve estar ainda presente na mente do projectista que este material padece de problemas ligados com a retracção e fluência, que se vão agravando com a sua idade e devem ser alvo de especial atenção.

Ainda que, como se viu, as suas características possam apresentar uma variabilidade considerável, como regra geral este material apresenta as seguintes propriedades:

Boa trabalhabilidade, tratando-se de um material facilmente moldável enquanto fresco;

Peso volúmico não demasiado elevado, com valores que rondam os  $24\text{kN/m}^3$ . Existem, ainda, betões denominados “leves”, que apresentam valores inferiores a este;

Bom comportamento quando sujeito à compressão, com resistências situadas num intervalo entre os 12 e os 50 MPa;

Resistência à tracção muito limitada, correspondendo a cerca de 10% da sua resistência à compressão.

Em função da sua composição, o betão é agrupado segundo classes de resistência, cujas principais características se resumem na Tabela 3.1.

Tabela 2.1- Quadro resumo das classes de resistência do betão e principais características mecânicas;

| Classe de resistência | C12/15 | C16/20 | C20/25 | C25/30 | C30/37 | C35/45 | C40/50 | C45/55 | C50/60 |
|-----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| $f_{ck}$ [MPa]        | 12     | 16     | 20     | 25     | 30     | 35     | 40     | 45     | 50     |
| $f_{ctm}$ [MPa]       | 1.6    | 1.9    | 2.2    | 2.6    | 2.9    | 3.2    | 3.5    | 3.8    | 4.1    |
| $f_{ctk\ 0,05}$ [MPa] | 1.1    | 1.3    | 1.5    | 1.8    | 2      | 2.2    | 2.5    | 2.7    | 2.9    |
| $f_{ctk\ 0,95}$ [MPa] | 2      | 2.5    | 2.9    | 3.3    | 3.8    | 4.2    | 4.6    | 4.9    | 5.3    |
| $E_{cm}$ [GPa]        | 26     | 27.5   | 29     | 30.5   | 32     | 33.5   | 35     | 36     | 37     |

Como referido, este material é vulgarmente utilizado em obra não enquanto betão simples, mas antes enquanto betão armado, ou seja, com uma armadura metálica que visa melhorar o comportamento do conjunto quando submetido à tracção. Aquando da colocação de armadura, é importante ter em consideração os efeitos que o ataque de cloretos pode ter sobre este material. O ião cloro promove a sua oxidação sob a forma de ferrugem. A oxidação das armaduras provoca não só a diminuição da secção, como também expansões, que acabam por romper o revestimento do betão e agravam ainda mais o processo de corrosão. Deste modo, torna-se importante controlar a quantidade de cloretos presente no betão.

As armaduras para o betão armado apresentam-se geralmente sob a forma de varões, fios, redes e armaduras especiais. Resumem-se na Figura 2.5 os tipos mais correntes de armaduras ordinárias.

| Designação             | Processo de fabrico          | Configuração da superfície | Características de aderência | Características mecânicas                        |                                 |                                                         |                                 |                                                                                        |                         |                         |                         |
|------------------------|------------------------------|----------------------------|------------------------------|--------------------------------------------------|---------------------------------|---------------------------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
|                        |                              |                            |                              | Tração <sup>(1)</sup>                            |                                 |                                                         | Dobragem <sup>(2)</sup>         |                                                                                        |                         |                         |                         |
|                        |                              |                            |                              | Tensão de cedência $f_{yk}$ <sup>(3)</sup> (MPa) | Tensão de rotura $f_{tk}$ (MPa) | Extensão após rotura $\epsilon_{uk}$ <sup>(4)</sup> (%) | Dobragem simples <sup>(5)</sup> | Dobragem-desdobragem <sup>(6)</sup> conforme o diâmetro dos varões, $\varnothing$ (mm) |                         |                         |                         |
|                        |                              |                            |                              |                                                  |                                 |                                                         |                                 | 12 < $\varnothing$ ≤ 18                                                                | 18 < $\varnothing$ ≤ 25 | 25 < $\varnothing$ ≤ 32 | 32 < $\varnothing$ ≤ 40 |
| A235 NL                | Laminado a quente            | Lisa                       | Normal                       | 235                                              | 360                             | 24                                                      | 2 $\varnothing$                 | —                                                                                      | —                       | —                       | —                       |
| A235 NR                |                              | Rugosa                     | Alta                         |                                                  |                                 |                                                         | 2 $\varnothing$ <sup>(7)</sup>  | 5 $\varnothing$                                                                        | 7 $\varnothing$         | 8 $\varnothing$         | 10 $\varnothing$        |
| A400 NR                | Laminado a quente            | Rugosa                     | Alta                         | 400                                              | 460                             | 14                                                      | 3 $\varnothing$ <sup>(7)</sup>  | 6 $\varnothing$                                                                        | 8 $\varnothing$         | 10 $\varnothing$        | 12 $\varnothing$        |
| A400 ER                | Endurecido a frio            | Rugosa                     | Alta                         | 400                                              | 460                             | 12                                                      | 3 $\varnothing$ <sup>(7)</sup>  | 6 $\varnothing$                                                                        | 8 $\varnothing$         | 10 $\varnothing$        | 12 $\varnothing$        |
| A400 EL                | Endurecido a frio com torção | Lisa                       | Normal                       |                                                  |                                 |                                                         | 4 $\varnothing$                 | —                                                                                      | —                       | —                       | —                       |
| A500 NR                | Laminado a quente            | Rugosa                     | Alta                         | 500                                              | 550                             | 12                                                      | 4 $\varnothing$ <sup>(7)</sup>  | 8 $\varnothing$                                                                        | 10 $\varnothing$        | 12 $\varnothing$        | 14 $\varnothing$        |
| A500 ER                | Endurecido a frio            | Rugosa                     | Alta                         | 500                                              | 550                             | 10                                                      | 4 $\varnothing$ <sup>(7)</sup>  | 8 $\varnothing$                                                                        | 10 $\varnothing$        | 12 $\varnothing$        | 14 $\varnothing$        |
| A500 EL <sup>(8)</sup> | Endurecido a frio            | Lisa                       | Normal                       |                                                  |                                 |                                                         | 4 $\varnothing$                 | —                                                                                      | —                       | —                       | —                       |

<sup>(1)</sup> Ensaio segundo a Norma Portuguesa NP-105. Para os aços endurecidos, estas características devem ser determinadas após envelhecimento artificial (30 minutos a 250 °C e arrefecimento à temperatura ambiente).

<sup>(2)</sup> Os valores indicados no quadro designam os diâmetros dos mandris, sendo  $\varnothing$  o diâmetro dos varões.

<sup>(3)</sup> Ou tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%,  $f_{0,2\%}$ .

<sup>(4)</sup> Comprimento de referência inicial igual a 50.

<sup>(5)</sup> Ensaio segundo a Norma Portuguesa NP-173, com ângulo de dobragem de 180°.

<sup>(6)</sup> Dobragem a 90° segundo a Norma Portuguesa NP-173, seguida de aquecimento durante 30 min a 100 °C, arrefecimento à temperatura ambiente e posterior desdobragem de 20%.

<sup>(7)</sup> Somente exigido para varões com diâmetro igual ou menor que 12 mm.

<sup>(8)</sup> Somente sob a forma de redes electrossoldadas.

Figura 2.5- Tipos correntes de armaduras ordinárias, [14];

Para o presente projecto adoptou-se a utilização de betão C30/37 que, de acordo com a Tabela 2.1 apresenta uma tensão de rotura à compressão de 30 MPa e um módulo de elasticidade de 32 GPa.

Para as armaduras ordinárias consideraram-se armaduras constituídas por varões de aço A 500 NR, de acordo com a Figura 2.5.

#### 2.2.4. MADEIRA

A madeira é um material produzido a partir do tecido formado pelas plantas lenhosas com funções de sustentação mecânica. É um material orgânico, sólido, de composição complexa, onde predominam as fibras de celulose e hemicelulose unidas por lenhina.

Sendo um material naturalmente resistente e leve, é frequentemente utilizado para fins estruturais e de sustentação de construções.

No entanto, este material compete directamente com outros, como o aço ou o betão, cujo aparecimento possibilitou o surgimento de novas e mais arrojadas estruturas, algo que veio ao encontro da necessidade crescente de desenvolvimento que afecta as sociedades modernas. Paralelamente, ocorreu um rápido progresso no domínio de cálculo de estruturas e no conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais. Estes foram alguns dos factores que ajudaram a transformar a madeira, de emprego mais empírico e tradicional, num recurso cada vez mais obsoleto, ficando quase relegada à execução de estruturas provisórias, cimbres e cofragens.

Nos últimos anos, tem-se assistido a um esforço que pretende restaurar a madeira como material principal de construção, que passa pelo desenvolvimento de peças de secção composta que se aproxima das que são características do aço, o emprego de estruturas laminadas coladas, o progresso nos contraplacados e aglomerados e um melhor conhecimento das suas propriedades mecânicas.

A madeira, enquanto material de construção, apresenta várias vantagens, sendo que algumas delas são de seguida enumeradas:

- A madeira pode ser obtida em grandes quantidades e a um preço relativamente baixo. As reservas renovam-se por si mesmas, tornando o material permanentemente disponível;
- Pode ser produzida em peças com dimensões estruturais que podem ser rapidamente desdobradas em peças mais pequenas, adaptando-se com facilidade às necessidades;
- Pode ser trabalhada com ferramentas simples e é, com frequência, reutilizável;
- Permite ligações e emendas facilmente exequíveis;
- O seu aspecto natural apresenta grande variedade de padrões;
- Apresenta boas condições naturais de isolamento térmico e acústico.
- É um material que se mostra capaz de resistir tanto a esforços de compressão como de tracção;
- Tem uma baixa massa volúmica e uma resistência mecânica elevada. Pode apresentar a mesma resistência à compressão que um betão de resistência razoável, sendo que apresenta uma resistência à flexão que pode ser cerca de dez vezes superior à do betão simples, assim como a resistência ao corte;

Em contrapartida, este material apresenta algumas limitações que devem ser cuidadosamente ponderadas antes de se decidir pelo seu emprego como material de construção:

- É um material fundamentalmente heterogéneo e anisotrópico;
- É bastante vulnerável aos agentes externos. A sua durabilidade é limitada e implica a tomada de medidas preventivas;
- É facilmente combustível;
- Está disponível sob formas limitadas, em geral alongadas e de secção transversal reduzida;

A propósito de algumas das desvantagens referidas, têm sido desenvolvidos processos de melhoramento do seu desempenho que permitem anular algumas das suas características naturais e propiciam uma melhor resposta às exigências técnicas construtivas actuais. Entre estes, destaque para os processos de secagem artificial controlada, tratamentos de preservação e os processos de transformação nos laminados, contraplacados e aglomerados de madeira.

A madeira será aplicada na presente construção para efeitos de revestimento de superfície, sob a forma de soalho em deck, que consiste numa disposição de régua de madeira a toda a extensão do tabuleiro.

Tendo como referência os catálogos de madeira do fabricante *ICO* (actualmente com o nome *Icomatro – Soluções de Madeira*), foi escolhido o modelo anti-derrapante (Deck ranhurado) de madeira de espécie *Cumaru*.

A aplicação do pavimento será realizada recorrendo ao sistema de fixação oculta, sendo as régua aparafusadas através de peças de fixação em aço inox aos sarrafos.

As régua terão 30 milímetros de espessura e 150 milímetros de largura, variando o seu comprimento ao longo do tabuleiro de modo a adaptar as régua aos módulos do tabuleiro.

A ficha técnica relativa ao pavimento adoptado encontra-se em anexo.

#### 2.2.5. VIDRO

O vidro é tido como um material crescente interesse, podendo a sua aplicação estar ligada a questões de arquitectura, segurança, controlo solar, isolamento acústico e até mesmo estruturais. Este variado

lote de aplicações justifica a existência de vários tipos de vidro, entre eles o vidro laminado, temperado, reflectivo ou o vidro armado.

Na presente estrutura, a aplicação deste material surge associada aos guarda-corpos, sendo importante que o tipo de vidro a utilizar garanta a segurança e a integridade de quem circula sobre a ponte. Deste modo, optou-se por empregar um tipo de vidro que apresente características de resistência satisfatórias. A escolha recaiu na utilização de vidro laminado, que consiste na agregação de duas ou mais lâminas agregadas entre si graças a um filme de plástico transparente (PVB). Em caso de quebra, a integridade e a resistência residual deste vidro mantêm-se até que se proceda à sua substituição. É utilizado frequentemente em portas, externas e internas, janelas, terraços, telhados, clarabóias, parapeitos, pisos, guarda-corpos, etc., sendo apreciado pela sua resistência a impactos e capacidade de isolamento térmico e acústico.



Figura 2.6- Exemplo de aplicação de vidro laminado em guarda-corpos;

Consultados vários fabricantes, optou-se pela utilização do vidro *STADIP PROTECT*, *protecção reforçada* do fabricante Saint-Gobain Glass (SGG) [11], cujas características se adequam ao tipo de emprego pretendido.

### 2.3. PAVIMENTOS

A função principal do pavimento é a de proporcionar aos utilizadores da ponte uma superfície sobre a qual possam caminhar, garantindo a tracção necessária para tornar essa acção possível. No entanto, o pavimento pode também assumir outras funções como sejam proteger os elementos estruturais que o suportam dos agentes climáticos ou do desgaste ou ainda fazer a separação do tráfego pedonal e ciclovitário, usando uma mudança do tipo de pavimento empregue para demarcar as zonas associadas a cada tipo de tráfego.

Se o pavimento escolhido for demasiado “escorregadio”, os peões tendem a alterar a sua passada e mesmo a usar os guarda-corpos como forma de manter o equilíbrio, sendo esta, obviamente, uma situação a evitar. Deste modo, o tipo de pavimento a utilizar deverá ser escolhido tendo em conta a estabilidade dos seus utilizadores, sendo que esta depende do tipo de utilizador esperado, do tipo de calçado ou ainda das condições climáticas. A tracção do pavimento poderá ser melhorada, por exemplo, diminuindo a inclinação do pavimento, implementando um adequado sistema de drenagem ou ainda empregando um pavimento com uma textura rugosa, como forma de aumentar o atrito.

### 2.3.1. PAVIMENTOS EM BETUMINOSO

A utilização de pavimentos em betuminoso é comum em pontes pedonais. Uma espessura de 5 ou 6 centímetros é normalmente suficiente para evitar a admissão de água e, ao mesmo tempo, é suficientemente fina para conferir ao pavimento uma flexibilidade tal que lhe permita acompanhar as deformações da estrutura.

O calor libertado durante o seu processo de colocação pode ser prejudicial para a estrutura, podendo conduzir a deformações significativas, algo que deverá ser tido em conta. A estas temperaturas, o betume apresenta ainda uma fluidez considerável, algo que associado a uma inclinação acentuada do pavimento poderá dificultar o processo de pavimentação, sendo aconselhável a utilização de misturas que melhorem as propriedades de fluidez do betume.

O comportamento deste tipo de pavimento poderá também ser problemático face a temperaturas baixas, podendo fissurar caso as deformações sejam excessivas. Neste âmbito têm sido desenvolvidos betumes modificados de polímeros, no sentido de melhorar o seu comportamento face a este tipo de acções.

A título de exemplo, a Figura 2.7 esquematiza o pavimento em betuminoso utilizado na *Glacis Bridge*, na Alemanha.

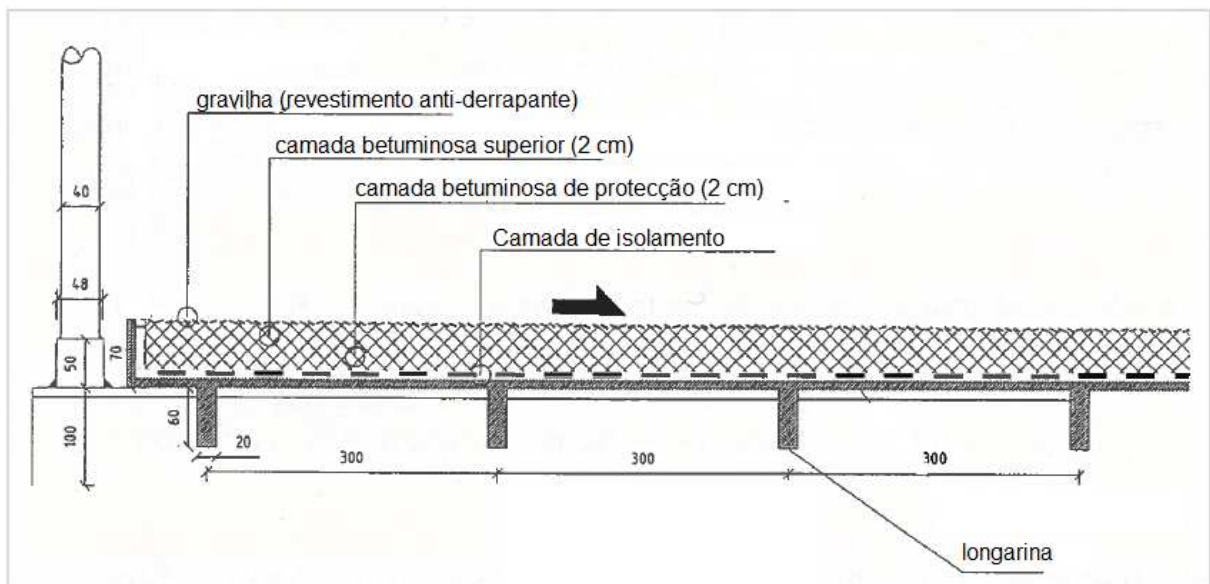


Figura 2.7 - Exemplo de um revestimento betuminoso na *Glacis Bridge*, Alemanha [1];

### 2.3.2. PAVIMENTOS EM GRELHA ABERTA

Este tipo de pavimentos é vulgarmente encontrado em aço, alumínio ou outras ligas, no entanto pode também ser visto noutros materiais como o plástico ou derivados de madeira. É vulgarmente montado por pequenos e leves painéis que são facilmente substituídos se tal for necessário.

A principal vantagem deste tipo de pavimento tem a ver com a sua permeabilidade à água e luz. Por um lado evita-se a necessidade de criar sistemas de drenagem secundários, por outro evita-se a criação de zonas sombrias abaixo do tabuleiro.

Como desvantagens, o pavimento em grelha aberta pode proporcionar uma desagradável sensação a quem sobre ele caminha descalço ou em saltos-altos, por exemplo. Tendo este fenómeno em atenção, não é invulgar encontrar casos em que o pavimento em grelha aberta é combinado com outro tipo de

pavimento “fechado”, constituindo uma zona alternativa de passagem. Entre esses casos encontra-se a *Mahlbusen Bridge*, na Alemanha (Figura 2.8).

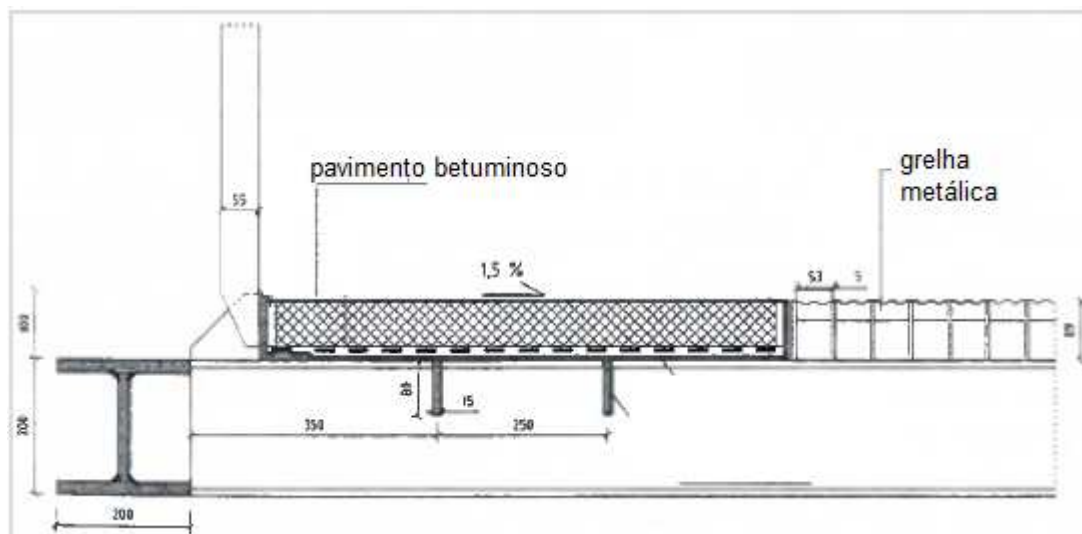


Figura 2.8 - Esquema do pavimento adoptado na *Mahlbusen Bridge*, em Rostock, Alemanha [1];

Outra forma de controlar, ou pelo menos minimizar este problema passa por uma escolha adequada das dimensões dos orifícios da grelha, tendo o cuidado de que estes não sejam susceptíveis de se tornar perigosos para os utilizadores, por exemplo, em caso de queda.

### 2.3.3. PAVIMENTOS EM BETÃO

A adopção de um pavimento em betão exige, geralmente, medidas de tratamento da sua superfície. É necessário que o material de revestimento seja capaz de colmatar as fissuras que naturalmente se formam no betão. São vulgarmente usadas para o efeito camadas de resina epóxi ou em poliuretano complementadas com uma camada superficial de carboneto de silício que confere à superfície a aderência desejada e um acabamento agradável. Em caso de serem esperados elevados níveis de desgaste poderá ser ainda adicionada uma camada adicional de poliuretano. Finas camadas de areia deverão ser colocadas entre as camadas referidas como forma de garantir uma boa ligação entre estas.

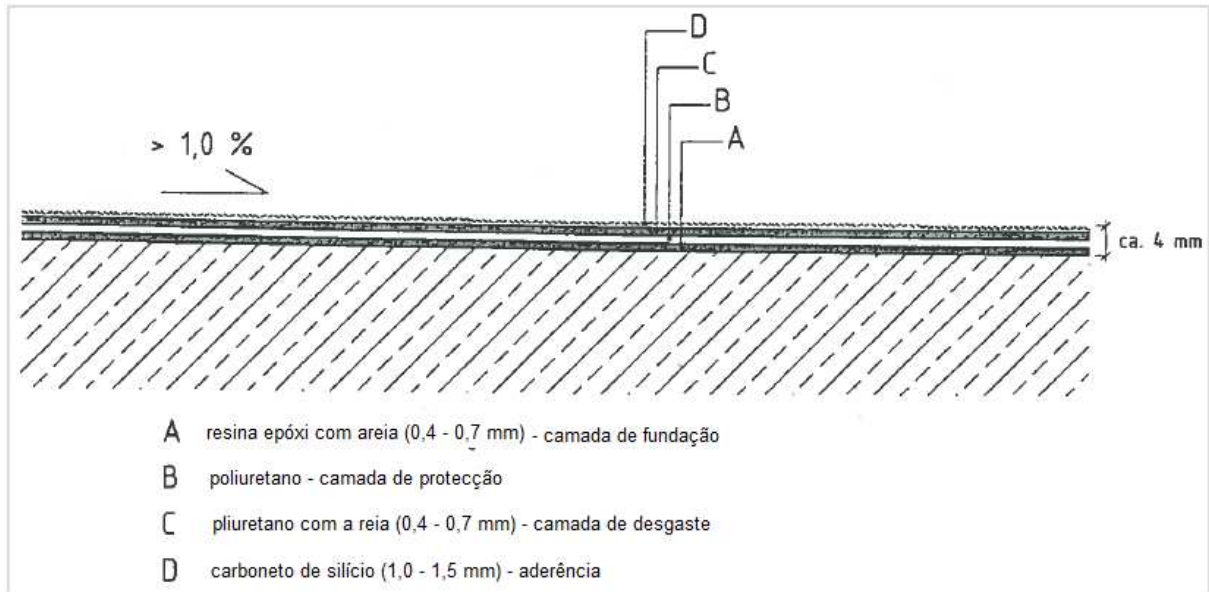


Figura 2.9 - Esquema exemplificativo de um pavimento em betão [1];

#### 2.3.4. PAVIMENTOS EM MADEIRA

Pavimentos em madeira podem proporcionar uma agradável superfície, embora apresentem alguns problemas quando expostos à água, podendo levar a que as tábuas inchem ou empenem. Este tipo de pavimento presta uma protecção bastante fraca à estrutura subjacente, devendo existir uma camada impermeável entre este e a parte estrutural da ponte.

O pavimento em madeira deve ser encarado como um elemento não estrutural que se deteriora a longo prazo por exposição ambiental ou por desgaste, devendo ser facilitada a sua substituição. A sua durabilidade depende em muito do tipo de madeira usado. Por exemplo, o castanheiro apresenta excelente durabilidade e resistência às acções climáticas, no entanto tem pouca aplicação em pontes. Outros tipos de madeira podem ser usados com tratamentos que melhoram a sua resistência face a este tipo de fenómenos.

A aderência que um pavimento em madeira oferece nem sempre é a mais adequada, principalmente quando molhado. Se o pavimento for horizontal ou muito pouco inclinado, a aderência que confere é, em geral, suficiente. Noutros casos, tábuas de madeiras com um perfil “em serra” com dentes com cerca de 3 milímetros conferem uma tracção bastante satisfatória. Outro modo de melhorar as condições de aderência do pavimento poderá passar pelo seu revestimento com uma mistura de resina com areia ou borracha.



Figura 2.10 - Pavimento em madeira na BP Bridge, Millenium Park, Chicago, EUA;

#### 2.3.5. PAVIMENTOS EM MATERIAL SINTÉTICO

Estes materiais podem consistir numa mistura de fibras de madeira e fibras sintéticas ou ser inteiramente sintéticos. Em ambos os casos, as expansões devidas à temperatura são consideráveis, devendo ser previstas juntas que permitam a sua livre dilatação.

Como vantagens, este tipo de material apresenta excelentes características de resistência, baixo peso volúmico, boa resistência a impactos, durabilidade e resistência à corrosão. Pode ainda ser-lhe facilmente colocado um revestimento granular como forma de melhorar as suas características aderentes. Relativamente à madeira, este material permite ainda que sejam melhoradas as condições de drenagem do pavimento.



Figura 2.11 - Ponte pedonal em Lleida, Espanha e o tipo de pavimento utilizado;

### 2.3.6. PAVIMENTOS EM VIDRO

O uso do vidro em pavimentos de pontes pedonais é, usualmente, aplicado a pontes “interiores” ou protegidas das acções ambientais. Pode tornar-se numa escolha interessante, permitindo a iluminação através do piso e conferindo uma aparência leve à ponte.

Um dos maiores problemas deste tipo de pavimento tem a ver com os níveis de confiança que são induzidos aos seus utilizadores, que normalmente tendem a “recrear” caminhar sobre este. Geralmente o peão sente-se inseguro quando lhe é permitida a vista através do pavimento para aquilo que está abaixo da ponte, pelo que têm sido desenvolvidos sistemas que impedem esta “permeabilidade visual” através de modificações da sua espessura ou cor. A utilização de vidro laminado permitiu também a inclusão de camadas intermédias que auxiliam nesta função.



Figura 2.12 - Ponte pedonal no Tennessee, EUA: Exemplo da aplicação do vidro no pavimento de uma ponte pedonal;

## 2.4. DRENAGEM

Em pontes pedonais devem tentar desenvolver-se sistemas de drenagem algo diferentes daqueles que são normalmente desenvolvidos para pontes rodoviárias ou ferroviárias. Nestes casos, a colocação de valas de drenagem junto às “margens” do tabuleiro é uma solução comum. No entanto, numa ponte pedonal esta solução deixa os peões a caminhar praticamente sobre os canais de drenagem (Figura 2.13 a)), tornam-se numa solução pouco interessante.

Soluções mais satisfatórias podem ser desenvolvidas, por exemplo, através da colocação de uma vala de drenagem única na zona central do tabuleiro (Figura 2.7 b)), ou, alternativamente, numa disposição intermédia entre as duas referidas (Figura 2.7 c)). Estes esquemas alternativos podem, no entanto, interferir com o sistema estrutural da ponte e a sua implementação nem sempre é possível.

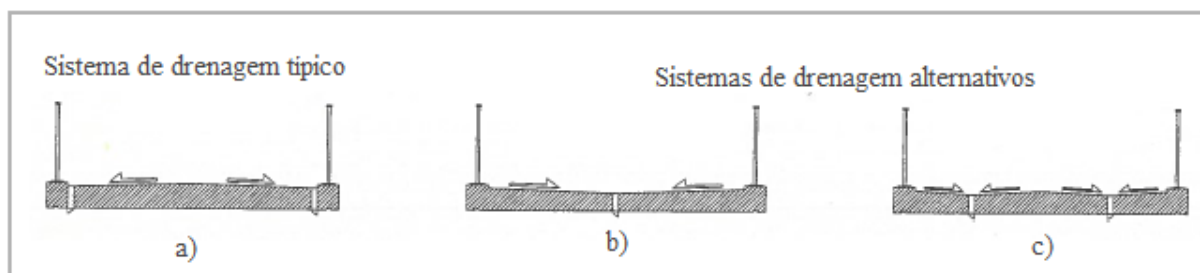


Figura 2.13 - Alguns sistemas de drenagem possíveis [1];

Sempre que possível a água drenada deve ser directamente encaminhada para o rio ou canal situado abaixo do tabuleiro - se for o caso, obviamente – evitando-se assim acréscimos de custo desnecessários e a inestética e inconveniente colocação de tubos de drenagem.

A drenagem pode também ser problemática para os peões que circulam inferiormente ao tabuleiro, devendo esta ser pensada de modo a que não haja interferências na sua comodidade.

## 2.5. GUARDA-CORPOS

Estes elementos podem ser encontrados com várias formas e ser construídos com vários materiais, no entanto a sua função principal é sempre a mesma: proteger os peões e evitar que estes possam cair do tabuleiro da ponte. Neste sentido, são impostas aos guarda-corpos alturas mínimas que visam garantir que esta é uma função cumprida. Este limite mínimo ( $h_1$ ) está definido em diversos códigos internacionais, variando entre os 1.00 e os 1.15 metros [1]. Este limite aumenta para os 1.20 metros ( $h_2$ ) caso seja prevista a utilização da ponte por ciclistas.

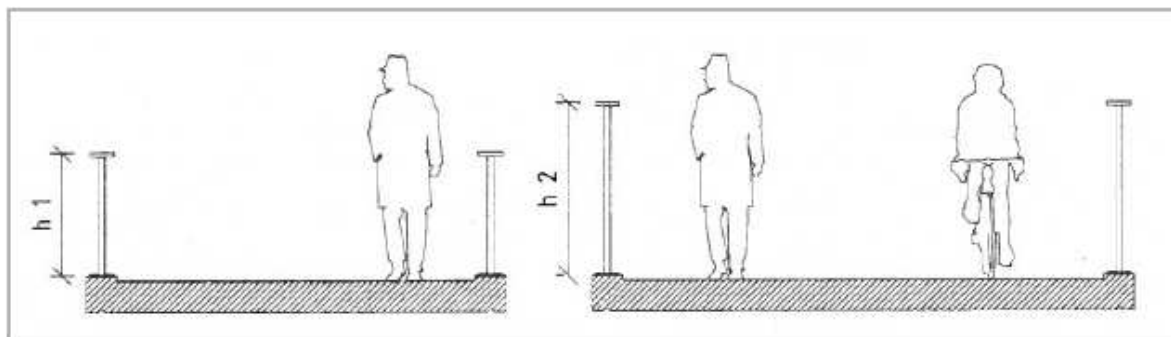


Figura 2.14 - Altura dos guarda-corpos em pontes pedonais [1];

Outro importante aspecto a considerar prende-se com a segurança de crianças, enquanto utilizadores da ponte pedonal, algo que leva a que sejam pensadas algumas disposições especiais. Caso se opte pela colocação de guardas gradeadas, deve ser tido o cuidado que a distância entre as grades não permita a passagem do corpo de uma criança em caso de queda ou tentativa propositada. Geralmente é definida uma distância máxima entre estas de 15 centímetros. As guardas deverão ainda ser desenhadas com o propósito de evitar que possam ser trepadas pelas crianças – ou pelo menos inibir este acto – dada a tendência que estas apresentam para fazê-lo. Neste sentido, podem ser usadas, por exemplo, guardas inclinadas (Figura 2.9).

Os guarda-corpos devem demarcar claramente o início e o final da ponte, encaminhando com segurança os pedestres para o tabuleiro. A interrupção precoce destes elementos poderia propiciar quedas ou outros acidentes.



Figura 2.15 - Exemplo da utilização de guardas inclinadas numa ponte pedonal e da forma como estas devem definir com clareza os limites do tabuleiro;

Existe, por vezes, uma preocupação em serem desenvolvidas estruturas leves e esbeltas, podendo levar o projectista a optar pela colocação de guardas igualmente leves e de aspecto algo frágil, como forma de realçar a elegância da estrutura. No entanto, esta opção pode criar uma sensação de insegurança nos utilizadores que deverá fazer com que seja procurado um equilíbrio entre estes dois objectivos: elegância e segurança.

Os materiais mais usados em guarda-corpos de pontes pedonais são o aço e o alumínio por conduzirem facilmente a uma solução transparente mas, ao mesmo tempo, cumprindo todas as exigências de segurança. É também bastante comum encontrar estes elementos construídos em madeira ou vidro, por exemplo.

Caso se opte por uma solução metálica para estes elementos, deverá ser dada especial atenção à sua ligação com o tabuleiro, procurando protegê-las da água, que poderá provocar a sua corrosão.

Devem ainda ser previstas juntas de dilatação nos guarda-corpos em correspondência com aquelas que foram previstas para o tabuleiro, como forma de permitir a sua livre deformação.

A Figura 2.16 esquematiza uma das várias possibilidades de ser realizada a ligação entre os guarda-corpos e o tabuleiro. O exemplo escolhido contempla a utilização de um “gancho” de ancoragem.





Figura 2.17- Ponte pedonal Pedro e Inês, Coimbra: exemplo de aplicação de cores na iluminação de uma ponte pedonal;

A escolha do tipo de iluminação a utilizar poderá depender de diversos factores. Devem ser considerados os gastos energéticos associados a cada solução, bem como o tempo de vida esperado e os seus custos de manutenção. Se a ponte se situar num local propício a vandalismos, este fenómeno deverá também ser atendido nesta escolha. A solução poderá passar pela escolha matérias mais robustos e menos susceptíveis a sofrer danos por vandalismo. Por exemplo, nestes casos é normalmente dada preferência ao plástico no lugar do vidro.

A iluminação pode ser fixada em pilares altos (por exemplo, nos pilares de ancoragem dos cabos em pontes suspensas ou atirantadas), em postes colocados para o efeito, nos guarda-corpos ou mesmo ao nível do pavimento.

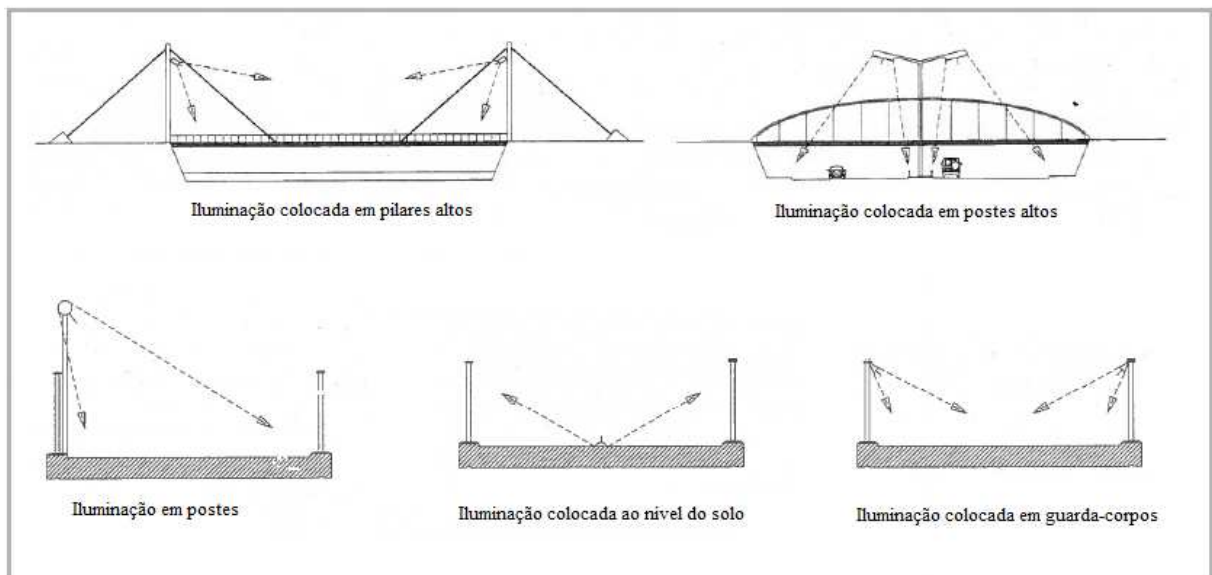


Figura 2.18- Diferentes tipos de colocação da iluminação em pontes pedonais [1];

A sua colocação em pilares altos pode ser vantajosa já que poderá propiciar uma iluminação mais uniforme ao longo de todo o tabuleiro. No entanto esta solução nem sempre é possível. Alternativamente, podem ser colocados postes de iluminação ao longo do tabuleiro. Esta solução pode

ser igualmente interessante e uma iluminação mais uniforme pode ser conseguida diminuindo o espaçamento entre os postes. O espaçamento mais adequado varia com o tipo de candeeiro usado e com a altura dos postes (Figura 2.19)

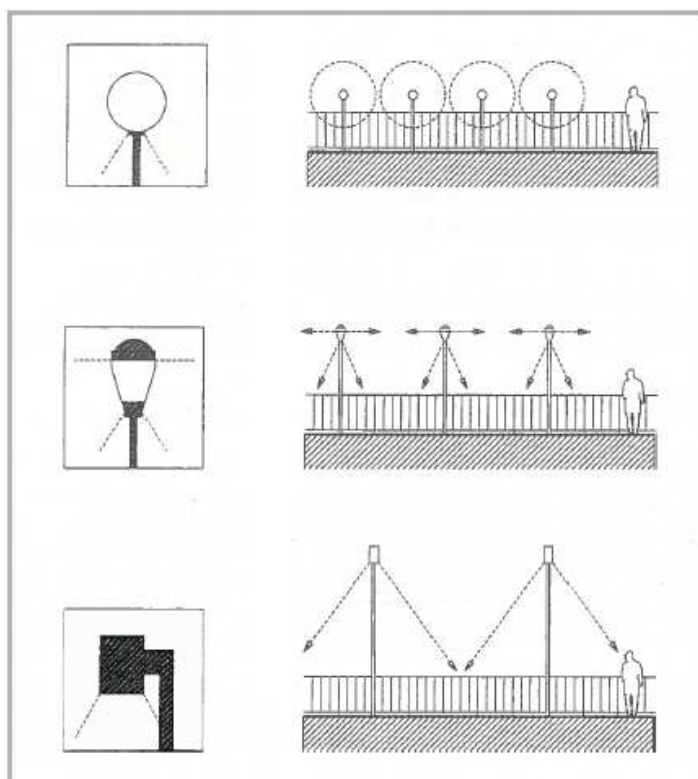


Figura 2.19- Espaçamentos entre os postes para diferentes tipos e de candeeiro e para diferentes alturas [1];

A colocação da iluminação nos guarda-corpos ou ao nível do pavimento poderá ser igualmente interessante, embora a obtenção de uma iluminação uniforme implique a colocação de focos de luz dispostos de forma praticamente contínua. Esta disposição é também mais vulnerável a actos de vandalismo.



Figura 2.20 - Ponte pedonal em *Castleford*, no reino Unido: exemplo de iluminação colocada nos guarda-corpos;

## 2.7. SISTEMAS ESTRUTURAIS COM INTERESSE

### 2.7.1. STRESS RIBBON

Inovadoras e com um aspecto extremamente simples, as pontes do tipo *stress ribbon* conseguem vencer vãos superiores aos de uma ponte em viga ou em pórtico com uma quantidade muito reduzida de material e exigindo uma manutenção diminuta.

Estruturalmente, esta solução consiste num conjunto de cabos de aço pré-esforçados ligados a uma laje delgada que é directamente solicitada pelas cargas exteriores. As forças são conduzidas para as extremidades da ponte e exigem a existência de robustas ancoragens.

Conseguem-se soluções que apresentam um tabuleiro muito delgado o que, do ponto de vista estético, é muito bem aceite (Figura 2.21).



Figura 2.21 -Sacramento River Trail Bridge (EUA): Exemplo de uma ponte do tipo Stress Ribbon;

É também consensual que este tipo estrutural concilia de modo assinalável as vertentes económica e funcional. Geralmente, aquilo que determina o custo da ponte são as ancoragens, que são dimensionadas para resistir ao pré-esforço e às forças transmitidas. Assim, torna-se fácil concluir que a relação eficiência/economia diminui com o aumento do vão, já que com este aumenta a robustez do tabuleiro e as forças de pré-esforço, reflectindo-se significativamente nas ancoragens.

Uma forma de contornar este problema pode passar pelo uso de elementos estruturais adicionais que permitam que as tensões guiadas para as ancoragens sejam parcialmente dispersadas (Figura 2.22)



Figura 2.22- Maldonado Bridge, no Uruguai: um exemplo de uma ponte Stress Ribbon com pilares intermédios em "V";

A forma que descreve o tabuleiro em perfil é a de uma catenária. O peso próprio da estrutura ou das cargas exteriores aplicadas irão fazer aumentar a flecha, que deverá ser controlada. Uma das formas de controlar esta deformação - além do tensionamento dos cabos - é o aumento da rigidez do tabuleiro, algo que poderá incrementar o seu peso próprio e desta forma ser desfavorável à capacidade resistente das ancoragens.

#### 2.7.1.1. Exemplo de uma ponte do tipo *stress ribbon*: ponte pedonal da FEUP

A ponte pedonal existente nas proximidades da biblioteca da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto é um exemplo de uma ponte pedonal que apresenta um tabuleiro do tipo *stress ribbon*. Esta ponte permite estabelecer ligação entre a zona da biblioteca e a cantina da faculdade.



Figura 2.23- Ponte pedonal existente nas proximidades da FEUP, um exemplo de uma ponte do tipo *stress ribbon*;

A laje de tabuleiro constitui uma estrutura laminar de betão armado com 3.8 metros de largura e cerca de 15 centímetros de espessura. A resistência deste elemento é-lhe conferida por quatro cabos pré-esforçados embebidos no betão do tabuleiro.

A estrutura possui um pilar intermédio cuja cota superior se encontra cerca de 2 metros acima da cota dos encontros, conferindo à ponte uma forma muito característica. Este pilar é constituído por quatro tubos dispostos segundo uma forma piramidal e unidos superiormente por um elemento metálico em forma de sela.

A Figura 2.24 esquematiza os principais elementos geométricos desta ponte.

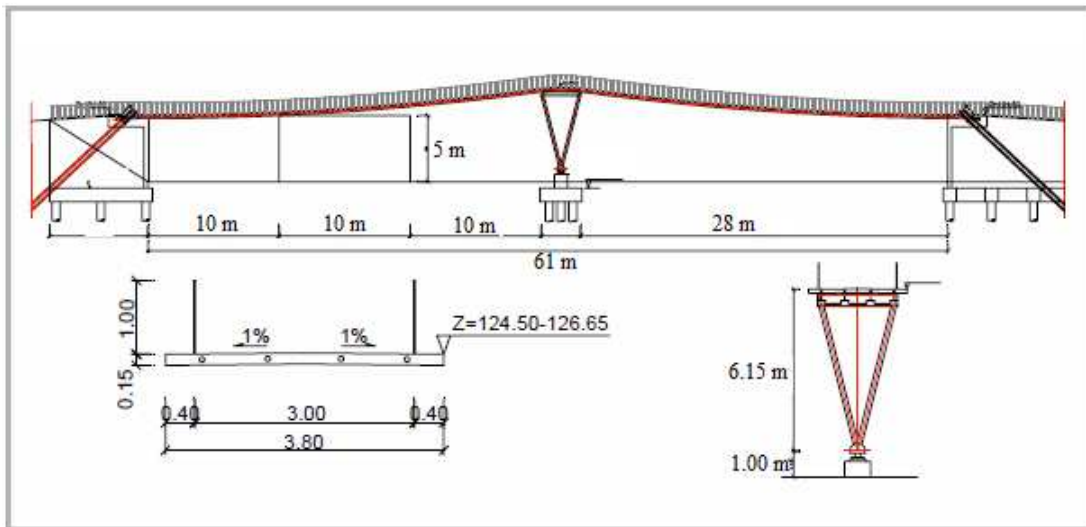


Figura 2.24- Alçado e secção transversal da ponte [5];

Esta ponte apresenta níveis de vibração que são francamente perceptíveis, mesmo se atravessada por um reduzido número de peões. Este facto tem motivado alguns estudos e medições das vibrações no sentido de confrontar os valores registados com limites impostos por vários códigos internacionais.

#### 2.7.2. PONTE EM ARCO

Um dos mais interessantes esquemas estruturais que vulgarmente são aplicados ao caso de pontes pedonais é o sistema estrutural em arco. A origem deste tipo de ponte remonta à antiguidade, surgindo associada à construção em alvenaria de pedra. No entanto, o desenvolvimento de novas técnicas e materiais de construção contemplou sempre este tipo de ponte, mantendo-a nos dias de hoje como uma solução interessante e competitiva.

Numa ponte em arco, como o próprio nome sugere, o arco desempenha o papel principal enquanto elemento resistente. Este elemento apresenta uma forma tal e é suportado de tal modo que as cargas são transmitidas aos apoios principalmente pelas forças axiais que o comprimem.

Este tipo de solução estrutural é muitas vezes associado à Era Romana, dado o seu frequente emprego deste tipo de esquema estrutural. O tipo de arco que utilizavam era semi-circular e tinha como elemento-chave o seu elemento superior, vulgarmente denominado por pedra de topo. O tipo de técnica que utilizavam e a construção em alvenaria de pedra permitia que cada arco vencesse pequenos vãos, com o vão máximo a rondar os 30 metros.



Figura 2.25- Ponte *Sant'Angelo*, Roma, Itália;

Um bom exemplo ao referido é o da Ponte *Sant'Angelo* (Figura 2.25), em Roma, que embora não fosse este o propósito que motivou a sua construção, hoje em dia tem uma utilização exclusivamente pedonal. A sua construção remonta ao ano 134 a.C. e tinha a importante missão de facultar o acesso desde o centro da cidade até ao seu recém-construído mausoléu, hoje Castelo *Sant'Angelo*. Esta ponte é constituída por 5 arcos e apresenta um vão máximo de 18 metros.

A construção de uma obra desta envergadura era, naquela época, acompanhada de uma grande preocupação de que o resultado final constituísse um elemento enriquecedor do património edificado. Por isso, este tipo de construção era muitas vezes embelezado à custa da colocação de ornamentos, conforme é visível na Figura 2.26.



Figura 2.26- Anjo em pedra: um dos vários ornamentos da Ponte *Sant'Angelo*;

Nos dias de hoje, mantém-se intacta a importância histórica e cultural desta obra, como de muitas outras com um passado em tudo paralelo ao deste exemplo.

Actualmente, técnicas modernas de construção e a generalização do uso do betão armado e pré-esforçado ou da construção metálica, permitem que sejam vencidos vãos bastante superiores recorrendo a este sistema estrutural e resultando em soluções mais leves e esbeltas.



Figura 2.27- *Corktown Bridge*, Ottawa, Canadá;

A título de exemplo, refere-se a *Corktown Bridge*, na cidade de *Ottawa*, Canadá. Esta ponte pedonal, construída sobre o canal *Rideau*, foi aberta ao público no ano de 2006. Trata-se de uma construção metálica, bastante leve e extraordinariamente elegante quando comparada com as pontes em arco da Era Romana.

### 2.7.3. PONTE SUSPensa

O tipo estrutural inerente a esta ponte é bastante antigo, remontando a cerca de 100 d.C. No entanto, a forma que conhecemos hoje da ponte suspensa foi desenvolvida a partir do século XIX graças à introdução do cabo de aço no seu esquema estrutural.

O seu princípio de funcionamento é bastante simples, consistindo na suspensão do tabuleiro num conjunto de cabos convenientemente suportados por pilares ou directamente amarrados ao solo. A partir destes, vários pendurais fazem a ligação vertical com os vários segmentos do tabuleiro. Desta forma, o tabuleiro fica suspenso em toda a sua extensão e sujeito a efroços de grandeza reduzida, algo que permite que este se torne bastante delgado.

Entre os primeiros exemplos da utilização deste tipo de esquema estrutural encontra-se a ponte Cowny (Figura 2.28), uma ponte pedonal inaugurada em 1826 e situada na zona oeste de Londres.



Figura 2.28- Ponte Cowny, Londres;

Desde então a construção de pontes suspensas generalizou-se um pouco por todo o mundo e o aspecto mais robusto dos seus primeiros exemplares é, nos dias de hoje, substituído pela assinalável esbelteza que este tipo de estrutura apresenta. Esta evolução deve-se, em grande parte, aos melhoramentos que o tipo de cabos envolvidos sofreu. Actualmente os cabos usados são constituídos por inúmeros cordões de aço compactamente arrançados o que lhes confere uma altíssima resistência à tracção.



Figura 2.29- *Millenium Bridge*, Londres: exemplo moderno de um aponte pedonal suspensa;

#### 2.7.4. PONTE DE TIRANTES

As pontes de tirantes, como o próprio nome o indica, tem um funcionamento estrutural que assenta essencialmente num sistema de tirantes que suporta o tabuleiro. Estes amarram em pilares que, por compressão, transmitem os esforços às fundações e solo.

Desde o aparecimento das pontes de tirantes modernas, esta tipologia estrutural sofreu desenvolvimentos muito significativos, que permitiram o aparecimento de estruturas muito mais interessantes. O aspecto “pesado” das primeiras pontes de tirantes, com poucos pendurais, pouco espaçados e com um tabuleiro pouco esbelto tem sido progressivamente abandonado. A utilização de cabos menos espaçados – que funcionam como apoios elásticos e permitem a redução dos esforços no tabuleiro - aliada à generalização da utilização de materiais de construção inovadores, como o betão armado e pré-esforçado, permitiu que fossem vencidos vãos maiores recorrendo a soluções estruturais mais esbeltas.

Estes desenvolvimentos têm conduzido a soluções bastante interessantes, com esquema estrutural muito simples e de aspecto bastante leve e elegante. Exemplo disso é a ponte pedonal *Festival Center*, em Adelaide, na Austrália (Figura 2.30).



Figura 2.30- Festival Center Footbridge, Adelaide, Austrália: exemplo de uma ponte atirantada moderna;

## 2.8. CABOS E ACESSÓRIOS

No seguimento dos esquemas estruturais abordados no ponto anterior, entendeu-se como útil para os trabalhos a desenvolver fazer uma breve abordagem a alguns dos principais elementos vulgarmente empregues nas pontes de cabos.

### 2.8.1. TIPOS DE CABOS

Os cabos vulgarmente empregues em pontes são constituídos por um conjunto de arames de aço entrelaçados, podendo assumir várias designações de acordo com a sua organização interna e com o tipo de arames utilizados.

O exemplo mais elementar deste tipo de cabos é o cordão de sete arames, constituído por um núcleo central que é envolvido por outros seis arames (Figura 2.31).



Figura 2.31- Cordão de sete arames;

Como foi referido, este é o exemplo mais simples que pode ser encontrado entre os cabos vulgarmente usados, havendo várias variações possíveis de acordo com as exigências funcionais específicas de cada situação. Por exemplo, caso seja pretendido um cordão flexível deverá ser usado um grande número de arames de pequeno diâmetro. No caso inverso, o cordão usado poderá passar por um menor número de arames de maior diâmetro. Entre estes dois casos extremos existe uma vasta gama de possibilidades que permitem uma boa adaptação da flexibilidade dos cordões a cada situação específica.

Os cordões com maior número de arames são denominados por cordões de múltiplos arames. De acordo com a disposição e o tipo de arames utilizados estes podem ser classificados como:

- Cordões helicoidais (*spiral strands*);

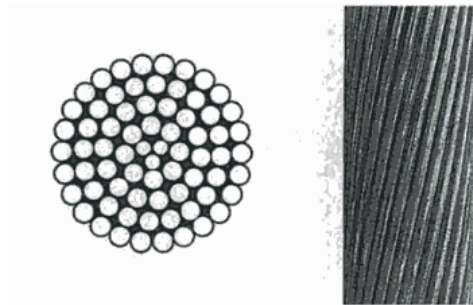


Figura 2.32- Cordão helicoidal [2]

- Cordões *locked coil*;

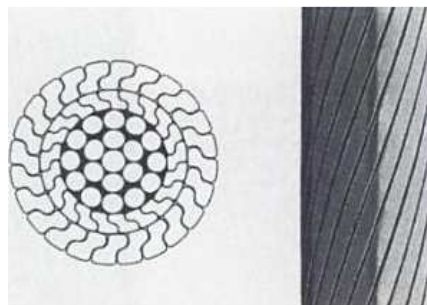


Figura 2.33- Cordão *locked coi*, [2]

- Cordões de arames paralelos (*parallel-wire strands*).

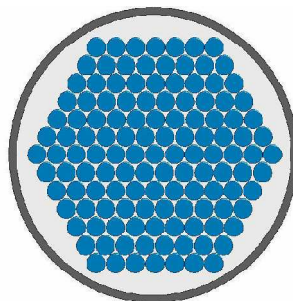


Figura 2.34- Cordão de arames paralelos [6]

Os cordões helicoidais têm uma configuração semelhante à descrita para o cordão de sete arames, existindo igualmente um núcleo sobre o qual são dispostas várias camadas de arames dispostas em hélice. Este tipo de cordão necessita de um “esticamento” inicial como forma de os compactar e preparar para funcionar de modo elástico.

Os cordões *locked coil* são constituídos por um núcleo formado por várias camadas de arames galvanizados entrelaçados e de grande diâmetro e ainda uma ou mais camadas de arames com uma configuração em “z”, cobrindo o núcleo.

Em termos de custos, há algumas vantagens na utilização de cordões helicoidais, particularmente no caso de estarmos a falar em diâmetros reduzidos. No entanto, no caso de o diâmetro ser superior a 90 milímetros pode haver vantagens na utilização de cordões do tipo *locked coil*. Sendo este um tipo de cabo mais compacto pode apresentar uma resistência significativamente superior para o mesmo diâmetro exterior.

| Diâmetro<br>(mm) | <i>Locked coil</i>             |                | Helicoidal                     |                |
|------------------|--------------------------------|----------------|--------------------------------|----------------|
|                  | Força mínima<br>de rotura (kN) | Peso<br>(kN/m) | Força mínima<br>de rotura (kN) | Peso<br>(kN/m) |
| 50               | 2188                           | 0.1324         | 2139                           | 0.1184         |
| 70               | 4395                           | 0.2645         | 4238                           | 0.2366         |
| 90               | 7210                           | 0.4321         | 6838                           | 0.3891         |
| 100              | 8907                           | 0.5451         | 8476                           | 0.4827         |
| 110              | 10 644                         | 0.6599         | 9928                           | 0.5833         |

Figura 2.35- Comparação entre o desempenho dos cordões *locked coil* e helicoidais para alguns diâmetros correntes;

A maior desvantagem ligada a estes dois tipos de cabo tem a ver com a redução de rigidez e resistência axiais, derivada do baixo módulo de elasticidade que apresentam.

No sentido de contornar este problema, foram desenvolvidos os cordões de arames paralelos, com um módulo de elasticidade alto e, consequentemente, uma rigidez axial elevada. Estes cordões possuem um conjunto de arames dispostos horizontalmente e paralelos uns aos outros. Com a experiência decorrente da sua aplicação, foram detectadas algumas desvantagens inerentes a estes cabos, nomeadamente, a dificuldade que estes apresentam em curvar. Para o efeito, torna-se necessário dar uma extensão aos arames exteriores e uma contracção aos arames interiores à curva.

Os cabos a empregar nas pontes podem ser constituídos por um ou mais cordões de arames, dispostos de várias formas possíveis. Para esta segunda situação, uma das disposições mais vulgares é a do cabo de cordões paralelos, constituído por vários cordões de sete arames.

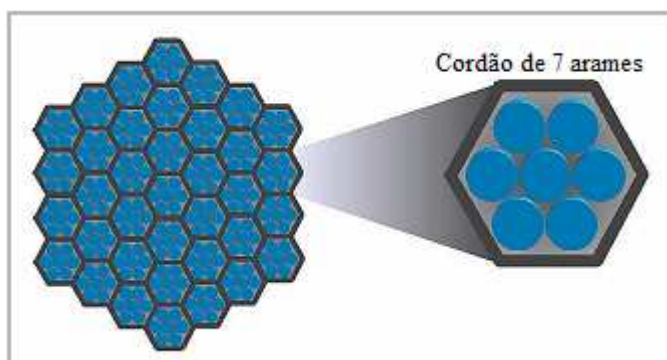


Figura 2.36- Cabo de cordões paralelos;



Figura 27- San Francisco – Oakland Bay Bridge: representação da secção transversal dos cabos de suspensão utilizados, constituídos por múltiplos cordões;

Por fim, faz-se referência às cordas de aço, de reduzido módulo de elasticidade e disponíveis em diâmetros mais reduzidos, estando por isso preparadas para esforços de grandeza mais reduzida.

As aplicações correntes em pontes de cada um dos tipos de cabo referidos estão resumidas na Tabela 2.1.

Tabela 2.2- Aplicações correntes para vários tipos de cabo;

| <b>Tipo de cabo</b> | <b>Pontes suspensas</b>       | <b>Pontes de tirantes</b>  |
|---------------------|-------------------------------|----------------------------|
| Helicoidal          | Cabos principais<br>Pendurais | Tirantes                   |
| Locked coil         | Cabos principais<br>Pendurais | Tirantes                   |
| Arames paralelos    | -                             | Tirantes                   |
| Corda               | Pendurais                     | Suportes temporários       |
|                     | Suportes temporários          | Atirantamentos secundários |
| Cordões paralelos   | -                             | Tirantes                   |

O processo de fabricação dos diversos tipos de cabo propicia perdas nas suas propriedades resistentes, entre elas uma significativa diminuição do seu módulo de elasticidade,  $E$ . A título exemplificativo, a Tabela 2.2 apresenta os módulos de elasticidade associados a diferentes tipos de cabo fornecidos nos catálogos do fabricante *Bridon*.

Tabela 2.3- Módulos de elasticidade de alguns cabos produzidos pela *Bridon*;

| Tipo de cabo       |            | Módulo de elasticidade, $E$ (GPa) |
|--------------------|------------|-----------------------------------|
| Helicoidal         | Ø30 mm     | 175                               |
|                    | Ø 31-45 mm | 170                               |
|                    | Ø 46-65 mm | 165                               |
|                    | Ø 66-75 mm | 160                               |
|                    | Ø >76 mm   | 155                               |
| <i>Locked coil</i> |            | 155                               |
| Arames paralelos   |            | 195                               |
| Corda              |            | 125                               |

## 2.8.2. PROTECÇÃO CONTRA A CORROSÃO

A corrosão provoca a perda de eficiência mecânica dos cabos, que se traduz especificamente numa perda de resistência, podendo inclusive levar o cabo à rotura e provocar danos irreparáveis. Sendo os cabos elementos fulcrais no funcionamento estrutural de qualquer tipo de ponte de cabos, torna-se óbvia a importância de que se revestem as precauções que devem ser tomadas para acautelar a não ocorrência deste fenómeno.

Sendo o aço utilizado nos cabos um material vulnerável ao fenómeno de corrosão, é vulgar a aplicação em pontes de meios de protecção contra este fenómeno. O uso de lubrificantes adequados ou a colocação de bainhas de protecção podem conferir aos cabos algum resguardo aos agentes corrosivos, embora a experiência demonstre que estas medidas são geralmente insuficientes para garantir uma protecção adequada a longo prazo de funcionamento da estrutura.

Deste modo, é uma prática corrente a galvanização dos cabos como forma de lhes garantir níveis de protecção adequados. Esta técnica tem como grande desvantagem o desgaste que o recobrimento aplicado aos cabos sofre com o tempo, exigindo uma regular inspecção e manutenção.

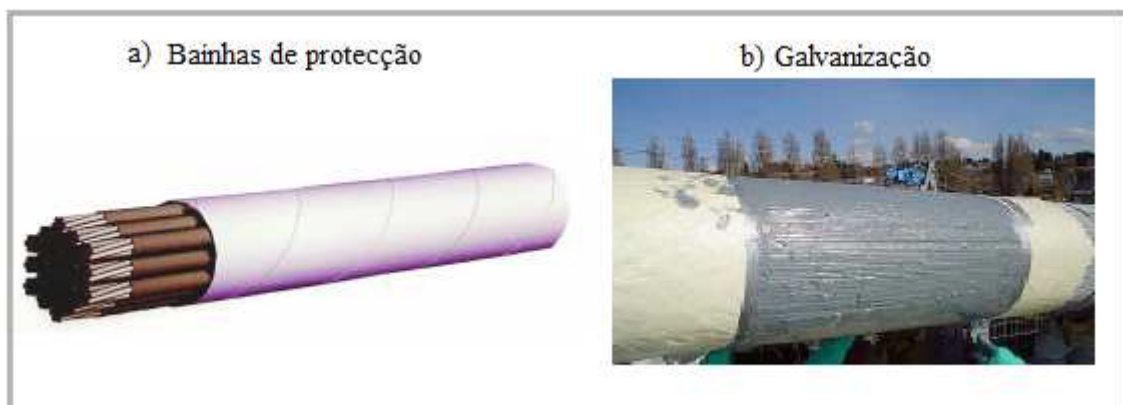


Figura 2.38- Exemplificação da protecção dos cabos contra a corrosão;

### 2.8.3. TERMINAÇÃO DOS CABOS

Na terminação dos cabos geralmente encontra-se solidarizada um elemento que permite a sua ligação a outros elementos da ponte. O processo de solidarização entre os cabos e estes elemento é feito pela injeção de zinco ou, alternativamente, de uma resina sintética. Para o efeito, os cabos deverão ser cortados com a medida pretendida e os arames deverão ser desentrançados e limpos usando um produto desengordurante adequado. Seguidamente deverá ser feita a injeção do material de solidarização que deverá preencher todos os espaços entre o cabo e o elemento metálico usado.

A forma externa das bainhas pode variar, devendo possuir uma dimensão adequada ao diâmetro específico do cabo que irão ligar. O maior diâmetro do cone de injeção da bainha deverá ser cerca de 2 a 3 vezes o diâmetro do cabo. O dispositivo de ligação da bainha pode ser aparafusado (Figura 2.39 b)) ou em cavilha (Figura 2.39 a)).

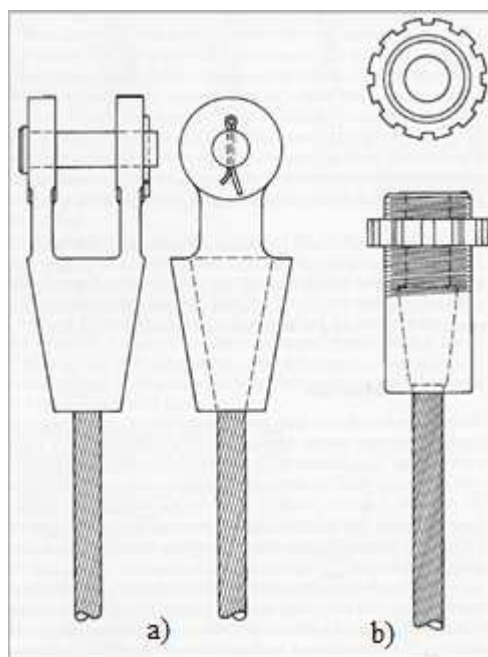


Figura 2.39- Dois tipos de ancoragem: com cavilha, a), e aparafusada, b) [7];

Alternativamente, para cabos de diâmetros mais reduzido, até cerca de 38 milímetros, a ligação pode ser feita com recurso a um acessório hidráulicamente apertado. Este acessório liga a uma “forquilha” aparafusada que permite a ligação da bainha com outros elementos da estrutura (Figura 2.40).

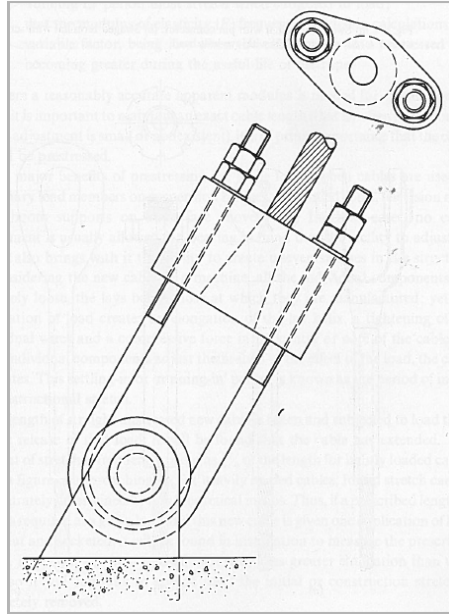


Figura 2.40 - Ancoragem com acessório hidráulicamente apertado [7];

Seja qual for o tipo de ancoragem sobre a qual recaia a escolha, esta deverá ser sujeita a rigorosos testes não-destrutivos, quer durante a sua fase de fabrico (testes de raio-X, ultra-sons, etc.) quer após a sua montagem em obra, por exemplo através da realização de testes de carga que mobilizem cerca de 50% da capacidade resistente dos cabos. Paralelamente deverão ser realizados testes destrutivos em ancoragens idênticas às utilizadas. Em conjunto, estes dois tipos de ensaio são considerados suficientes para garantir a eficiência das ligações.

#### 2.8.4. ANCORAGEM DOS CABOS NO PILAR

As ancoragens dos cabos nos pilares de uma ponte são vulgarmente realizadas segundo três abordagens distintas.

A primeira delas é muito pouco usada uma vez que praticamente impossibilita a substituição de um dos cabos. Nesta situação o cabo atravessa o pilar sem qualquer tipo de interrupção. A diferença de forças que possa existir entre ambos os segmentos do cabo é equilibrada por atrito do cabo com a bainha e desta com o pilar.

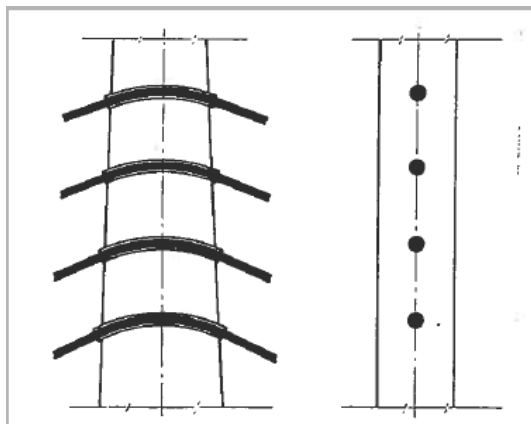


Figura 2.41- Ancoragem em pilar sem interrupção de cabos [7];

Numa segunda situação, a técnica passa por cruzar os cabos no interior do pilar. Deste modo o pilar fica comprimido entre as duas extremidades dos cabos, reduzindo a quantidade de armadura transversal a utilizar. Existem várias formas de realizar o cruzamento entre os cabos, sendo de evitar disposições em que haja perda de simetria, podendo introduzir importantes momentos torsores ao pilar.

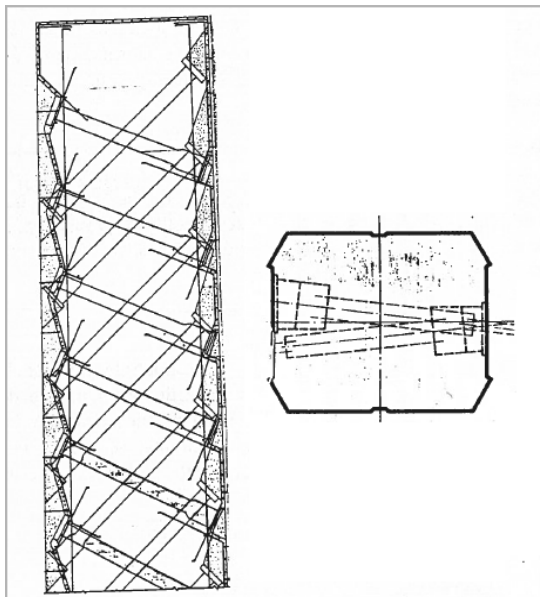


Figura 2.42 - Ancoragem em pilar com cabos cruzados no seu interior [7];

Numa terceira situação, a mais usada, os cabos são ancorados no pilar sem haver cruzamento destes. Esta disposição poderá apresentar alguns inconvenientes caso a componente horizontal das forças transmitidas pelas cabos seja muito significativas, traccionando fortemente o pilar.

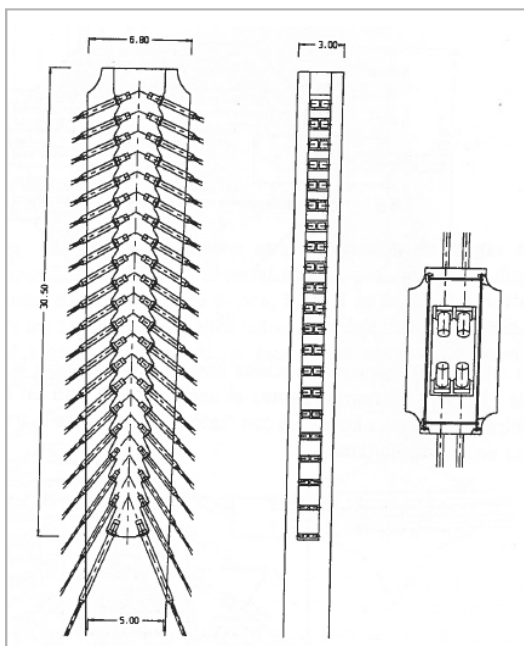


Figura 2.43 - Ancoragens em pilar sem cruzamento dos cabos [7];

Esta tracção pode ser resolvida de várias maneiras. Uma delas é através da utilização de pré-esforço transversal no pilar, conforme a Figura 2.44.

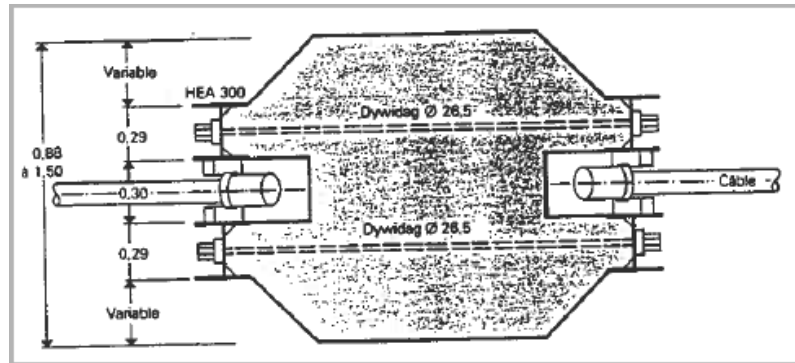


Figura 2.44- Pilar com pré-esforço transversal [7];

Outro modo de solucionar este problema poderá passar pela utilização de um elemento metálico interno que faça a transferência da força entre os cabos (Figura 2.45). Uma má solidarização do elemento metálico com o betão do pilar poderá conduzir à fissuração deste, que deverá, deste modo, estar convenientemente armado.

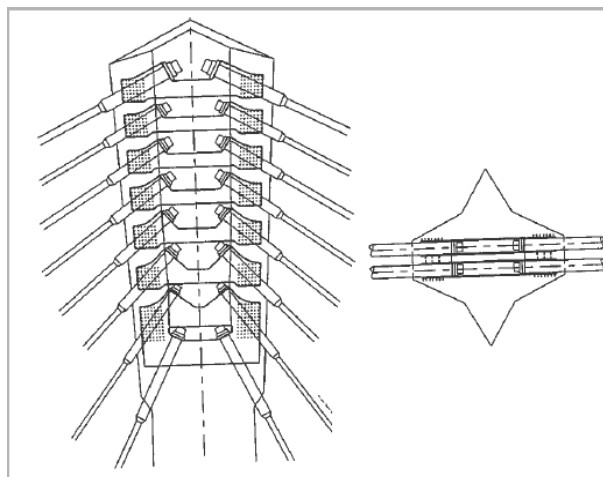


Figura 2.45 - Ancoragem em pilar com chapas metálicas de transferência de forças [7];

#### 2.8.5. ANCORAGEM DOS CABOS NO TABULEIRO

Este tipo de ligação justifica a distinção entre duas situações, que correspondem à ligação dos cabos a dois tipos de tabuleiro: tabuleiro em betão e tabuleiro metálico ou misto.

No caso de um tabuleiro de betão torna-se necessária a criação de “calcanhares” necessários para que a força recebida do cabo possa ser resistida pelo betão, na direcção normal a esta (Figura 2.46).

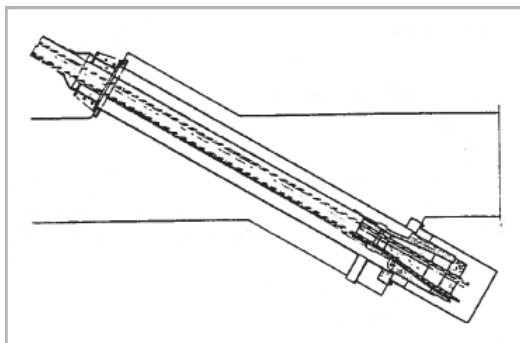


Figura 2.46- Ancoragem de cabo em tabuleiro de betão [7];

Se o tabuleiro for metálico, esta ancoragem poderá ser realizada fazendo uma ligação directa das bainhas com as vigas metálicas do tabuleiro.

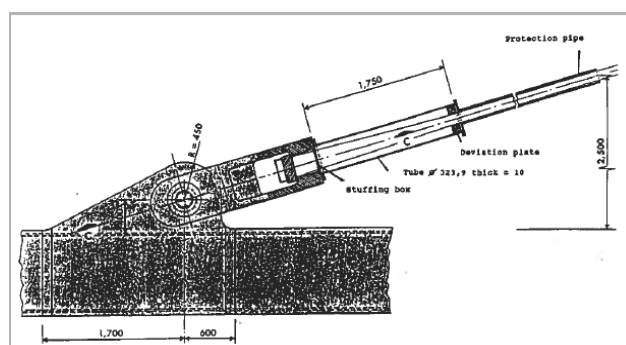


Figura 2.47- Ancoragem de cabo em tabuleiro metálico [7];

A existência de um tabuleiro misto poderá justificar o desenvolvimento de uma solução mais “engenhosa”. A Figura 2.48 mostra a solução adoptada na ponte de *Annacis*, no Canadá, que contempla um prolongamento da alma das vigas metálicas do tabuleiro à qual é acoplada uma outra peça metálica que permite a fixação da ancoragem.

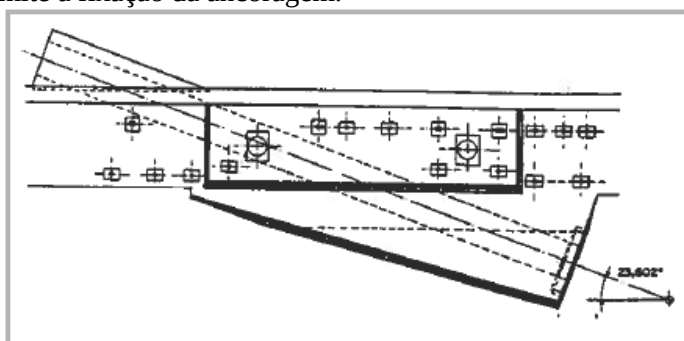


Figura 2.48- Exemplo de ancoragem de cabo em tabuleiro misto [7];

# 3

## CONCEPÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

### 3.1. FORMULAÇÃO E DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

A mudança da Associação de Estudantes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para as suas instalações definitivas, no ano de 2008, foi um importante passo na história desta instituição, previsto desde os tempos em que a FEUP se mudou para a rua Dr. Roberto Frias, no ano de 2001. Até essa altura, os diferentes órgãos da associação de estudantes bem como o bar dos alunos e o centro de cópias, funcionaram em instalações provisórias, integradas no bloco de aulas principal – o bloco B. Por esse motivo, o nascimento desta obra trouxe consigo melhorias evidentes ligadas ao conforto dos seus utilizadores mas, ao mesmo tempo, problemas que se prendem com a sua localização afastada e condições de acesso. Esta questão tem, de algum modo, posto em causa a validade do investimento feito com essas mesmas instalações dada a baixa afluência de que têm sido alvo, muito abaixo do expectável.

É bastante consensual que os acessos actualmente existentes estão desadequados às necessidades. A ponte pedonal actualmente existente implica, regra geral, um desvio significativo daquela que seria a trajectória mais lógica e directa. Igual problema apresenta a alternativa com passagem pela actual entrada principal da faculdade, com a agravante de este percurso implicar a travessia da movimentada Via Estruturante do Pólo II. A título de exemplo, para um indivíduo localizado na zona central do bloco B, servindo-se dos acessos existentes, cabe-lhe descrever um percurso cuja extensão total ronda os 500 metros para se deslocar até às novas instalações. Esta distância corresponde a um percurso a rondar os 4 minutos, demasiado elevado e que a grande maioria dos utilizadores não se mostra disposto a percorrer para aceder aos serviços prestados no referido edifício.

Sendo esta uma questão que atinge toda a comunidade FEUP, constituída por mais de sete mil alunos e outro pessoal, a sua opinião sobre o problema é um importante factor de medição da amplitude que este atinge. Esta informação pôde obter-se por intermédio de um pequeno inquérito, realizado no âmbito do presente trabalho e que contou com a participação de setecentos e setenta e seis dos mais de sete mil alunos que constituem a comunidade estudantil da Faculdade de Engenharia (a informação detalhada do inquérito realizado pode ser consultada no anexo do presente documento).

As conclusões a retirar reiteram a pertinência do problema que se levanta: a esmagadora maioria dos alunos (88,4%) refere a má acessibilidade das novas instalações, classificando-a com a pontuação média de 1,7 valores, num máximo de 5. 91,37% da mesma amostra considera ainda que deveriam ser tomadas medidas para melhorar a sua acessibilidade, levando 83,89% dos mesmos a referir que tal medida iria contribuir para aumentar em assiduidade as deslocações que efectua actualmente ao local.

A solução que se propõe para a resolução deste problema passa pela construção de uma ponte pedonal que permita uma fácil e directa ligação do bloco B até às novas instalações da AEFEUP. Este tipo de ligação conseguiria, com facilidade, reduzir o trajecto para menos de metade do actual, abreviando o tempo de percurso numa proporção idêntica. Seria, portanto, um investimento que permitiria otimizar aquele que foi já feito com as novas instalações, não devendo ser encarado de um modo isolado mas antes em conjunto com este, enquanto partes integrantes de um mesmo projecto. Esta solução contou com a aceitação de 79,12% dos inquiridos e foi classificada com a pontuação média de 3,66 valores, em 5 possíveis.

Para concretizar as aspirações referidas, propõe-se ainda a utilização do antigo bar dos alunos como ponto de acesso à ponte, que passaria a funcionar como entrada adicional para a Faculdade e aproveitando este estar actualmente sem qualquer utilização atribuída. Localizado numa zona central do bloco B, este ponto de acesso teria ainda como vantagem ser aquele que permite desenvolver uma solução com a menor das extensões possíveis, logo mais económica e de acesso mais rápido. Esta solução foi bem recebida por 73,58% dos participantes no referido inquérito e foi classificada com a pontuação média de 3,4 valores, em 5 possíveis.

### 3.2. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

#### 3.2.1. ESCOLHA DA LOCALIZAÇÃO

No que respeita à escolha de uma localização para a ponte pedonal, tem-se como dado adquirido que a solução ideal passa pela sua implantação numa zona central do bloco B. Este tipo de localização é aquele que permite um acesso mais rápido e directo à ponte, tornando a solução mais prática e mais apelativa a sua utilização. Neste enquadramento foram ponderadas duas soluções distintas. Uma delas prevê a utilização do antigo bar dos alunos como ponto de acesso para quem se encontra no interior do edifício de aulas (Solução 1). A segunda solução proposta prevê, para este fim, a utilização de um dos corredores transversais ao corredor principal (Solução 2).

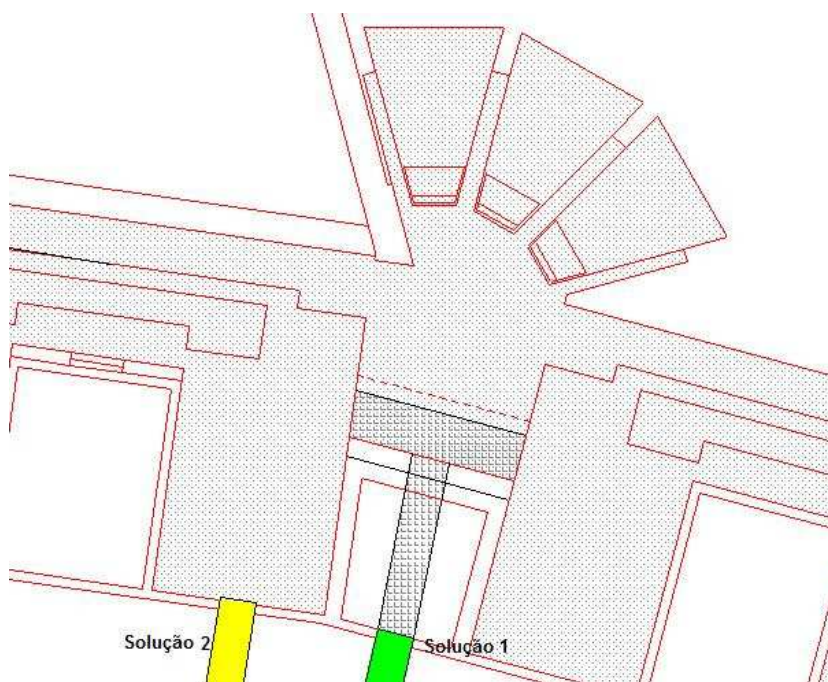


Figura 3.1- Soluções alternativas para a localização da ponte;

Das duas soluções ponderadas tem-se como a mais apelativa aquela que contempla a utilização do espaço que outrora deu lugar ao bar dos alunos. Esta escolha deve-se essencialmente ao conceito de centralidade que sempre foi associado àquele espaço, enquanto ponto de encontro e de convívio entre alunos, professores e outros docentes. A falta deste espaço é apontada como uma das grandes falhas associadas à mudança de instalações e a sua recuperação enquanto ponto de referência para os utilizadores deverá ser encarada como uma mais-valia para a viabilidade de uma infra-estrutura como a ponte pedonal objecto deste estudo.

### 3.2.2. CARACTERÍSTICAS E CONDICIONANTES DO LOCAL

Tendo como principal condicionante a não perturbação do tráfego rodoviário normal no local, pretende-se que a estrutura a projectar alcance uma altura acima da estrada sensivelmente igual àquela que é atingida pela ponte pedonal já existente nas proximidades, ou seja, cerca de cinco metros e meio de altura. Esta é uma condicionante muito importante dada a cota atingida pelos terrenos nas imediações do local, que poderá conduzir a problemas no traçado do tabuleiro, como sejam inclinações deste demasiado elevadas ou uma extensão acima daquilo que será desejável e económico.

Aspecto importante é também aquele que se prende com a morfologia do edifício naquele local específico, correspondendo a uma zona em que este sofre uma “reentrância”. Este factor poderá condicionar a integração de uma ponte pedonal no local quer sob o ponto de vista estético quer funcional.

Por último, importa ter presente o tipo de serviço que a obra deverá prestar, em concreto a possibilidade de ligação ao bar dos alunos e cantina, pontos caracterizados por importantes picos de afluência que deverão ser tidos em conta na especificação dos requisitos para a obra.

### 3.3. DEFINIÇÃO DO TABULEIRO

Um dos mais importantes aspectos da fase de concepção prende-se com a definição de um traçado para o tabuleiro, quer em planta, quer em perfil. A sua escolha deve ser feita com base numa conjugação optimizada dos factores estético, económico e funcional.

A determinação do traçado em planta é, de certa forma, intuitiva. Os pontos a ligar convidam a um traçado praticamente recto e aproximadamente perpendicular à Via Estruturante do Pólo II, enquanto solução mais lógica e económica

Uma solução deste tipo pode, no entanto, colidir com a tentativa de obter um traçado viável em perfil, condicionada pelos limites máximos impostos à inclinação a dar ao tabuleiro. Neste contexto, teve-se em atenção que inclinações superiores a 6% (Decreto-Lei nº163/2006 de 8 de Agosto) são dificilmente vencidas por utilizadores com dificuldades de locomoção, em concreto aqueles que dependem da utilização de uma cadeira de rodas. Deste modo, adoptou-se a inclinação de 5% como valor a evitar ultrapassar.

Se a esta condição juntarmos a necessidade de conceber uma solução que não perturbe o tráfego normal na Via Estruturante do Pólo II, o que implica a construção do tabuleiro a uma cota cerca de 5,5 metros superior à desta, estará encontrada a dificuldade deste processo. A escassez de terreno junto ao bloco de aulas para “dar desenvolvimento” à ponte e, assim, atingir a cota pretendida à custa de inclinações aceitáveis está na origem deste problema, podendo conduzir à alteração do traçado previsto em planta.

Foram estudadas várias alternativas que visavam contornar este problema, entre elas a hipótese de conceber um tabuleiro em “L”, na sua vista em planta. Esta hipótese permitiria ultrapassar os problemas com a inclinação do tabuleiro, mas traria agravantes no que respeita à vertente económica e à ocupação de espaço, além de ser uma solução com dificuldades de adaptação ao local.

Outra hipótese pensada contempla a construção de uma plataforma que visa prolongar a cota do cimo da escadaria de entrada nas antigas instalações do bar dos alunos até ao começo da ponte, sensivelmente alinhado com os limites do edifício (Figura 3.2).



Figura 3.2- Esquema de implantação da plataforma;

Esta última foi, de entre as soluções pensadas, aquela que se entendeu melhor conjugar os factores económico, funcional e estético. Foi, por esse motivo, aquela que foi adoptada para fases posteriores do projecto.

Relativamente à extremidade contrária do tabuleiro, esta foi localizada de modo a satisfazer o objectivo que promoveu o estudo – aceder com facilidade às novas instalações da AEFEUP. Foi, por esse motivo, localizada numa zona frontal a estas, havendo ainda a preocupação de garantir que o acesso à cantina seja igualmente facilitado (Figura 3.3)



Figura 3.3- Esquema de implantação do tabuleiro;

Com o traçado em planta definido, torna-se possível decidir também o seu traçado em perfil. Tendo em atenção as condicionantes antes mencionadas, chegou-se à seguinte solução de tabuleiro:

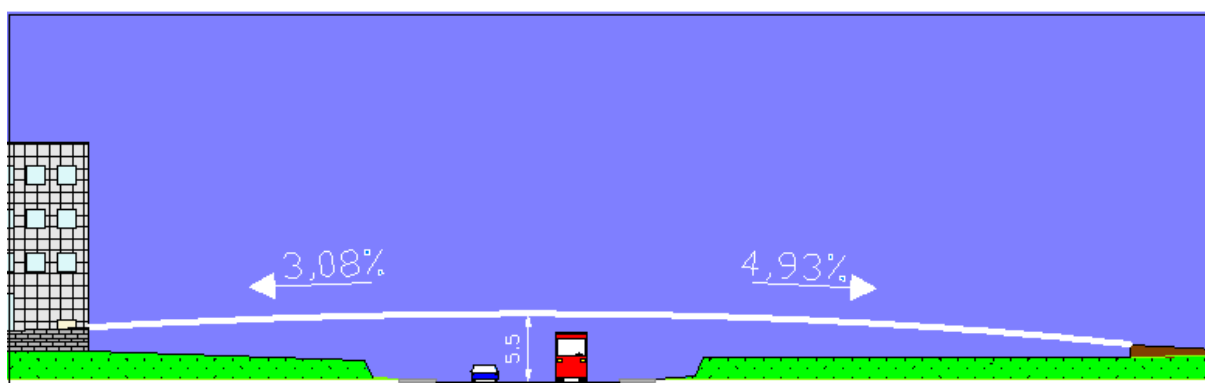


Figura 3.4- Definição longitudinal do tabuleiro;

O tabuleiro foi definido à custa de um traçado parabólico, partindo com uma cota de 120.42m e terminando à cota de 119.06m. O tramo inicial tem um declive médio de 3.08%, que mantém até o tabuleiro atingir um desenvolvimento de cerca de 37.75m. Este local corresponde ao seu ponto de cota máxima, 121.50m, 5.5m acima da cota de pavimento da Via Estruturante do Pólo II. O que resta da sua extensão, cerca de 48.86 metros, apresenta um declive médio de 4.93%, terminando sobre um pequeno aterro. Obtém-se, portanto, um tabuleiro com traçado assimétrico – tida como a solução que melhor se adapta às condições locais - que cumpre todos os requisitos propostos, apresentando uma extensão total a rondar os 84.60 metros, aceite como adequada (Figura 3.5).

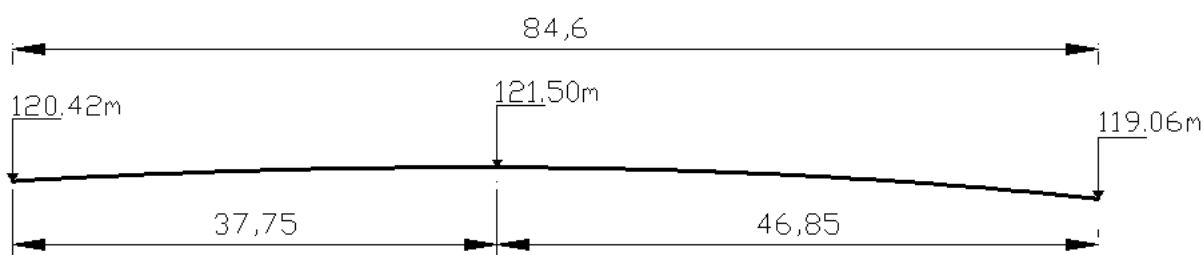


Figura 3.5- Esquema detalhado da configuração longitudinal do tabuleiro;

Tendo como referência a ponte pedonal actualmente existente, definiu-se ainda uma largura para o tabuleiro de 3.80 metros, que se entendeu adequada à densidade de utilizadores expectável para a ponte, mesmo tendo em conta os previsíveis picos de afluência característicos dos principais intervalos entre aulas e hora de almoço.

### 3.4. CONCEPÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

A definição do sistema estrutural é um dos mais críticos e complexos passos conceptuais da obra. Da sua correcta definição depende o sucesso de fases posteriores de dimensionamento e análise comportamental. Esta fase engloba a definição do tipo e localização dos apoios, distribuição de vãos, definição aproximada das secções dos diferentes elementos e materiais a empregar.

A busca de uma solução que se adapte com facilidade ao tabuleiro antes definido e às restantes condições locais, determina que sejam ensaiadas diversas soluções alternativas. Testaram-se várias hipóteses estruturais, desde o arco ao funcionamento do tabuleiro em viga, mas foi com soluções que envolvem a colocação de cabos que se conseguiram as configurações mais interessantes, dado o aumento significativo do vão principal que este tipo de solução estrutural permite alcançar. É possível obter, deste modo, uma aparência mais transparente, vantajosa sob o ponto de vista estético.

Para este tipo de configuração estrutural, e tendo em atenção o vão a vencer e o nível de cargas envolvido, tem-se como mais adequado o desenvolvimento de uma solução estrutural metálica ou mista aço-betão, que permitirá a obtenção de elementos estruturais leves e de reduzidas dimensões.

Apresentam-se, em seguida, as principais soluções estruturais desenvolvidas.

#### 3.4.1. SOLUÇÃO SUSPENSA

A solução estrutural suspensa é tida como preferencial para vão elevados, mas compete com outro tipo de esquemas estruturais para vãos mais reduzidos, como poderá ser o caso da situação presente.

O elemento-chave no funcionamento de uma ponte suspensa é o cabo flexível – ou, neste caso, par de cabos – suspenso e de forma parabólica que permite a transferência das cargas mais importantes às torres e às ancoragens, por tracção simples. O tabuleiro é suspenso no referido cabo por intermédio de pendurais metálicos.

Com este tipo de funcionamento os cabos principais ficam, geralmente, submetidos a forças bastante importantes, fazendo depender a viabilidade deste tipo de solução da economia das ancoragens e das torres de suspensão, que deverão estar preparadas para receber tais forças. O custo destes elementos

pode tornar-se demasiado elevado, principalmente em áreas onde o terreno de fundação é pouco resistente, agravando significativamente o custo total da obra.

Numa fase inicial, pensou-se numa solução aproximadamente simétrica relativamente à extensão total do tabuleiro, com um vão central principal suspenso e vãos extremos - suspensos ou não - de dimensões mais reduzidas. No entanto, a forma assimétrica do tabuleiro, bem como a posição não centrada da Via Estruturante do Pólo II relativamente a este, tornam discutível a adequabilidade de uma solução totalmente simétrica. Por esse motivo, procurou introduzir-se alguma assimetria na solução estrutural – que procura acompanhar a assimetria do tabuleiro – por intermédio da idealização de pilares de suspensão com alturas distintas, decrescentes com o afastamento em relação ao bloco de aulas. O primeiro par de pilares foi pensado com uma altura, medida na vertical, de 8.00 metros, enquanto o segundo teria apenas 5.80 metros. Com um duplo objectivo estético e estrutural, introduziu-se ainda uma ligeira inclinação nas referidas torres, de acordo com a Figura 3.6.

No que diz respeito à distribuição de vãos, definiu-se um vão central principal com 48.84 metros totalmente suspensos. Restaram dois vãos extremos com, respectivamente, 15.35 e 19.07 metros, tendo-se optado por subdividir este último em dois vãos com 12.12 e 6.95 metros.

Para as forças provenientes dos cabos principais foram pensados dois sistemas de amarração distintos. Num deles os cabos seriam directamente ancorados no solo, sendo da competência deste a total absorção das forças transmitidas. Como alternativa foi pensada a amarração dos cabos ao nível do tabuleiro, situação esta que prevê que a componente horizontal da força nos cabos seja resistida pelo próprio tabuleiro enquanto a sua componente vertical será transferida ao solo por intermédio de um pilar, que deverá ser de dimensões reduzidas, como reduzida é a componente da força que lhe cabe resistir. Nesta segunda hipótese, os vãos extremos de 15.35 e 12.12 metros serão igualmente suspensos pelo cabo principal, como mostra a Figura 3.6.

Atendendo à falta de informação fidedigna relativa às características mecânicas do solo de fundação no local e sendo esperadas forças nos cabos relativamente reduzidas, foi dada preferência à segunda das situações, a qual resulta mais favorável sob o ponto de vista estético.

Previu-se a disposição de dois cabos de suspensão superiores, que terão a função de suportar o tabuleiro em quase toda a sua extensão. Os cabos apresentarão formas parabólicas, tanto no seu traçado em perfil como em planta. Na configuração em planta, realce para as parábolas de sentido oposto formadas pelos cabos superiores, cujo afastamento em relação ao tabuleiro resulta na existência de pendurais inclinados, que traccionam ligeiramente o tabuleiro. Deste modo, à medida que a estrutura vai aumentando o seu nível de tensionamento, vai também aumentando a sua rigidez transversal e melhorando o seu comportamento dinâmico.

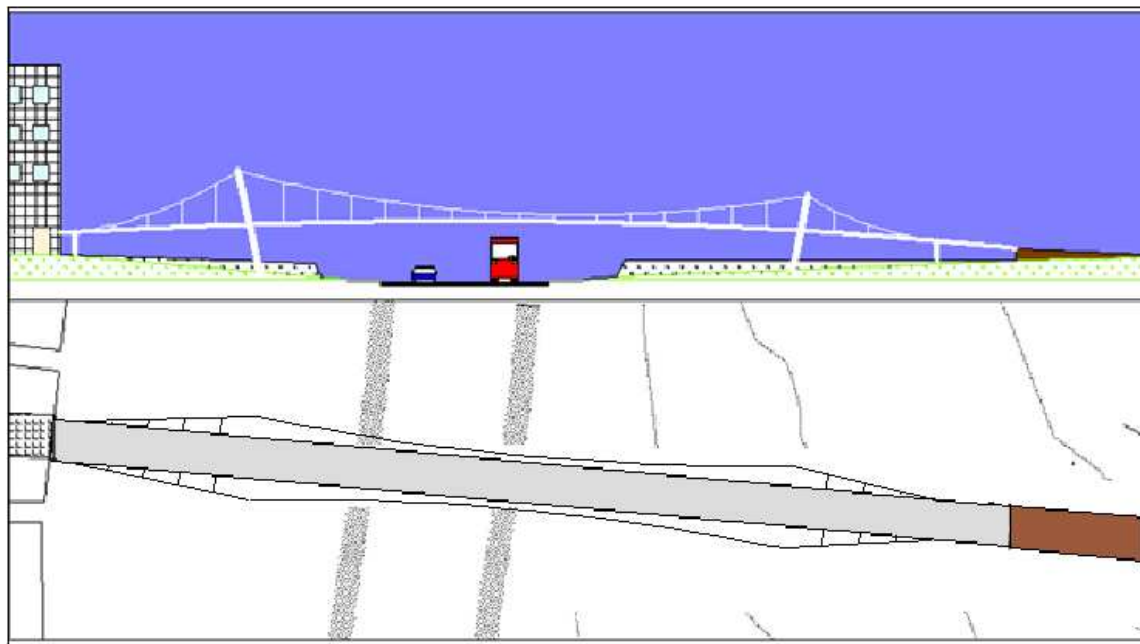


Figura 3.6- Representação do esquema estrutural para a solução suspensa;

A ponderação dos efeitos da variação de temperatura e consequentes tensões induzidas por estes, conduziu à utilização de um sistema de apoios que não restringe a totalidade dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro. Nesse sentido, previu-se um sistema de apoios em que o grau de liberdade longitudinal apenas é impedido por um dos apoios de extremidade. Todos os restantes apoios – de extremidade ou intermédios – apenas impedem deslocamentos nas direcções vertical e transversal. As rotações consideram-se livres em todos os apoios.

Ainda a propósito do sistema de apoio do tabuleiro, não existirá qualquer tipo de apoio directo do tabuleiro nos pilares, o que resultará numa extensão de tabuleiro com 76.31 metros totalmente em suspensão (Figura 3.7).

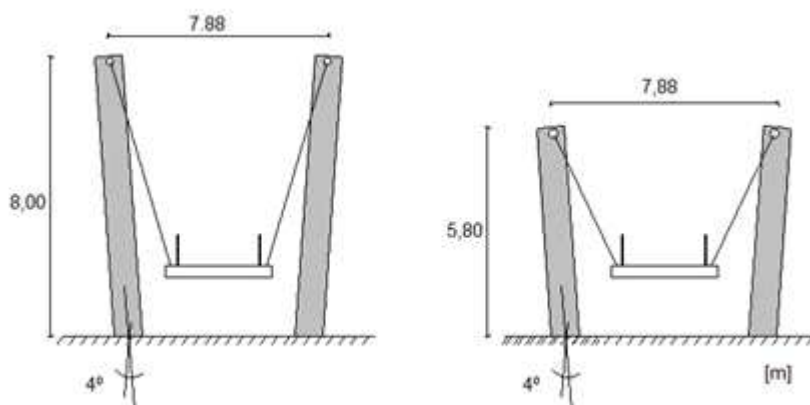


Figura 3.7- Vista transversal do tabuleiro na zona dos pilares;

Importa, nesta fase, validar os sistemas estruturais obtidos através de um pré-dimensionamento dos principais elementos resistentes. Estes deverão apresentar dimensões tidas como aceitáveis para que seja possível considerar como atingido um compromisso estético e estrutural satisfatório. Caso contrário, o sistema estrutural definido deverá ser alvo de uma reformulação – que poderá passar pela alteração da altura das torres de suspensão ou da dimensão dos vãos, por exemplo - e repetidos os restantes passos até que esse objectivo seja cumprido.

### 3.4.2. SOLUÇÃO ATIRANTADA

A solução estrutural atirantada e a solução suspensa são duas possibilidades para resolver o mesmo problema, mas consideravelmente distintas no que toca aos princípios estruturais que envolvem. Na ponte atirantada, as torres de suspensão constituem o principal elemento de suporte de carga, uma vez que todo o tabuleiro se encontra suportado à custa de cabos inclinados que amarram directamente nestas. A inclinação dos cabos constitui, normalmente, uma das desvantagens deste sistema relativamente à ponte suspensa, já que a componente horizontal da força instalada nos cabos é directamente transmitida ao tabuleiro, que deverá ser preparado para lhe resistir.

Há, ainda, uma outra diferença substancial entre estes dois tipos de solução: numa ponte atirantada, os cabos são rectos, ao invés de curvos como acontece com o cabo principal numa ponte suspensa. Este aspecto resulta numa menor rigidez da solução suspensa, que conduz a um comportamento não-linear da estrutura e a uma maior instabilidade aerodinâmica, algo que poderá revelar-se decisivo na escolha da solução estrutural a adoptar.

A disposição dos cabos pode apresentar várias configurações possíveis, apresentando-se na Figura 3.8 algumas das mais comuns. A nomenclatura utilizada para cada configuração será a adoptada em todo o presente documento, embora esta possa diferir em função do autor.

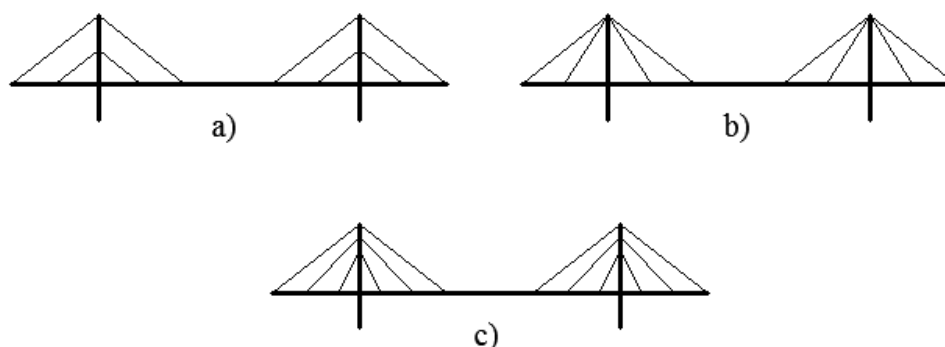


Figura 3.8- Disposições correntes dos cabos em soluções atirantadas;

As disposições apresentadas correspondem à organização dos cabos em harpa, a), radial, b), ou em leque, c).

Adoptaram-se como critérios de definição da disposição e altura das torres os mesmos que foram adoptados e já descritos para a solução suspensa, que conduziram à idealização de um esquema longitudinal assimétrico com torres de alturas diferentes, com 10.50 e 9.00 metros de altura, desta vez completamente dispostas na vertical (numa vista longitudinal da ponte), por se entender como fraca a adequabilidade de torres inclinadas a este tipo de solução. Da distribuição de vãos resultou um vão

central com 45 metros e vãos extremos com 16.20 e 22.90 metros, tendo-se decidido pela subdivisão deste último em dois com 16.90 e 6.00 metros.

Para o esquema longitudinal obtido, entendeu-se que a disposição dos tirantes que se adapta de modo mais satisfatório é a disposição em harpa (Figura 3.9).

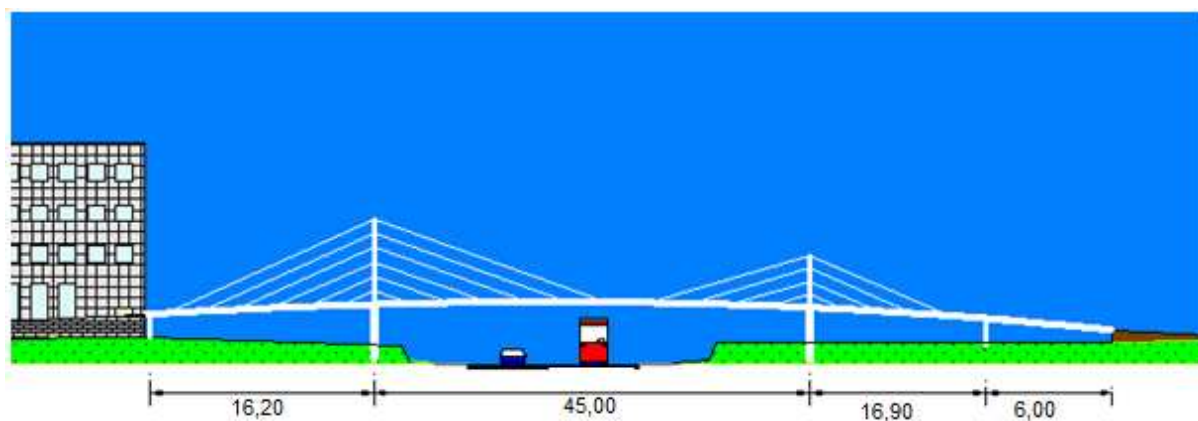


Figura 3.9- Esquema longitudinal da solução atirantada;

O sistema de apoio longitudinal é em tudo semelhante àquele que havia sido adoptado para a solução suspensa, com um sistema de apoios que não restringe a totalidade dos deslocamentos longitudinais do tabuleiro, sendo o grau de liberdade longitudinal apenas impedido por um dos apoios de extremidade. Todos os restantes apoios – de extremidade ou intermédios – apenas impedem deslocamentos nas direcções vertical e transversal. As rotações consideram-se livres em todos os apoios.

Relativamente à posição espacial dos cabos, a escolha recaiu numa configuração na qual estes se organizam segundo planos inclinados. Estando ancorados directamente nos pilares, a configuração escolhida para os cabos teve implicações na disposição e forma destes, que foram idealizados ligeiramente afastados do tabuleiro e com uma leve inclinação no plano perpendicular ao tabuleiro (Figura 3.10).

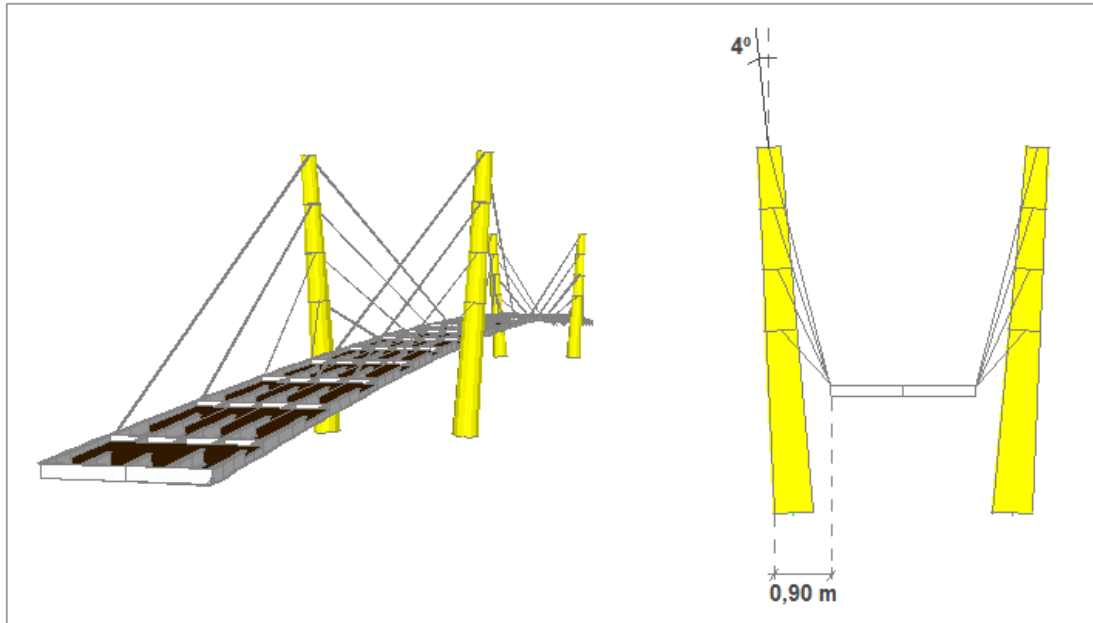


Figura 3.10 – Disposição e forma dos pilares;

### 3.5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

#### 3.5.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS CABOS

##### 3.5.1.1. Solução suspensa

Considerou-se um tabuleiro inicial misto aço-betão com 12 centímetros de espessura e cabos de suspensão principais em aço com 10 centímetros de diâmetro. Os pendurais foram contabilizados considerando que o seu peso próprio corresponde a cerca de 20% do peso dos cabos de suspensão principais. Foi ainda considerada uma sobrecarga aplicada a toda a área de tabuleiro de  $4 \text{ kN/m}^2$ .

Para efeito da definição da geometria dos cabos principais, e atendendo ao rigor pretendido nesta fase, foi aceite como válida a assimilação do presente caso de carga a um carregamento uniformemente distribuído. Com base nessa hipótese, e impondo certas condições fronteira à geometria do cabo (ver Figura 3.11), a aplicação da expressão (1) permite a obtenção da componente horizontal da força no cabo,  $T_o$ , e, a partir desta, do valor máximo da força de tracção,  $T_{máx}$ , com direcção tangente à curva.

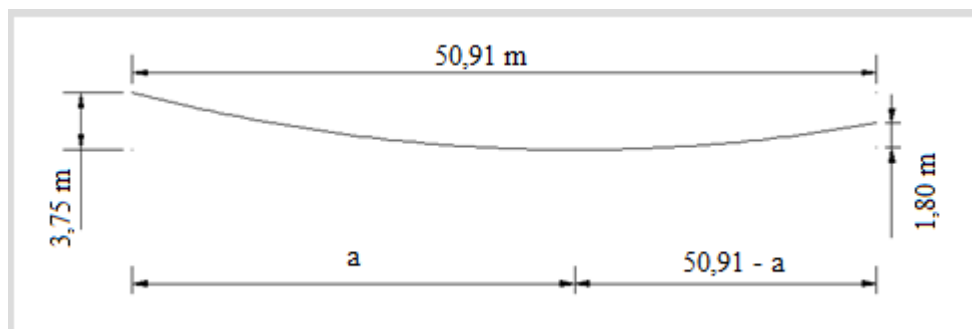


Figura 3.11- Geometria do cabo principal;

$$y = \frac{wx^2}{2T_0} \quad (1)$$

Para efeito de dimensionamento dos cabos, impôs-se como limite máximo do seu nível de tensionamento a mobilização de 30% da sua capacidade resistente máxima, quando sujeitos a acções permanentes. Por outro lado, o Eurocódigo 3 recomenda o limite máximo de tensionamento nos 45%, para estado limite último (ELU).

Com base nos pressupostos mencionados, apresenta-se em seguida o quadro resumo referente ao pré-dimensionamento dos cabos, tendo por base o catálogo de cabos do tipo “*Locked coil*” do fabricante Tensoteci.

Tabela 3.1 - Quadro resumo do pré-dimensionamento dos cabos;

|               | w<br>(kN/m) | a (m) | T <sub>0</sub> (kN) | T <sub>máx</sub><br>(kN) | Φ<br>(mm) | Φ <sub>adoptado</sub><br>(mm) |
|---------------|-------------|-------|---------------------|--------------------------|-----------|-------------------------------|
| C. Permanente | 6.3         | 30.26 | 790.2               | 812.9                    | Φ52       | Φ80                           |
| ELU           | 19.9        | 30.26 | 2496.1              | 2567.7                   | Φ76       |                               |

Como forma de precaver eventuais problemas resultantes das considerações aproximadas efectuadas nesta fase de pré-dimensionamento, e dada a importância assumida por este elemento, decidiu-se pela adopção do diâmetro comercial imediatamente acima do obtido no processo de cálculo. O cabo obtido por esta via apresenta um diâmetro nominal de 80 milímetros.

Para os pendurais, dados os reduzidos esforços esperados, foi adoptado o diâmetro comercial mínimo disponível de 20 milímetros.

### 3.5.1.2. Solução atirantada

Para a solução atirantada foi igualmente arbitrado um tabuleiro misto aço-betão com 12 centímetros de espessura (apenas para efeitos de pré-dimensionamento, já que a escolha de um tabuleiro para a solução atirantada está dependente da verificação dos seus elementos à encurvadura), tendo-se adoptado um diâmetro inicial para os cabos de aço de 4 centímetros.

O pré-dimensionamento dos cabos conseguiu-se com base num modelo de cálculo muito simples, que foi resolvido à custa de um cálculo não-linear geométrico, realizado com auxílio do programa de cálculo SAP2000. Neste modelo, cada par de cabos representou-se por um único cabo, tendo-se posteriormente dividido o esforço em cada um deles por dois. Este valor foi depois utilizado no dimensionamento dos cabos, recorrendo-se para tal ao catálogo de cabos do tipo “*Locked Coil*” do fabricante *Bridon*.

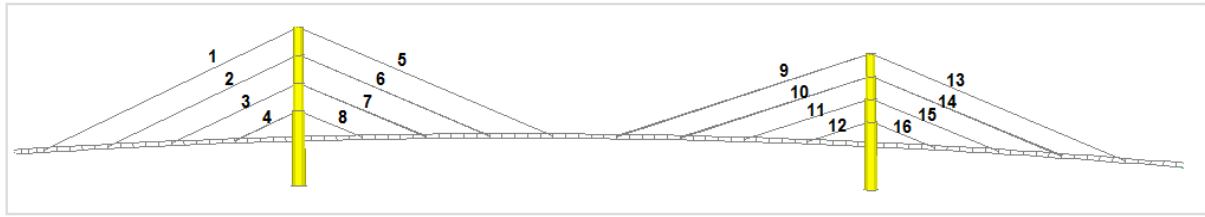


Figura 3.12 - Esquema e numeração dos cabos na solução atirantada;

Tabela 3.2 - Esforços de pré-dimensionamento dos cabos de atirantamento;

| Cabo | ELU   |        |                 | C. Permanentes |        |                 |
|------|-------|--------|-----------------|----------------|--------|-----------------|
|      | 2xN   | N      | $\phi$ [mm]     | 2xN            | N      | $\phi$ [mm]     |
| 1    | 123.4 | 61.72  | 20 (Fy= 368 kN) | 42.28          | 21.14  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 2    | 290.8 | 145.4  | 20 (Fy= 368 kN) | 99.46          | 49.73  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 3    | 373.1 | 186.56 | 25 (Fy= 574 kN) | 127.54         | 63.77  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 4    | 576.6 | 288.31 | 30 (Fy= 858 kN) | 197.01         | 98.5   | 20 (Fy= 368 kN) |
| 5    | 386.2 | 193.1  | 25 (Fy= 574 kN) | 131.98         | 65.99  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 6    | 360.3 | 180.16 | 25 (Fy= 574 kN) | 123.29         | 61.65  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 7    | 337.3 | 168.66 | 25 (Fy= 574 kN) | 115.29         | 57.64  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 8    | 546.8 | 273.42 | 30 (Fy= 858 kN) | 186.77         | 93.39  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 9    | 331   | 165.51 | 20 (Fy= 368 kN) | 113.13         | 56.57  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 10   | 400.7 | 200.36 | 25 (Fy= 574 kN) | 137.04         | 68.52  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 11   | 434.9 | 217.43 | 25 (Fy= 574 kN) | 148.65         | 74.33  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 12   | 618.1 | 309.06 | 30 (Fy= 858 kN) | 211.15         | 105.57 | 20 (Fy= 368 kN) |
| 13   | 178.2 | 89.07  | 20 (Fy= 368 kN) | 60.89          | 30.45  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 14   | 317   | 158.52 | 20 (Fy= 368 kN) | 108.52         | 54.26  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 15   | 419.7 | 209.83 | 25 (Fy= 574 kN) | 143.47         | 71.74  | 20 (Fy= 368 kN) |
| 16   | 757.6 | 378.78 | 30 (Fy= 858 kN) | 258.83         | 129.41 | 25 (Fy= 574 kN) |

Conforme se pode constatar na Tabela 3.2, o diâmetro máximo necessário para que sejam cumpridos os limites de tensionamento recomendados pelo EC3 é de 30 milímetros, tendo sido usado esse diâmetro para todos os cabos da estrutura.

### 3.5.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

O tabuleiro é um importante elemento no funcionamento e comportamento da estrutura, cabendo-lhe a função de receber de modo directo as sobrecargas resultantes da sua utilização e garantir a sua transmissão para os cabos. A ligação do tabuleiro com os cabos é conseguida à custa da colocação de carlingas, que mais não são do que vigas dispostas transversalmente, conferindo ao tabuleiro a rigidez necessária nessa direcção. As carlingas estão ligadas nas suas extremidades aos elementos de cabo, aos quais compete a sua transmissão até aos pilares.

Ao contrário daquilo que foi considerado para o pré-dimensionamento dos cabos, o tabuleiro determinado neste ponto será um tabuleiro estruturalmente metálico, constituído por uma grelha de perfis metálicos dispostos longitudinalmente e transversalmente. Para o efeito serão usados perfis IPE.

Uma primeira aproximação às dimensões das vigas do tabuleiro foi feita com base nos esforços resultantes do seu cálculo estático. No entanto, sendo estes de grandeza reduzida, este procedimento

conduziu a uma solução excessivamente esbelta, que se prevê que seja condicionada pelo comportamento dinâmico da estrutura. Assim sendo, decidiu-se por pela adopção de uma solução ligeiramente acima daquilo que estes resultados indicavam.

Com base no exposto, o tabuleiro adoptado para ambas as soluções é constituído por cinco longarinas IPE240 igualmente espaçadas e por carlingas IPE240 cujo espaçamento é condicionado pela disposição dos cabos. No caso da solução suspensa este espaçamento corresponde ao espaçamento dos pendurais que é praticamente constante e igual a 3 metros. Já no caso da solução atirantada o espaçamento entre carlingas coincide com o espaçamento entre tirantes, sendo que este varia consoante o vão em que esteja localizada. Nos vãos extremos o espaçamento adoptado foi de 3.4m, enquanto para o vão central se usou um espaçamento de 5.0m.

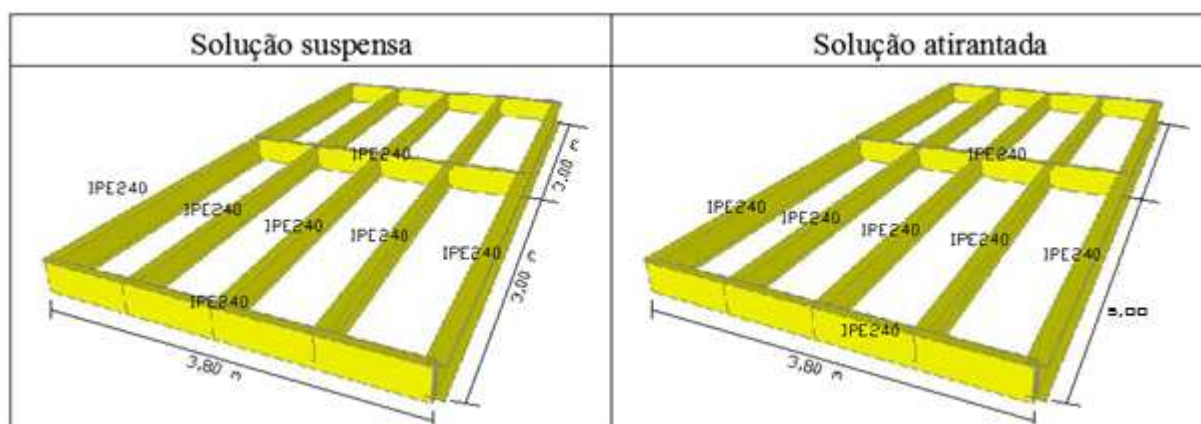


Figura 3.13- Esquema dos tabuleiros adoptados após fase de pré-dimensionamento;

### 3.5.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Para um estudo rigoroso do comportamento destas estruturas deve ser dada especial atenção aos seus elementos de apoio da estrutura, em especial aos pilares. Estes elementos apresentam, geralmente, uma flexibilidade que não deve ser desprezada, afectando tanto o seu cálculo estático como, em especial, o seu cálculo dinâmico.

Por questões de índole estética e arquitectónica, considerou-se a inclusão de pilares metálicos com secção tubular circular variável em altura. O diâmetro exterior usado para os pilares é de 1.00 metros.

Os pilares assim concebidos deverão ter uma aparência esbelta quando avistados numa panorâmica global da ponte mas, ao mesmo tempo, darão a sensação a quem os vê de perto serem elementos robustos, o que contribui para uma sensação de segurança dos utilizadores da ponte.

Com as dimensões exteriores destes elementos já fixadas, nesta fase resta apenas a determinação de uma espessura adequada para as suas paredes, que garanta a satisfação dos critérios de resistência.

Dada a razoável altura que estes elementos apresentam e o desequilíbrio entre as forças provenientes dos cabos, é de esperar que a secção da base seja aquela que apresenta esforços mais significativos, com esforços axiais e de flexão consideráveis.

Os cálculos de pré-dimensionamento foram elaborados com base na consideração do peso próprio dos elementos e de uma sobrecarga de utilização aplicada a toda a largura do tabuleiro de  $4\text{kN/m}^2$ . Foram ainda consideradas três combinações em estado limite último que visam a obtenção do esforço axial e do momento flector máximos na base do pilar (Figuras 3.14, 3.15 e 3.16).

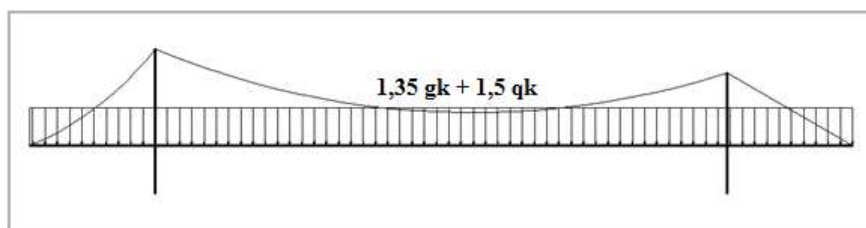


Figura 3.14- Combinação 1

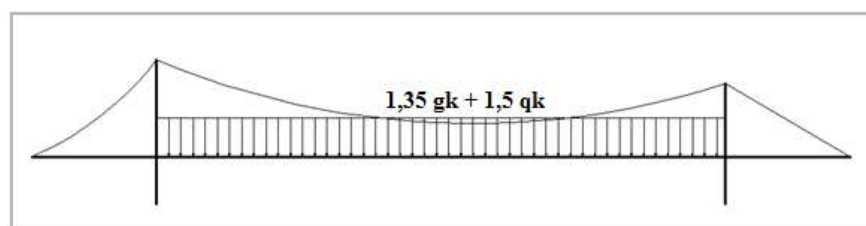


Figura 3.15 - Combinação 2

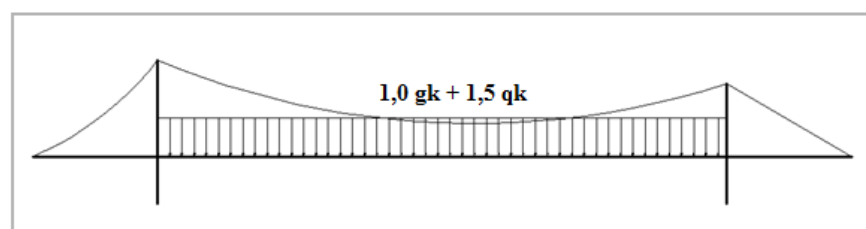


Figura 3.16 - Combinação 3

O peso próprio dos pilares foi contabilizado de modo aproximado à custa de um agravamento das acções em 15%.

#### 3.5.3.1. Solução suspensa

O dimensionamento da espessura foi feito apenas para os pilares mais altos, adoptando igual espessura para os restantes.

A Tabela 3.3 resume os esforços aproximados obtidos para a secção de base do pilar para cada uma das combinações consideradas.

Tabela 3.3- Esforços de dimensionamento do pilar para a solução suspensa;

| Combinação |             | Esforços |  |
|------------|-------------|----------|--|
| 1          | $M_x$ [kNm] | 2848.6   |  |
|            | $M_y$ [kNm] | 5762.7   |  |
|            | $M$ [kNm]   | 6428.2   |  |
|            | $N$ [kN]    | -1086.8  |  |
| 2          | $M_x$ [kNm] | 2479.4   |  |
|            | $M_y$ [kNm] | 11883    |  |
|            | $M$ [kNm]   | 12138.9  |  |
|            | $N$ [kN]    | -935     |  |
| 3          | $M_x$ [kNm] | 2386.3   |  |
|            | $M_y$ [kNm] | 11685.2  |  |
|            | $M$ [kNm]   | 11926.3  |  |
|            | $N$ [kN]    | -895.9   |  |

Com base nos esforços indicados, determinou-se iterativamente uma espessura para o pilar que satisfaça os requisitos de resistência e encurvadura por varejamento estipulados no Eurocódigo 3. O aço utilizado foi o S355 e as secções admitiram-se laminadas a quente. O pilar foi considerado encastrado na sua base. A Tabela 3.4 resume as verificações efectuadas.

Tabela 3.4 - Quadro de pré-dimensionamento do pilar para a solução suspensa;

| B [m] | e [m] | Encurvadura |                     |                     |       |           |        |                | Flexão                     |            | Ver. |
|-------|-------|-------------|---------------------|---------------------|-------|-----------|--------|----------------|----------------------------|------------|------|
|       |       | le [m]      | A [m <sup>2</sup> ] | I [m <sup>4</sup> ] | i [m] | $\lambda$ | $\chi$ | $N_{brd}$ [kN] | $w_{pl}$ [m <sup>3</sup> ] | Mrd [kN.m] |      |
| 1     | 0.010 | 16          | 3.11E-02            | 3.81E-03            | 0.350 | 0.601     | 0.890  | 9822.4         | 9.80E-03                   | 3479.4     | KO   |
| 1     | 0.020 | 16          | 6.16E-02            | 7.40E-03            | 0.347 | 0.607     | 0.887  | 19396.9        | 1.92E-02                   | 6816.0     | KO   |
| 1     | 0.030 | 16          | 9.14E-02            | 1.08E-02            | 0.343 | 0.613     | 0.885  | 28720.5        | 2.82E-02                   | 10011.0    | KO   |
| 1     | 0.035 | 16          | 1.06E-01            | 1.24E-02            | 0.341 | 0.616     | 0.884  | 33289.6        | 3.26E-02                   | 11573.0    | KO   |
| 1     | 0.040 | 16          | 1.21E-01            | 1.39E-02            | 0.340 | 0.619     | 0.883  | 37796.2        | 3.69E-02                   | 13099.5    | OK   |

Assim sendo, foi adoptada uma espessura para as paredes dos pilares de 4 centímetros.

### 3.5.3.2. Solução atirantada

Para a solução atirantada foi adoptado exactamente o mesmo procedimento já exposto no ponto anterior. Deste modo, passa-se à imediata exposição dos resultados.

Tabela 3.5- Esforços de dimensionamento do pilar para a solução atirantada;

| Combinação |             | Esforços |  |
|------------|-------------|----------|--|
| 1          | $M_x$ [kNm] | 964.0    |  |
|            | $M_y$ [kNm] | 2149.0   |  |
|            | $M$ [kNm]   | 2355.3   |  |
|            | $N$ [kN]    | -504.5   |  |
| 2          | $M_x$ [kNm] | 677.6    |  |
|            | $M_y$ [kNm] | 3341.8   |  |
|            | $M$ [kNm]   | 3409.8   |  |
|            | $N$ [kN]    | -379.8   |  |
| 3          | $M_x$ [kNm] | 641.0    |  |
|            | $M_y$ [kNm] | 3265.3   |  |
|            | $M$ [kNm]   | 3327.6   |  |
|            | $N$ [kN]    | -344.2   |  |

Tabela 3.6- Quadro de pré-dimensionamento do pilar para a solução atirantada;

| B [m] | e [m] | Encurvadura |                       |                       |         |           |        | Flexão         |                            |                 | Ver. |
|-------|-------|-------------|-----------------------|-----------------------|---------|-----------|--------|----------------|----------------------------|-----------------|------|
|       |       | $l_e$ [m]   | $A$ [m <sup>2</sup> ] | $I$ [m <sup>4</sup> ] | $i$ [m] | $\lambda$ | $\chi$ | $N_{brd}$ [kN] | $w_{pl}$ [m <sup>3</sup> ] | $M_{rd}$ [kN.m] |      |
| 1     | 0.01  | 21          | 3.11E-02              | 3.81E-03              | 0.350   | 0.789     | 0.802  | 8855.2         | 9.80E-03                   | 3479.4          | OK   |
| 1     | 0.02  | 21          | 6.16E-02              | 7.40E-03              | 0.347   | 0.797     | 0.798  | 17435.9        | 1.92E-02                   | 6816.0          | OK   |

Embora a Tabela 3.6 preveja que 1cm seja suficiente, decidiu-se pela adopção inicial de pilares com paredes de 2cm de espessura.



## 4

## MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

### 4.1. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA

A estrutura em estudo – nesta fase ainda formulada segundo as duas hipóteses, suspensa e atirantada – apresenta já um grau de complexidade assinalável, seja pela sua dimensão, seja pelo envolvimento de cabos no seu sistema estrutural ou seja pela própria natureza da obra. Assim sendo, e com o intuito de salvaguardar o rigor que o tratamento de tal estrutura merece, decidiu-se pela abordagem ao modelo de cálculo desenvolvido em capítulo próprio, explicando pormenorizadamente algumas das decisões que foram sendo tomadas.

#### 4.1.1. ESTRUTURA COM SISTEMA DE CABOS

Tratando-se de estruturas onde os cabos assumirão um papel preponderante no sistema estrutural, importa reter algumas particularidades que se prendem com este tipo de elementos. Em primeiro lugar, é importante lembrar que o cabo é um elemento que apenas desenvolve esforços quando solicitado à tracção. Trata-se de uma noção elementar, quase intuitiva, mas é importante tê-la em mente durante o processo de modelação, garantindo que os elementos escolhidos para representar os cabos não desenvolverão esforços quando solicitados à compressão. O contrário poderia falsear os resultados obtidos no modelo.

Outro ponto da maior importância tem a ver com o aumento da rigidez da estrutura à medida que esta vai sendo carregada, ou seja, à medida que vai aumentando o nível de tensionamento nos cabos. Para ajudar a compreender este fenómeno pode recorrer-se ao exemplo simplificado de uma corda, que se torna mais rígida quando esticada do que quando deixada com alguma folga. O mesmo acontece – na devida escala – com a presente estrutura, ganhando rigidez com o aumento do nível de tensionamento dos cabos. Por esta razão, torna-se importante que a introdução das cargas no modelo seja feita de modo faseado, pois a resposta da estrutura assim solicitada será distinta daquela que se obteria com uma colocação repentina de todas as cargas. Atendendo a que uma das mais significativas parcelas do carregamento da estrutura corresponde ao seu peso próprio, este procedimento pode ser conseguido à custa de uma simulação do processo construtivo. Trata-se de um aspecto de grande importância na modelação da estrutura, pelo que a forma como este processo foi introduzido no programa de cálculo será tratado em 4.2.2.2.

Por último, dado tratar-se de uma estrutura globalmente bastante flexível, serão de esperar deslocamentos associados de grandeza considerável, algo que tornará inviável que seja considerada a hipótese de pequenos deslocamentos. Dito de outro modo, os deslocamentos registados serão demasiado elevados para que se possam considerar desprezáveis os efeitos de segunda ordem

envolvidos. Estes produzirão alterações consideráveis à geometria da estrutura, de que resultarão efeitos adicionais em termos de esforços.

#### 4.1.2. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Como foi referido, o comportamento esperado para a estrutura em estudo é não linear, algo que remete para a necessidade de ter em consideração os efeitos de segunda ordem associados no cálculo. A sua inclusão fez-se à custa de uma análise não-linear global do tipo P- $\Delta$ , prevista no software de cálculo SAP2000, que efectua uma actualização sucessiva da geometria da estrutura.

Como forma de ilustrar a questão da não-linearidade geométrica e de sensibilizar para a importância da inclusão dos efeitos de segunda ordem no cálculo, recorre-se de seguida ao exemplo simplificado de uma barra rígida com uma mola numa das suas extremidades, cujo modelo se representa na Figura 4.1.

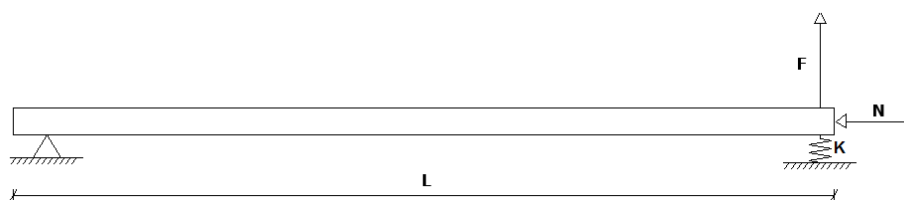


Figura 4.1- Modelo simples para representação da questão da não-linearidade geométrica;

Numa análise elástica de 1ª ordem, com base na configuração inicial indeformada, a reacção  $F$ , na extremidade direita da barra, e a força axial  $N$  são independentes, resultando numa rigidez da mola dada pela relação

$$K = F/\Delta \quad (4.1)$$

sendo  $\Delta$  o deslocamento sofrido pela mola.

No caso de o deslocamento da mola não ser infinitesimal, mas finito, embora reduzido na sua grandeza, a equação de equilíbrio na configuração deformada obtém-se por equilíbrio de momentos calculado em relação ao seu centro de rotação, que neste caso corresponde à extremidade esquerda da barra. O equilíbrio da barra é, então, expresso por

$$FL + N\Delta = F_{mola}L \quad (4.2)$$

sendo que a força desenvolvida na mola para a deformação vem dada por

$$F_{mola} = K\Delta \quad (4.3)$$

de onde resulta que

$$FL + N\Delta = (K\Delta)L \quad (4.4)$$

Dividindo todos os membros por  $L$  e agrupando convenientemente os termos, obtém-se a equação de equilíbrio na configuração deformada. Esta inclui, portanto, os efeitos de segunda ordem e permite evidenciar o conceito de rigidez geométrica,  $K_G = N/L$ :

$$\left(K - \frac{N}{L}\right)\Delta = F \quad (4.5)$$

$$(K - K_G)\Delta = F \quad (4.6)$$

Este simples exemplo didáctico evidencia que a rigidez global da estrutura é reduzida à medida que a carga axial de compressão aumenta. De um modo geral, é isso que acontece, ou seja, cargas axiais de compressão contribuem para a diminuição da rigidez da estrutura, enquanto cargas axiais de tracção têm uma contribuição contrária, actuando de modo benéfico no que toca às características de estabilidade da estrutura. Associado à diminuição da rigidez verifica-se um aumento dos deslocamentos registados para a mesma acção  $F$ , evidenciando que o aumento da carga axial de compressão trará consigo maiores deslocamentos associados.

É precisamente neste princípio que assenta uma análise não-linear global do tipo  $P-\Delta$ , sendo que este efeito pode ser interpretado como um carregamento ou acção adicional devido ao facto de as acções axiais já não serem colineares com o eixo dos elementos.

De notar ainda que o feito global  $P-\Delta$  é um efeito distinto do efeito  $P-\delta$ , que traduz os efeitos secundários decorrentes da deformação ao longo da barra, assumindo nulos os deslocamentos dos seus nós extremos. Este efeito é de particular interesse para a solução atirantada, onde são previsíveis importantes esforços de compressão nos elementos do tabuleiro.

## 4.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Como foi referido, o estudo do comportamento global das estruturas foi realizado com o auxílio do programa de cálculo estrutural SAP2000. A utilização deste programa permitiu a construção de modelos onde são tidos em conta os aspectos referidos em 4.1 pois este contempla a opção de introdução faseada das cargas, bem como a possibilidade de uma análise não-linear global do tipo  $P-\Delta$  (grande).

Os pormenores tidos como mais relevantes na modelação são descritos em seguida.

### 4.2.1. ELEMENTOS DE CABO

A modelação dos elementos de cabo, tanto no que respeita à definição da sua geometria como à introdução das suas propriedades, representa um dos pontos mais importantes deste processo – e, ao mesmo tempo, um dos que se reveste de maior complexidade, nomeadamente no que à solução suspensa diz respeito. Tratando-se do grande garante da estabilidade das estruturas estudadas, é importante que a sua representação em modelo seja tão fidedigna quanto possível, pelo que é conveniente que a interpretação dos resultados obtidos seja acompanhada pela sua validação, ainda que esta seja efectuada com recurso a modelos de cálculo simplificados.

A escolha do tipo de elemento a utilizar na modelação dos cabos é a primeira das dificuldades que se apresenta. A utilização do elemento *cabo*, previsto no programa SAP2000, seria à partida a mais óbvia de entre as várias possibilidades. No entanto, houve uma incapacidade de integrar este tipo de elementos numa estrutura como as apresentadas, conduzindo a resultados tidos como altamente insatisfatórios. Por essa razão, esta hipótese foi prontamente posta de parte.

A alternativa mais viável apresentada pelo programa passa pela modelação dos cabos com recurso a elementos de barra, uma aproximação que se procurou otimizar com a utilização de barras bi-articuladas de modo a impedir a transmissão de momentos flectores entre os elementos. No entanto, também esta mostrou ser uma situação mal adaptada ao processo de cálculo do programa, sendo igualmente excluída.

A alternativa encontrada contempla a utilização de elementos de barra contínuos, uma modalidade que traz consigo o cuidado adicional de controlar os momentos flectores instalados nestes elementos. É conveniente que estes sejam de uma ordem de grandeza desprezável face aos restantes esforços, algo expectável face à reduzida inércia à flexão que apresentam. Deste modo, foi este o tipo de elemento adoptado na modelação, tanto para a solução suspensa como para a atirantada.

#### 4.2.1.1. Propriedades mecânicas

O cabo é um elemento constituído por um agrupamento de arames, convenientemente entrelaçados. É, por esse motivo, um elemento estrutural altamente flexível tendo resistências à compressão e flexão que devem ser desprezadas. Deste modo, a sua utilização é justificada essencialmente para resistir a esforços de tracção.

A inércia de um cabo é uma inércia intermédia entre a dada pela soma das inércias de cada um dos elementos que o constitui relativamente a um eixo que passa pelo centro do cabo, e a inércia uma barra compacta de secção circular cheia. Como forma de contabilizar este factor foi adoptada uma secção efectiva de cálculo cujas propriedades correspondem às de uma barra maciça com uma área correspondente a 80% da área de uma secção circular de diâmetro igual ao do cabo (Tabela 4.1).

Tabela 4.1- Redução das propriedades mecânicas dos cabos

|                  |                | Propriedades                 | Secção Maciça | Secção de cálculo | Redução [%] |
|------------------|----------------|------------------------------|---------------|-------------------|-------------|
| Solução Suspensa | Cabo Principal | $\phi$ [mm]                  | 80            | -                 | -           |
|                  |                | Área [m <sup>2</sup> ]       | 5.03E-03      | 4.02E-03          | 20          |
|                  |                | Inércia [m <sup>4</sup> ]    | 2.01E-06      | 1.29E-06          | 36          |
|                  |                | Área Corte [m <sup>2</sup> ] | 4.52E-03      | 3.62E-03          | 20          |
|                  |                | M. Torção                    | 4.02E-06      | 2.57E-06          | 36          |
|                  | Pendurais      | $\phi$ [mm]                  | 20            | -                 | -           |
|                  |                | Área [m <sup>2</sup> ]       | 3.14E-04      | 2.51E-04          | 20          |
|                  |                | Inércia [m <sup>4</sup> ]    | 7.85E-09      | 5.01E-09          | 36          |
|                  |                | Área Corte [m <sup>2</sup> ] | 2.83E-04      | 2.26E-04          | 20          |
|                  |                | M. Torção                    | 1.57E-08      | 1.00E-08          | 36          |
|                  | Tirantes       | $\phi$ [mm]                  | 30            | -                 | -           |
|                  |                | Área [m <sup>2</sup> ]       | 7.07E-04      | 5.65E-04          | 20          |
|                  |                | Inércia [m <sup>4</sup> ]    | 3.98E-08      | 2.54E-08          | 36          |
|                  |                | Área Corte [m <sup>2</sup> ] | 6.36E-04      | 5.09E-04          | 20          |
|                  |                | M. Torção                    | 7.95E-08      | 5.09E-08          | 36          |

#### 4.2.1.2. Definição da geometria

Para a solução suspensa, os cabos de suspensão principais apresentam uma forma relativamente complexa de modelar, combinando formas parabólicas tanto na sua vista em perfil como em planta. Este facto traz consigo uma série de obstáculos que foram contornados à custa da adopção de um procedimento aproximado que consistiu na introdução no modelo dos cabos já com a configuração final pretendida, correspondente à estrutura carregada, em lugar da inicial sem cargas. As deformações sofridas durante o processo de carregamento da estrutura – referente às cargas de carácter permanente - foram corrigidas à custa da aplicação de uma extensão contrária, procurando com isso mantê-lo o mais próximo possível da sua geometria inicial.

Como alternativa a este procedimento poderia ter sido adoptada uma estratégia assente num processo iterativo. Esta consistiria na procura da configuração inicial a ser introduzida no modelo de modo a que a configuração final da estrutura quando carregada correspondesse à geometria final pretendida. Este seria, no entanto, um procedimento bastante moroso e que dificilmente conduziria a resultados significativamente mais satisfatórios do que os assim obtidos.

Tido isto, o desenho dos cabos conseguiu-se à custa da introdução directa das coordenadas de alguns nós de referência. Estas foram obtidas à custa da determinação das equações das parábolas – quer em planta, quer em perfil – que definem a sua geometria.

Em relação à solução atirantada, a forma dos seus cabos é, obviamente, mais simples de ser modelada, já que estes apresentam uma forma recta. Nesta situação, a solicitação a que estarão sujeitos é, essencialmente, axial, sendo esperados esforços e deformações associados de grandeza mais reduzida. Deste modo, a introdução das coordenadas no modelo foi feita directamente com as coordenadas finais pretendidas já que a sua variação não se espera que seja significativa após introdução das cargas.

#### 4.2.2. TABULEIRO

O tabuleiro é - como ficou definido anteriormente - constituído por uma grelha de perfis em “I” dispostos longitudinalmente e agrupados segundo vários módulos, que vão sendo sucessivamente montados. No momento em que é introduzido na estrutura, cada um dos módulos é suspenso nos cabos principais por meio de pendurais, no caso da solução suspensa, ou directamente nos tirantes, no caso da atirantada. Posteriormente, estes elementos transmitem axialmente estas cargas aos pilares. A ligação do tabuleiro com os pendurais é feita ao nível das carlingas, que mais não são do que elementos que conferem ao tabuleiro rigidez transversal.

Para a solução suspensa (ver 4.2.2.2.), importa referir que, durante o processo de montagem do tabuleiro, cada um dos módulos é ligado ao seu precedente por intermédio de uma ligação que não lhe confere rigidez à flexão. Dito de outro modo, a montagem do tabuleiro é realizada de tal modo que praticamente não se desenvolvem momentos flectores ao nível da ligação entre os módulos. Após concluído este processo e estabilizada a posição pretendida para o tabuleiro, as ligações são, por fim, convenientemente executadas, algo que lhes confere a dita rigidez.

Já no que se refere à solução atirantada, passa a ser relevante a consideração do efeito P- $\delta$ , conforme se referiu em 4.1.2. Este aspecto foi considerado procedendo a uma discretização dos elementos de barra do tabuleiro em vários nós, suficientemente próximos para que possam ser contabilizados os efeitos secundários decorrentes da deformação ao longo da barra.

##### 4.2.2.1. Definição da geometria

A geometria do tabuleiro é relativamente simples de definir, sendo que este combina uma forma recta em planta com a forma parabólica na sua vista em perfil. Esta última obteve-se, tal como foi abordado no capítulo 3, à custa de uma formulação simples baseada na imposição de certas condições fronteira.

Importa referir que a geometria assim obtida corresponde àquela que se pretende para o tabuleiro quando completamente construído, ou seja, sujeito à acção do seu peso próprio. Deste modo, a sua modelação deve ser feita definindo uma geometria inicial indeformada de tal modo que, quando introduzidas todas as cargas permanentes, seja obtida a geometria final pretendida.

Esta geometria inicial indeformada obteve-se graças a um processo iterativo simplificado: a estrutura foi inicialmente introduzida com a geometria final pretendida e sujeita à acção de todas as cargas permanentes. Registaram-se os deslocamentos verticais sofridos pelo tabuleiro e foi-lhe dada a contra-flecha correspondente, ou seja, foi dado a cada nó um deslocamento de igual grandeza ao registado mas de sentido contrário. Este procedimento foi repetido o número de vezes tido como necessário para que fosse obtida uma geometria suficientemente próxima da geometria final pretendida.

#### 4.2.2.2. Simulação do processo construtivo

O presente ponto tem especial interesse no que diz respeito à modelação da solução suspensa na qual se sublinha a importância da simulação das condições de construção da estrutura na fidelidade do modelo obtido, já que certos aspectos específicos do seu processo construtivo têm grande influência na forma como os esforços finais se distribuem. A título de exemplo, facilmente se compreende que o carregamento faseado dos cabos principais de suspensão – aumentando progressivamente o seu nível de tensionamento – conduz a uma resposta distinta daquela que seria obtida com o seu carregamento “repentino”, introduzindo todas as cargas de uma só vez.

O programa utilizado permite a introdução sequencial dos vários elementos na estrutura, algo útil numa possível simulação da montagem do tabuleiro por módulos. No entanto, a forma parabólica pretendida para os cabos, na sua vista em planta, obriga a que todo o tabuleiro seja introduzido simultaneamente no modelo como forma de “fixar” os cabos na posição final pretendida. Assim sendo, a forma encontrada para simular a sua montagem faseada consiste num carregamento do tabuleiro feito por pequenos incrementos de carga que vão progressivamente tensionando os cabos de suspensão principais.

Igualmente importante na forma como se distribuem os esforços no tabuleiro é a simulação das ligações entre os vários módulos durante a sua fase de montagem, que, como foi referido, praticamente não permitem que se desenvolvam esforços de flexão. Como forma de simular este comportamento, cada um dos módulos foi ligado graças a um pequeno elemento de inércia à flexão desprezável, conforme a Figura 4.2.

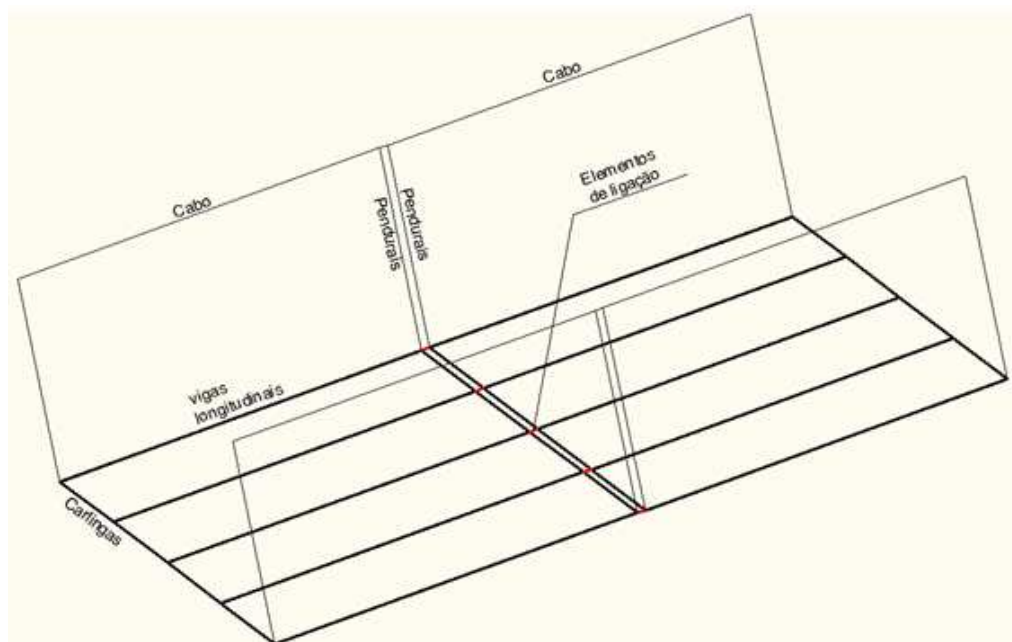


Figura 4.2- Esquema da simulação das ligações entre os módulos do tabuleiro para a solução suspensa;

Conforme o esquema, a introdução destes elementos de ligação implicou que se recorresse a um sistema de duplos pendurais e carlingas. Para cada um desses elementos foram usadas propriedades mecânicas correspondentes a metade daquelas que possui o elemento que representam, de modo a que, no conjunto, o comportamento de cada par de componentes se aproxime daquele que teria um elemento único.

Concluída a aplicação da totalidade das cargas permanentes a que o tabuleiro estará sujeito, os elementos de ligação são substituídos por elementos de secção igual à das vigas longitudinais principais, ou seja, passam a ter rigidez à flexão. Esta forma de proceder procura representar a conveniente execução das ligações entre os módulos, feita após total montagem do tabuleiro.



# 5

## ANÁLISE DINÂMICA

### 5.1. CONCEITOS FUNDAMENTAIS

A introdução de novas técnicas e materiais na construção de pontes tem levado à concepção de estruturas mais arrojadas, mais esbeltas e com vãos cada vez maiores. Em certas estruturas, como é o caso das pontes pedonais, esta tendência tem tornado as acções referentes à sua utilização cada vez mais importantes face às de carácter permanente. Em resultado desta propensão, este tipo de estruturas tem-se tornado susceptível a vibrações quando sujeitas a acções dinâmicas, alertando para a necessidade de não serem dimensionadas apenas para acções estáticas.

O comportamento estático e dinâmico de uma determinada estrutura difere em certos aspectos fundamentais. Em primeiro lugar, a análise dinâmica de uma estrutura é dependente do tempo, já que as acções e a própria resposta da estrutura também o são. Deste modo, e ao contrário do que acontece com um problema estático, um problema dinâmico não apresenta uma solução única, implicando que sejam decididas quais as soluções com interesse de toda a história temporal de resposta.

A Figura 5.1 ilustra algumas destas diferenças aplicadas ao caso de uma barra simplesmente apoiada.

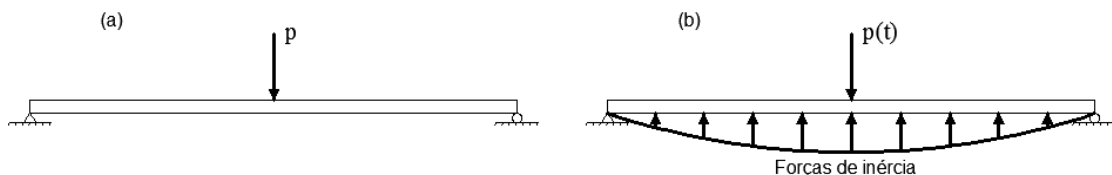


Figura 5.1- Diferenças básicas entre comportamento estático e dinâmico;

Se a barra da Figura 5.1 for sujeita a uma carga estática,  $p$ , os esforços que desenvolve, bem como a sua deformada, dependem directamente desta carga e podem ser determinados por equilíbrio de forças. Por outro lado, se a força  $p(t)$  é aplicada dinamicamente (Figura 5.1 (b)), a deformada depende das acelerações desenvolvidas, que por sua vez provocam forças de inércia que contrariam essas acelerações. Deste modo, os esforços que se desenvolvem na barra devem equilibrar não só as forças exteriores aplicadas, mas também as forças de inércia desenvolvidas em resultado das acelerações na barra.

As forças de inércia que se desenvolvem ao nível das barras face à aplicação de uma acção dinâmica são, talvez, o factor mais importante que distingue um problema dinâmico. De um modo geral, se as

forças de inércia desenvolvidas forem significativas, o comportamento dinâmico da estrutura em causa deve ser tido em consideração no seu dimensionamento. Se, por outro lado, os deslocamentos associados ao seu comportamento dinâmico se desenvolverem de um modo tão lento que torne as forças de inércia negligenciáveis, a resposta da estrutura em qualquer instante no tempo pode ser conseguida por intermédio de uma análise estática.

O estudo do comportamento dinâmico de um corpo pode ser descrito recorrendo ao modelo clássico da Figura 5.2.

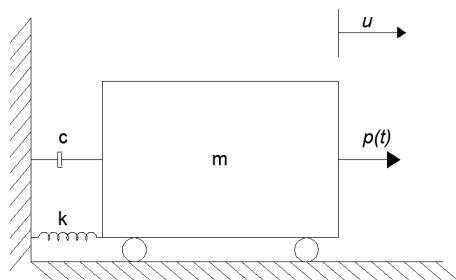


Figura 5.2- Sistema simplificado de um grau de liberdade;

Logicamente, as forças intervenientes no sistema devem estar em equilíbrio, conforme a Figura 5.3.

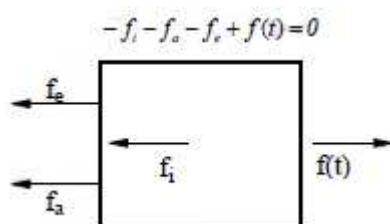


Figura 5.3- Representação do equilíbrio de forças no sistema;

Daqui resulta a equação fundamental da dinâmica de estruturas, (5.1).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad (5.1)$$

Na expressão (5.1)  $m$ ,  $c$  e  $k$  representam, respectivamente, as propriedades de massa, amortecimento e rigidez do sistema. Esta pode ser aplicada a um sistema com  $n$  graus de liberdade que, escrito na forma matricial, resulta no seguinte sistema de equações de equilíbrio dinâmico:

$$\underline{M} \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{C} \dot{\underline{u}}(t) + \underline{K} \underline{u}(t) = \underline{f}(t) \quad (5.2)$$

O vector  $\underline{u}$  corresponde a uma deformada com variação temporal, conforme a Figura 5.4 ilustra para o exemplo simplificado de um pórtico.

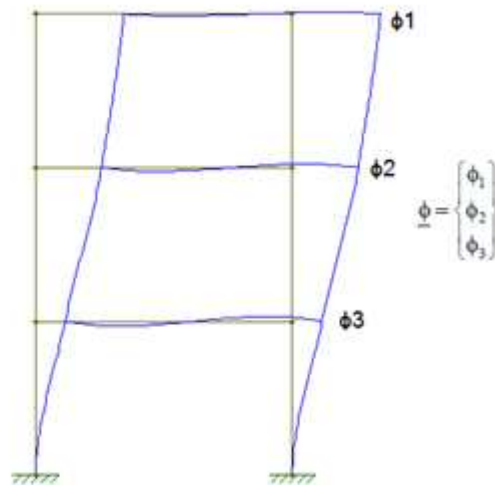


Figura 5.4- Deformação de um pórtico sujeito a uma acção de natureza dinâmica;

$\underline{\Phi}$  é a matriz dos modos de vibração do sistema.

Na equação (5.2) estão ainda envolvidas a matriz de massa,  $\underline{M}$ , a matriz de rigidez,  $\underline{K}$ , e a matriz de amortecimento,  $\underline{C}$ .

Os diferentes modos de vibração da estrutura podem ser obtidos por resolução da equação característica do sistema.

$$\det(\underline{K} - \omega^2 \underline{M}) = 0 \quad (5.3)$$

Para um sistema com  $n$  graus de liberdade, a resolução de (5.3) conduz à obtenção de  $n$  soluções  $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ , que correspondem às frequências dos  $n$  modos de vibração do sistema. A cada uma das frequências,  $\omega_i$ , corresponde um vector  $\underline{\Phi}_i$  que pode ser obtido resolvendo o sistema de equações da expressão (5.4).

$$(\underline{K} - \omega_n^2 \underline{M}) \underline{\Phi}_n = \underline{0} \quad (5.4)$$

A equação (5.4) tem uma infinidade de soluções, ou seja, o vector  $\underline{\Phi}_n$  não é determinável em grandeza. Pode, em vez disso, obter-se uma solução particular, por exemplo, fazendo unitária uma das componentes do vector. O sistema de  $n-1$  equações que então resulta permite obter o vector próprio que caracteriza a deformada no  $n$ -ésimo modo de vibração.

Tido isto, a análise modal efectuada teve por base a matriz de rigidez resultante de uma análise não linear geométrica da estrutura. Para esta situação, a matriz de rigidez  $\underline{K}$  passa a ter uma parcela linear,  $\underline{K}_L$ , e uma parcela geométrica,  $\underline{K}_G$ , algo que introduz algumas alterações na formulação do problema.

$$\underline{K} = \underline{K}_L + \underline{K}_G \quad (5.5)$$

Como forma de as exemplificar considere-se o exemplo da barra rígida simplesmente apoiada carregada segundo o seu eixo presente na Figura 5.5. [21]

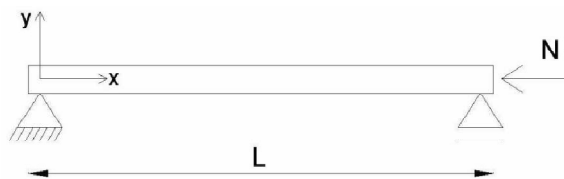


Figura 5.5- Exemplo simples da não-linearidade geométrica na análise dinâmica;

Na presente situação, o comportamento dinâmico da barra pode ser traduzido pela equação diferencial (5.6).

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + N \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \rho A \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0 \quad (5.6)$$

$\rho$  e  $A$  correspondem, respectivamente, à massa volumica do material e à área da secção transversal da barra. Esta equação tem como solução a equação (5.7).

$$y(x, t) = c \cdot e^{i\omega t} \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (5.7)$$

Substituindo a solução (5.7) na equação (5.6), obtém-se:

$$1 - \frac{N}{EI \left(\frac{n\pi}{L}\right)^2} = \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 \quad (5.8)$$

Neste caso,  $\omega$  e  $\omega_0$  são, respectivamente, a frequência própria não linear da estrutura e a frequência própria resultante da análise linear.

Introduzindo o conceito de carga crítica, dado por

$$N_{cr} = EI \left(\frac{n\pi}{L}\right)^2 \quad (5.9)$$

resulta que a frequência própria não-linear de vibração da estrutura vem dada por:

$$\omega = \omega_0 \sqrt{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (5.10)$$

A expressão (5.10) revela que, para um esforço axial nulo, a frequência própria de vibração da estrutura resultante da análise não-linear é igual à obtida numa análise linear. Por outro lado, esta expressão torna visível que, para esforços de compressão que igualem ou superem a carga crítica, a estrutura torna-se instável sendo nula a sua frequência. Podemos extrair ainda que esforços de tracção fazem aumentar a frequência própria de vibração da estrutura, sendo que esta cresce com o aumento do seu esforço axial.

Outro aspecto que importa referir é o facto de que o procedimento adoptado na análise efectuada é aproximado, na medida em que a rigidez é considerada constante em toda a amplitude do movimento oscilatório. Esta consideração não corresponde à realidade já que à medida que o movimento tem lugar o estado de tensão da estrutura altera-se, mudando assim a sua rigidez.

## 5.2. ACÇÕES DINÂMICAS INDUZIDAS PELO VENTO

A acção dinâmica do vento em pontes pedonais depende de um largo número de parâmetros, entre eles a forma mais ou menos aerodinâmica da secção transversal do tabuleiro, a sua rigidez lateral e torsional ou a distribuição de massa no vão principal.

O tipo de excitação aerodinâmica a que a ponte é sujeita pode ser classificado conforme os modos de vibração que provoca. Certos tipos de excitação provocam uma resposta amplitude limitada, cujo impacto é relativamente pequeno, embora suficiente para causar desconforto aos seus utentes ou danos por fadiga. A resposta de amplitude limitada pode ser causada por dois motivos diferentes, nomeadamente, a formação de vórtices e a turbulência do vento.

Outros tipos de excitação são susceptíveis de provocar uma resposta divergente, de amplitude rapidamente crescente. Esta forma de instabilidade resulta de uma interacção dinâmica entre o vento e o tabuleiro que suscita o aparecimento de forças designadas por aeroelásticas. Existe uma velocidade (crítica) para a qual o momento devido estas forças ultrapassa o valor permitido pela rigidez torsional da secção, fazendo com que a rotação desta cresça ilimitadamente. Este tipo de excitação tem um impacto considerável na estrutura, podendo mesmo conduzir à sua rotura

Por último, existem ainda formas de excitação aerodinâmica que provocam outras formas de instabilidade. Nestes casos, e ao contrário das duas situações anteriores, as forças aeroelásticas são controladas pelos modos de vibração da estrutura. É exemplo desta situação o fenómeno de *flutter* clássico que tem lugar quando as frequências próprias torsionais e de flexão da estrutura são muito próximas. Se a velocidade do vento ultrapassar um determinado valor crítico, a energia fornecida à ponte passa a ser maior do que a que esta é capaz de dissipar, gerando oscilações da estrutura que crescem rapidamente até conduzir ao colapso da ponte. Um célebre exemplo deste fenómeno foi o da ponte Tacoma (Figura 5.6), nos EUA, inaugurada em Julho de 1940 e que entrou em colapso em Novembro do mesmo ano.



Figura 5.6- Imagens do colapso da Ponte Tacoma;

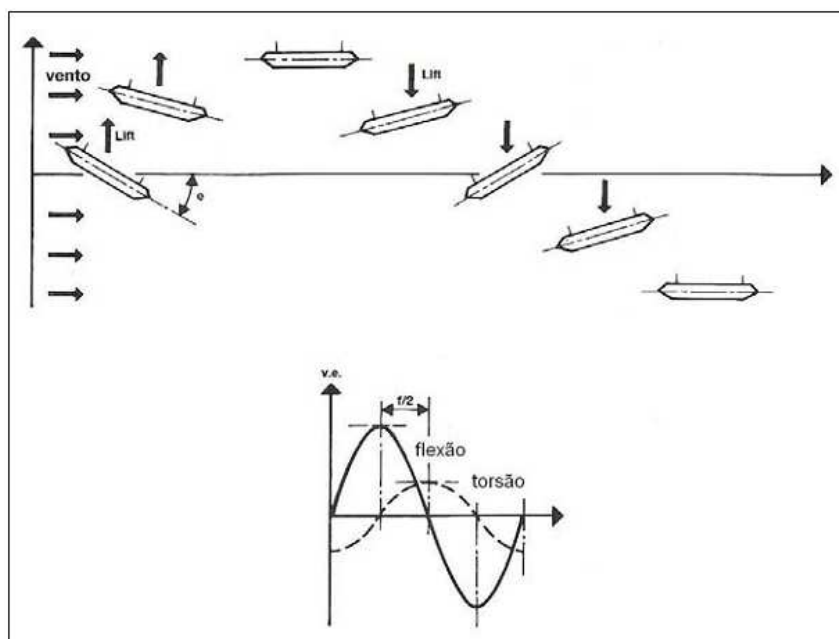


Figura 5.7- Esquema do fenómeno de flutter; [22]

Apesar da consciência da importância dos efeitos da acção dinâmica do vento sobre este tipo de estruturas, um correcto estudo desta acção implicaria a construção de um modelo aeroelástico da estrutura e a execução de ensaios em túnel de vento. Assim sendo, devido à falta de meios para o efeito, esta foi apenas estudada estaticamente (Secção 6.1.4.), considerando forças equivalentes à acção do vento.

Por norma, para estruturas de frequências próprias superiores a 1Hz, a consideração das acções estáticas equivalentes à acção do vento conduz a resultados satisfatórios - [22]. Conforme se verá nos pontos seguintes, este é o caso das duas soluções propostas.

### 5.3. ACÇÕES DINÂMICAS INDUZIDAS POR PEÕES

#### 5.3.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Para além da acção do vento, uma das mais importantes acções dinâmicas a que estas estruturas estão sujeitas está relacionada com as forças induzidas pelos peões em circulação sobre a ponte, de que resultam alguns riscos de ressonância. Esta poderá ocorrer se a frequência própria da estrutura – que nestes casos é geralmente baixa – coincidir com a frequência de excitação induzida pelos peões, que varia numa reduzida gama de frequências. Segundo alguns estudos realizados, para 95% dos casos, o acto de caminhar tem associada uma frequência que varia entre os 1.65 e os 2.35Hz. Já se for considerada a actividade de corrida, esta frequência pode subir até aos 3.5Hz. Logicamente, a abordagem que deve ser feita ao problema é no sentido de evitar que estrutura a dimensionar tenha frequências próprias dentro deste intervalo.

Em resultado de uma recolha de dados feita em 67 pontes pedonais espalhadas por todo o mundo, a Figura 5.8 mostra valores medidos da primeira frequência própria em função do vão e do material utilizado. É também representada uma banda que representa, para 95% dos casos, o intervalo em que varia a frequência de excitação induzida por peões e associada à actividade de caminhar sobre a ponte.

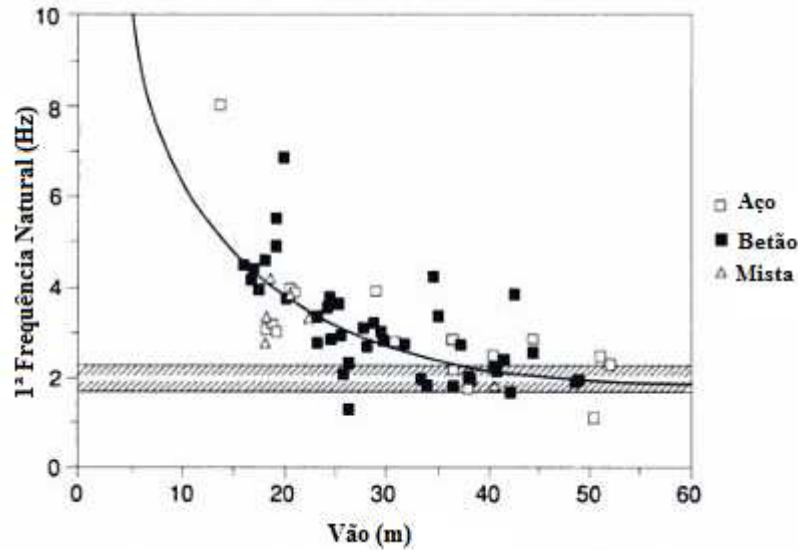


Figura 5.8- 1ª frequência própria em função do vão [23];

Os resultados obtidos permitiram que fossem desenvolvidas algumas expressões simplificadas da frequência própria fundamental para vários tipos de pontes. De acordo com estes resultados, para uma ponte metálica a primeira frequência própria vem dada em função do vão,  $L$ , por, [23]:

$$f_1 = 35L^{-0.73} \quad (5.11)$$

Aplicando a expressão (5.11) à ponte suspensa objecto deste estudo, com um vão central com cerca de 52 metros, obtém-se uma frequência de 1.956Hz. Procedendo da mesma forma em relação à solução atirantada, com um vão principal de 45 metros, a frequência expectável é de 2.174Hz.

Com base nos valores indicativos obtidos, é de esperar que as estruturas estudadas estejam situadas na zona de risco, ou seja, que as suas frequências próprias estejam incluídas no intervalo crítico de acção dos peões.

Outra característica da estrutura que pode assumir um carácter indicativo do seu comportamento face a acções dinâmicas induzidas por peões, é a sua rigidez vertical face à aplicação de uma carga pontual a meio vão. Esta rigidez vertical é definida como sendo a força aplicada a meio vão dividida pelo deslocamento medido do mesmo ponto. Tipicamente, esta situa-se num intervalo entre os 2 e os 30kN/mm.

A Figura 5.9 mostra os resultados registados em alguns casos concretos que relacionam a rigidez com a máxima resposta a estrutura, aqui quantificada sob a forma de acelerações.

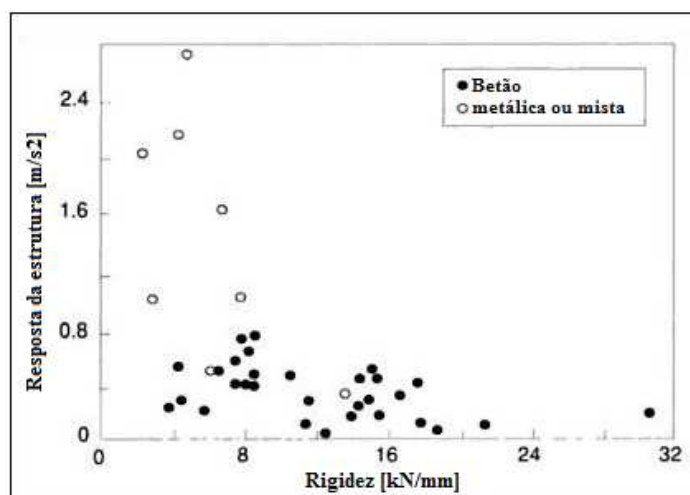


Figura 5.9- Resposta de uma ponte em relação à sua rigidez, [23];

Com base na informação da Figura 5.9, as recomendações apontam para que, admitindo a imposição de uma aceleração máxima de  $0.70\text{m/s}^2$ , estruturas com uma rigidez vertical igual ou superior a  $8\text{kN/mm}$  não deverão apresentar problemas relacionados com vibrações.

A avaliação das rigidezes foi feita, para ambos os casos estudados, à custa de um carregamento feito com incrementos de força vertical até perfazer  $10\text{kN}$ . Simultaneamente, fez-se um registo contínuo dos deslocamentos verificados (Figura 5.10).

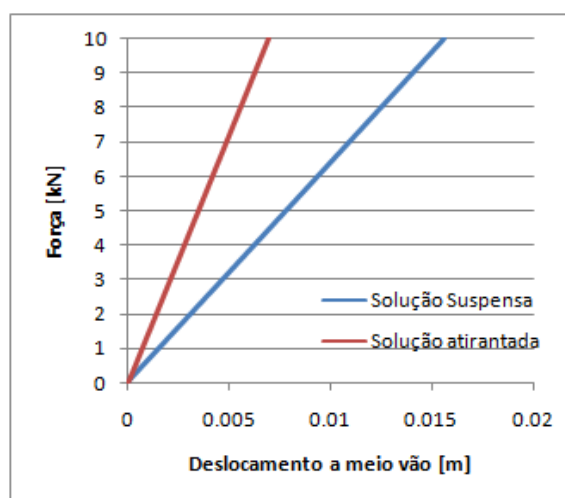


Figura 5.10- Registo dos deslocamentos a meio vão para as soluções suspensa e atirantada;

Para a solução suspensa, a carga aplicada provocou um deslocamento a meio vão que atingiu o valor máximo de  $1.57\text{cm}$ , correspondendo a uma rigidez vertical de aproximadamente  $0.64\text{kN/mm}$ , manifestamente pouco face aos valores mencionados. Já a solução atirantada demonstrou um comportamento ligeiramente mais satisfatório, tendo sido registado um deslocamento máximo de  $0.7\text{cm}$  face à aplicação da mesma força. Este valor corresponde a uma rigidez vertical de  $1.43\text{kN/mm}$ , ainda assim abaixo dos valores de referência.

Sendo estes resultados meramente indicativos, as conclusões que possam ou não ser tiradas carecem de confirmação, que será feita nos pontos seguintes à custa de procedimentos mais rigorosos.

O principal problema introduzido pelas vibrações em pontes pedonais tem a ver com o modo como o peão as sente e a forma como isso afecta a sua confiança na estrutura. Em muitos casos, o desconforto que lhe é causado leva o peão a temer pela segurança da estrutura e, em algumas situações, pode mesmo haver uma recusa em utilizar a ponte. É certo que, na maioria dos casos, a segurança estrutural não está em causa já que os níveis de esforços instalados nestas estruturas são cerca de 10 a 100 vezes inferiores aqueles que iniciariam o seu colapso - [23]. No entanto, as sensações de ansiedade e medo que o seu comportamento dinâmico pode provocar nos utilizadores não devem ser descuradas no seu dimensionamento.

Assim sendo, a resposta dinâmica da estrutura pode ser avaliada especificando determinados níveis de conforto e garantindo que estes são satisfeitos. Caso os níveis de conforto estabelecidos não sejam cumpridos, deverão ser consideradas alterações ao projecto ou previstos dispositivos de amortecimento convenientemente dispostos na estrutura.

Estudos têm mostrado que os utilizadores são mais sensíveis às vibrações horizontais do que às verticais. Para determinadas frequências de vibração, quando o deslocamento lateral do tabuleiro se torna perceptível, o utilizador tende a sincronizar a sua passada com os movimentos da estrutura, algo que confere um impulso a cada vibração e aumenta a sua amplitude. Este fenómeno de interacção peão-ponte é denominado por efeito “lock-in” e a sua ocorrência é altamente indesejável.

Outra situação que deve ser tida em conta prende-se com a excitação intencional provocada por um certo número de pessoas de modo a produzirem vibrações significativas. Neste caso, não terá sentido que se fale em critérios de conforto, mas de modo algum a estabilidade estrutural deve ser posta em causa.

Assim, na análise a vibrações induzidas por peões deve ser assegurado que:

- São garantidos os níveis de conforto estabelecidos, tornando aceitáveis as vibrações ocorridas para situações de utilização correntes;
- Não haverá ocorrência do efeito “lock-in”;
- A estabilidade estrutural não é posta em causa quando a ponte é sujeita a uma excitação intencional.

Simplificadamente, a abordagem que será feita ao comportamento dinâmico das estruturas estudadas apenas contempla a garantia de satisfação do primeiro dos pontos mencionados. Nos itens seguintes deste trabalho serão avaliadas e comparadas as respostas esperadas para as duas estruturas até aqui concebidas. Serão ainda abordadas possíveis medidas a adoptar para a sua melhoria.

### 5.3.2. AVALIAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS E VERIFICAÇÃO DA GAMA CRÍTICA

Conforme foi referido no ponto anterior, a acção dos peões sobre a ponte é variável. Em geral, a frequência típica associada à actividade de caminhar é de cerca de 2 passos por segundo, equivalendo a uma frequência vertical que se aproxima dos 2.0 Hertz. No entanto, esta varia de acordo com a velocidade do “passo”. Um andar lento é, geralmente, caracterizado por uma gama de frequências verticais entre os 1.25 e os 1.6Hz, enquanto o andar rápido pode atingir os 2.3Hz.

O acto de caminhar sobre a ponte induz ainda uma excitação lateral a esta, caracterizada por uma frequência que é metade da que corresponde à excitação vertical associada. Assim sendo, a gama de frequências laterais correntes está incluída no intervalo 0.5 a 1.2 Hz.

Deste modo, considerando a contribuição dominante do primeiro harmónico da acção dos peões, pode ser definida a seguinte gama crítica de frequências naturais,  $f$ .

- Vibrações verticais e longitudinais:

$$1,25\text{Hz} \leq f \leq 2,3\text{Hz}$$

- Vibrações laterais:

$$0,5\text{Hz} \leq f \leq 1,2\text{Hz}$$

Há situações que poderiam fazer alargar estes intervalos, nomeadamente se for considerada a excitação devido a uma actividade de corrida, cuja acção vertical associada pode atingir frequências superiores a 3.0Hz ou caso seja considerado o efeito do segundo harmónico associado ao andamento normal.

A avaliação das frequências naturais da estrutura foi feita com recurso ao programa de cálculo SAP2000, que baseia o seu cálculo no método dos elementos finitos. Este deve ser encarado como um cálculo preliminar, dado que as condições de apoio de ambas as estruturas modeladas estão representadas de modo simplificado. Resultados mais satisfatórios implicariam uma modelação rigorosa de todos os seus elementos estruturais, já convenientemente dimensionados, e uma correcta avaliação dos parâmetros de interacção solo-estrutura. Todos estes factores têm implicações nas frequências naturais calculadas.

Deste modo, os resultados presentes nesta secção devem ser encarados como meramente indicativos daquele que será o comportamento das estruturas. Considera-se ainda importante referir que é recomendável proceder à determinação experimental das frequências naturais de uma ponte depois de construída como complemento de qualquer cálculo computacional feito na fase de projecto.

A avaliação das frequências naturais da ponte fez-se, inicialmente, com base nos modelos de cada uma das estruturas que vêm sendo referidos nos capítulos precedentes sujeitos à totalidade do peso próprio, cargas permanentes e pré-esforço nos cabos, se for o caso. Foram extraídas as informações relativas aos modos de vibração cuja frequência mais se aproxima do intervalo definido como crítico. A Tabela 5.1 resume esta informação.

Tabela 5.1- Primeiras 12 frequências próprias calculadas para as soluções suspensa e atirantada;

| Modo | Solução Suspensa | Solução atirantada |
|------|------------------|--------------------|
|      | Freq. [Hz]       | Freq. [Hz]         |
| 1    | 1.023            | 2.366              |
| 2    | 1.302            | 2.834              |
| 3    | 1.317            | 3.246              |
| 4    | 1.458            | 4.426              |
| 5    | 1.929            | 4.723              |
| 6    | 2.010            | 5.203              |
| 7    | 2.090            | 6.302              |
| 8    | 2.148            | 6.922              |
| 9    | 2.288            | 7.093              |
| 10   | 2.371            | 7.277              |
| 11   | 2.416            | 7.519              |
| 12   | 2.516            | 7.710              |

A Tabela 5.1 mostra que, para a solução suspensa, as frequências estão abaixo daquilo que a expressão (5.11) indicava, algo que até seria de esperar dada a excessiva flexibilidade apresentada pela estrutura. Verifica-se que a estrutura possui vários modos de vibração cuja frequência se situa muito próxima do intervalo crítico, sendo que estas se encontram assinaladas com a cor azul. A Tabela 5.2 resume as características principais de cada um dos modos de vibração assinalados.

Tabela 5.2 (Parte I) - Caracterização dos modos de vibração com frequência situada na gama crítica;

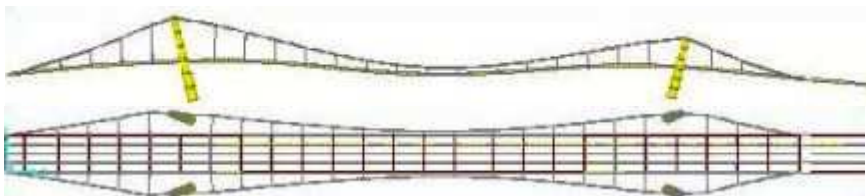
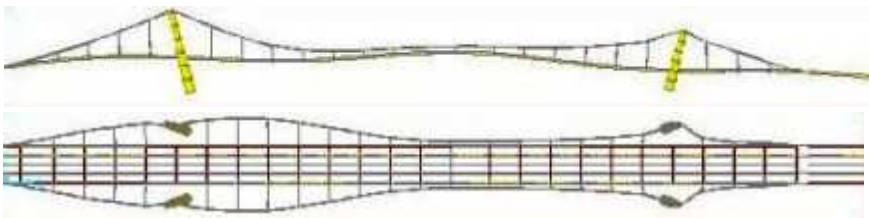
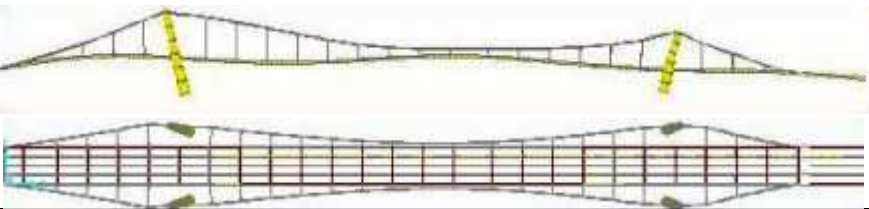
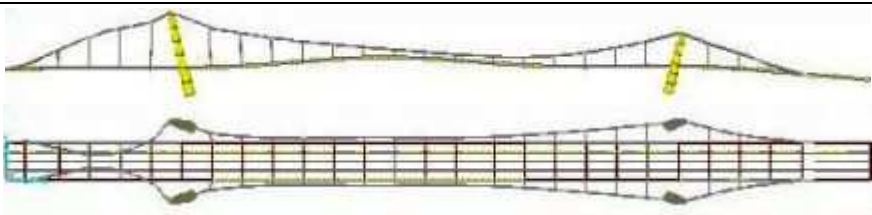
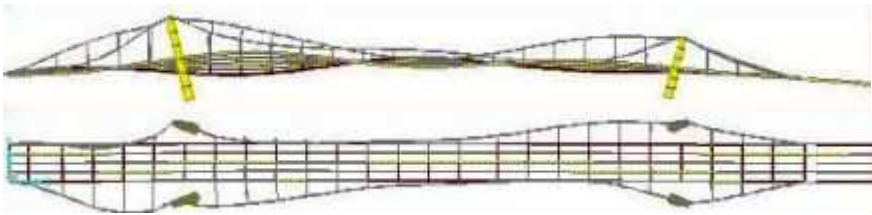
| Modo | F (Hz) | Deformada                                                                            | Caract.                           |
|------|--------|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|
| 2    | 1.302  |  | Modo vertical simétrico. Em fase. |
| 3    | 1.317  |  | Torsional                         |
| 4    | 1.458  |  | Torsional                         |

Tabela 5.2 (Parte II)- Caracterização dos modos de vibração com frequência situada na gama crítica;

| Modo | F<br>(Hz) | Deformada                                                                            | Caract.               |
|------|-----------|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|
| 5    | 1.929     |    | Cabos                 |
| 6    | 2.010     |    | Vertical.<br>Em fase. |
| 7    | 2.090     |   | Torsional.            |
| 8    | 2.148     |  | Vertical.<br>Em fase. |
| 9    | 2.288     |  | Torsional             |

Relativamente às frequências obtidas para a solução atirantada (Tabela 5.1), verifica-se que a mais baixa das suas frequências próprias, 2.366Hz, está bastante próxima daqueles que a expressão (5.11) indicava, 2.174Hz, embora se encontre já fora do intervalo crítico da acção dos peões, relativo ao primeiro harmónico.

Uma vez que, conforme se referiu anteriormente, a resposta da estrutura quando excitada pelo segundo harmónico da acção dos peões não foi considerada relevante para a avaliação da sua resposta para situações de projecto correntes, assumiu-se que, de acordo com os resultados obtidos, a solução atirantada deverá apresentar um comportamento dinâmico bastante satisfatório. Deste modo, entendeu-

se como desnecessária uma abordagem mais pormenorizada à sua resposta dinâmica, contrariamente à solução suspensa, cuja avaliação da resposta se faz nos pontos seguintes.

### 5.3.3. SITUAÇÕES DE PROJECTO

Conforme se viu anteriormente, a estrutura suspensa concebida apresenta várias frequências próprias situadas na gama crítica associada à acção induzida por peões, obrigando a que seja feita uma avaliação da resposta esperada por parte da estrutura quando sujeita a este tipo de acções. Nesta análise, torna-se importante perceber quais as situações de tráfego pedonal expectáveis de ocorrer na vida útil da estrutura. Esta definição exige uma abordagem tão realista quanto possível para que possam ser estabelecidos requisitos de conforto e avaliada a possível necessidade de adopção de medidas de amortecimento.

O tráfego esperado pode variar de modo muito significativo. Há situações de projecto a considerar cuja ocorrência é meramente pontual, podendo suceder uma única vez durante o período de funcionamento da ponte, como a sua inauguração. Do mesmo modo, há situações cuja ocorrência é diária, como seja o atravessamento da ponte por um número reduzidos de peões. Assim sendo, a verificação dos níveis de conforto estabelecidos deve ser feita segundo critérios distintos para cada uma das situações de projecto definidas.

Atendendo ao antes exposto, a definição das situações de projecto foi feita tendo como referência a ponte pedonal já existente nas imediações da FEUP e os diferentes tipos de tráfego a que está sujeita. Foi ainda considerada a ocorrência de uma situação de tráfego excepcional. A Tabela 5.3 apresenta as situações de projecto consideradas mais relevantes.

Tabela 5.3- Situações de projecto relevantes;

| Situação de projecto | Descrição                         | Classe de tráfego (CT) | Ocorrência esperada      | Classe de conforto (CC) |
|----------------------|-----------------------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------|
| 1                    | Inauguração da ponte              | CT3                    | Uma vez na vida útil     | CC3                     |
| 2                    | Intervalo ou hora de almoço/Praxe | CT2                    | Diariamente              | CC2                     |
| 3                    | Fim-de-semana/noite               | CT1                    | Semanalmente/Diariamente | CC1                     |

Conforme é visível na Tabela 5.3, a cada situação de projecto é associada uma determinada classe de tráfego, CT, e uma determinada classe de conforto, CC. A classe de tráfego determina as principais características associadas ao tráfego pedonal para cada situação de projecto, enquanto a classe de conforto especifica as exigências de conforto que lhe são associadas. As Tabelas 5.4 e 5.5 definem cada uma destas classes.

Tabela 5.4- Classes de tráfego pedonal [24];

| Classe de tráfego, CT | Densidade (peões/m <sup>2</sup> ) | Descrição                                                                            | Características                                                                       |
|-----------------------|-----------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------|
| Tráfego fraco         |                                   |                                                                                      |                                                                                       |
| CT1                   | 0.1                               |    | Andamento livre. O peão pode escolher livremente a passada. Ultrapassagem é possível. |
| Tráfego denso         |                                   |                                                                                      |                                                                                       |
| CT2                   | 0.5                               |   | Andamento pode ser algo restringido, com ultrapassagem ocasionalmente inibida.        |
| Tráfego denso         |                                   |                                                                                      |                                                                                       |
| CT3                   | 1.0                               |  | Liberdade de movimento restringida, com impossibilidade de ultrapassagem.             |

Tabela 5.5- Classes de conforto;

| Classe de conforto, CC | Nível de conforto | Aceleração vertical limite [m/s <sup>2</sup> ] | Aceleração lateral limite [m/s <sup>2</sup> ] |
|------------------------|-------------------|------------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| CC1                    | Máximo            | <0.5                                           | <0.10                                         |
| CC2                    | Médio             | 0.5 a 1.0                                      | 0.10 a 0.30                                   |
| CC3                    | Mínimo            | 1.0 a 2.5                                      | 0.3 a 0.8                                     |

#### 5.3.4. AMORTECIMENTO ESTRUTURAL

Conforme foi referido, a resposta dinâmica da estrutura face a este tipo de acções é condicionada pelas respectivas frequências naturais e pela acção dos peões, mas também pelas suas características de amortecimento e massa. As características de amortecimento merecem especial cuidado uma vez que, para alguns tipos de pontes pedonais modernas, este pode assumir valores bastante baixos em prejuízo do desempenho dinâmico da estrutura.

Tendo em conta o projecto de pontes pedonais e a verificação dos níveis de conforto estabelecidos, a Figura 5.11 recomenda valores mínimos e médios do facto de amortecimento,  $\xi$ .

| Tipo de construção           | Amortecimento $\xi$ |       |       |
|------------------------------|---------------------|-------|-------|
|                              | min.                | Médio | max.  |
| Betão armado                 | 0.008               | 0.013 | 0.020 |
| Betão armado e pré-esforçado | 0.005               | 0.010 | 0.017 |
| Construção mista aço-betão   | 0.003               | 0.006 | --    |
| Aço                          | 0.002               | 0.004 | --    |

Figura 5.11- Valores comuns do coef. de amortecimento,  $\xi$ , em pontes pedonais [23];

Atendendo aos valores recomendados para a construção em aço, foi utilizado o valor médio para o amortecimento da estrutura de 0,004.

#### 5.3.5. CÁLCULO DAS ACELERAÇÕES - PROCEDIMENTO

O passo seguinte neste processo consiste no cálculo das acelerações máximas,  $a_{\max}$ , para cada situação de projecto e o seu confronto com os limites impostos pelas classes de conforto, CC, estabelecidas.

A avaliação da resposta da estrutura induzida pela acção de um grupo ou fluxo de peões pode ser efectuada através da aplicação de acções distribuídas harmónicas ao longo da ponte, simulando a acção dos peões sobre esta. Este procedimento satisfaz praticamente todos os requisitos do ponto de vista de projecto de pontes pedonais.

A forma de modelar a acção aleatória de um grupo de  $n$  peões sobre a ponte passa pela determinação do fluxo equivalente de peões,  $n'$ , que perfeitamente sincronizados entre si causariam o mesmo efeito sobre a estrutura. A determinação do fluxo equivalente tem como vantagem o facto de este poder ser modelado como uma acção determinística. A Figura 5.12 esquematiza esta equivalência.

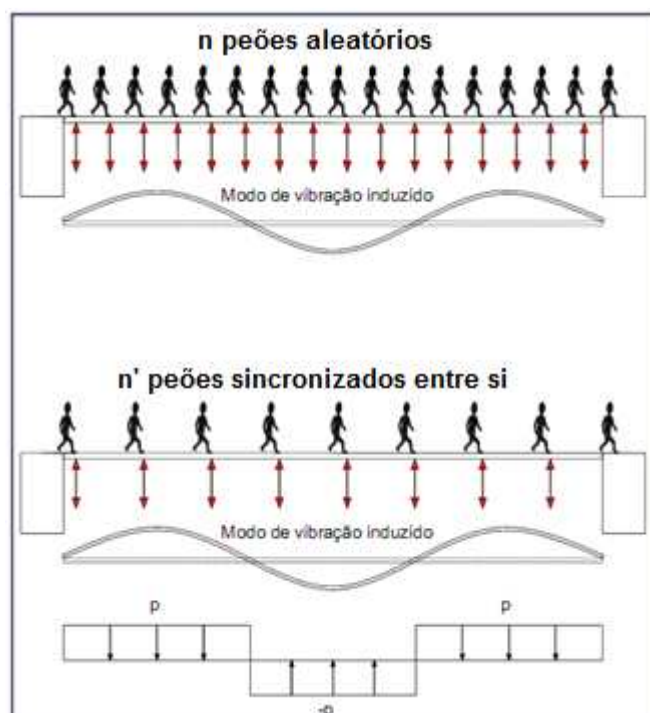


Figura 5.12- Esquema representativo da equivalência de fluxos;

É importante fazer notar que, na determinação do número equivalente de peões  $n'$ , estes são considerados apenas sincronizados entre si, não sendo contabilizada a influência que a própria vibração da estrutura tem sobre a frequência da passada. É importante reter que a consideração deste efeito poderia conduzir a um agravamento da resposta.

A determinação da resposta da ponte pode ser obtida de acordo com dois modelos de carga distintos cuja aplicação depende da densidade do fluxo de peões [24]. Para densidades de fluxo inferiores a 1 peão/ $m^2$  o modelo a utilizar é o modelo 1, M1, enquanto para densidades superiores a esta será aplicado o modelo 2, M2.

Tabela 5.6- Cálculo do número equivalente de peões,  $n'$ , de acordo com o modelo de carga;

| Classe de tráfego, CT | Densidade [ $p/m^2$ ] | Modelo de carga                                    |
|-----------------------|-----------------------|----------------------------------------------------|
| CT1                   | 0,10                  | M1: $n' = \frac{10,8\sqrt{\xi xn}}{s}$ [ $1/m^2$ ] |
| CT2                   | 0,50                  | M1: $n' = \frac{10,8\sqrt{\xi xn}}{s}$ [ $1/m^2$ ] |
| CT3                   | 1,00                  | M2: $n' = \frac{1,85\sqrt{n}}{s}$ [ $1/m^2$ ]      |

As expressões relativas a cada um dos modelos de carga têm em conta a maior ou menor sincronização entre os peões. Para grupos de peões pouco densos (CT1 e CT2), a expressão correspondente tem em consideração que o movimento dos peões é feito de forma livre ou pouco restringida. Assim sendo, a sincronização entre os peões deverá ser baixa e o fluxo equivalente corresponde a um fluxo de baixa densidade. Situação contrária é a que ocorre para grupos muito densos de peões (CT3) em que o andamento é restringido sendo a escolha da passada muito limitada e,

portanto, a sincronização entre os peões deverá ser grande. Deste modo, nesta situação o fluxo equivalente corresponde a um fluxo de densidade mais elevada.

Ambos os modelos referidos se baseiam na aplicação de uma carga uniformemente distribuída com variação harmónica que visa representar o fluxo de peões. A acção harmónica representativa da acção induzida por um fluxo de  $n'$  peões perfeitamente sincronizados vem dada por:

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi \cdot f_s \cdot t) \cdot n' \cdot \psi \quad (5.12)$$

- $P$  é a componente da força devida a um peão isolado com uma frequência de passada  $f_s$ ;
- $f_s$  é a frequência da passada, que deverá ser assumida igual à frequência natural da ponte para um determinado modo de vibração;
- $n'$  é o número equivalente de peões;
- $S$  é a área da superfície carregada;
- $\psi$  é um coeficiente de redução que contabiliza a probabilidade que a frequência da passada tem de se aproximar da frequência própria associada ao modo de vibração analisado.

A determinação de cada um dos parâmetros indicados pode ser feita de acordo com a informação presente na Figura 5.13:

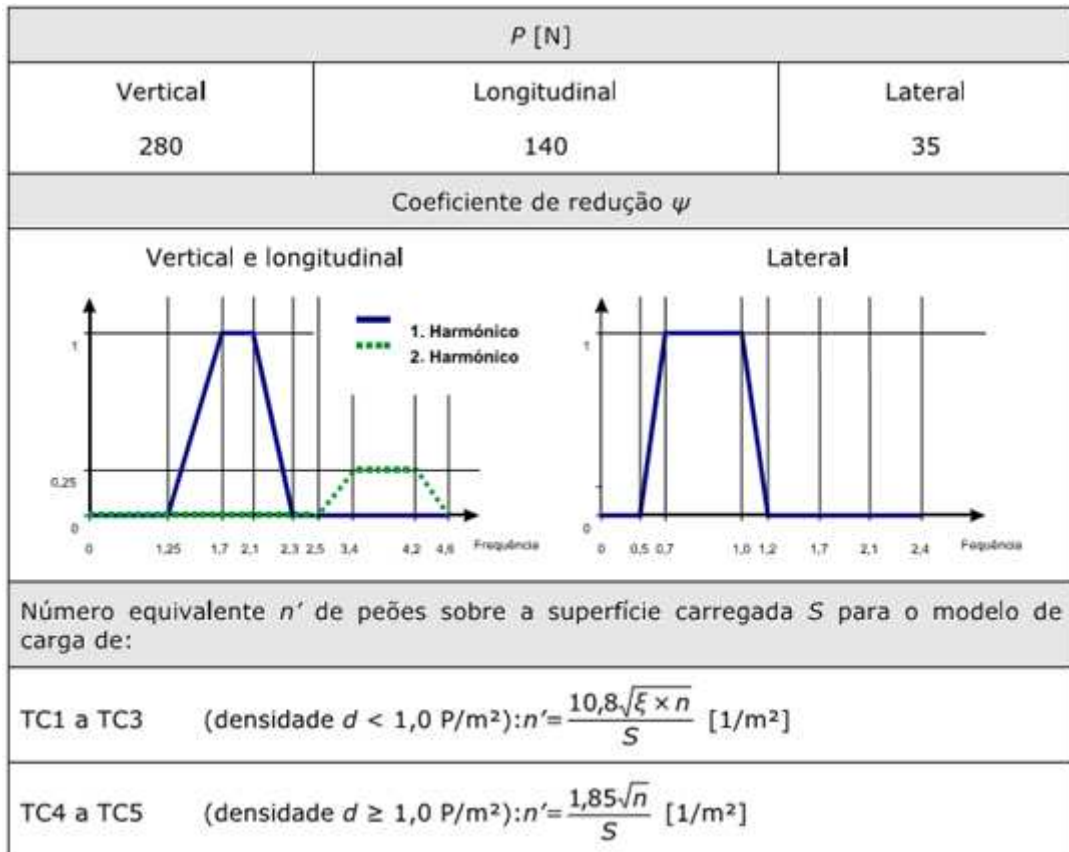


Figura 5.13- Determinação dos parâmetros para a determinação da acção harmónica - [24];

Calculada a acção harmónica correspondente a cada um dos modos de vibração, a sua aplicação na estrutura deverá ser feita de tal forma que a deformada obtida tenha a mesma forma que a deformada do modo de vibração que lhe corresponde.

Para modos de vibração verticais, a carga deverá ser aplicada conforme a Figura 5.14 esquematiza.

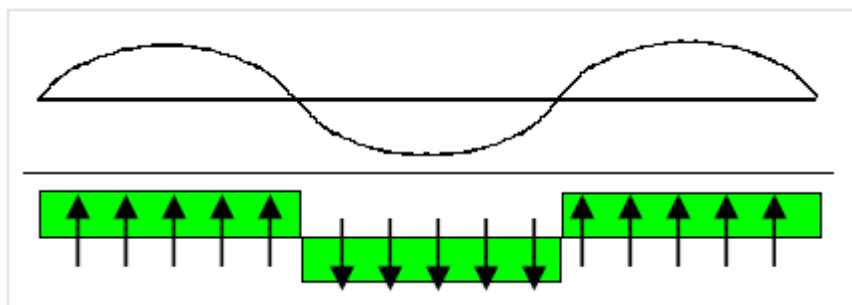


Figura 5.14- Aplicação da carga sinusoidal para modos de vibração verticais – [25];

No caso de modos de vibração de torção, a aplicação da força deverá seguir o exemplo do esquema da Figura 5.14.

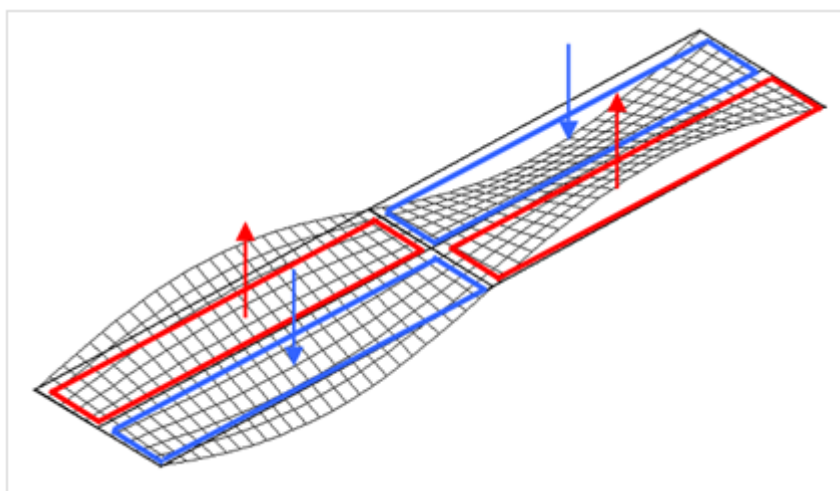


Figura 5.15- Aplicação da carga sinusoidal para modos de vibração de torção - [25];

Para o caso de estruturas leves, como é o da ponte em estudo, as cargas referentes à utilização podem ter uma grande importância sobre o seu comportamento dinâmico. A consideração do peso dos peões sobre a estrutura pode conduzir a ligeiras alterações das suas frequências próprias que não deverão ser desprezadas no cálculo. Assim sendo, foram recalculadas as frequências próprias da estrutura para cada uma das classes de utilização. Para cada um dos modos de vibração obtidos, e de acordo com a expressão 5.12, foram calculadas as acções sinusoidais a aplicar a cada caso. Estes dados são apresentados na Tabela 5.7:

Tabela 5.7- Quadro-resumo do cálculo das acções sinusoidais;

|     | Modo | F (Hz) | T (seg) | n'     | $\psi$ | Amplitude [kN] |
|-----|------|--------|---------|--------|--------|----------------|
| TC1 | 2    | 1,303  | 0,768   | 0,0135 | 0,117  | 0,00044        |
|     | 3    | 1,311  | 0,763   |        | 0,135  | 0,00051        |
|     | 4    | 1,461  | 0,684   |        | 0,469  | 0,00177        |
|     | 5    | 1,931  | 0,518   |        | 1,000  | 0,00378        |
|     | 6    | 2,011  | 0,497   |        | 1,000  | 0,00378        |
|     | 7    | 2,093  | 0,478   |        | 1,000  | 0,00378        |
|     | 8    | 2,148  | 0,466   |        | 0,760  | 0,00287        |
|     | 9    | 2,293  | 0,436   |        | 0,037  | 0,00014        |
| TC2 | 2    | 1,323  | 0,760   | 0,0302 | 0,162  | 0,00061        |
|     | 3    | 1,343  | 0,740   |        | 0,207  | 0,00078        |
|     | 4    | 1,501  | 0,670   |        | 0,557  | 0,00211        |
|     | 5    | 1,982  | 0,500   |        | 1,000  | 0,00378        |
|     | 6    | 2,081  | 0,480   |        | 1,000  | 0,00378        |
|     | 7    | 2,177  | 0,460   |        | 0,615  | 0,00232        |
|     | 8    | 2,220  | 0,450   |        | 0,403  | 0,00152        |
|     | 9    | 2,356  | 0,420   |        | 0,000  | 0,00000        |
| TC3 | 2    | 1,334  | 0,770   | 0,1159 | 0,187  | 0,00071        |
|     | 3    | 1,352  | 0,760   |        | 0,227  | 0,00086        |
|     | 4    | 1,510  | 0,680   |        | 0,578  | 0,00218        |
|     | 5    | 1,992  | 0,520   |        | 1,000  | 0,00378        |
|     | 6    | 2,095  | 0,500   |        | 1,000  | 0,00378        |
|     | 7    | 2,190  | 0,480   |        | 0,550  | 0,00208        |
|     | 8    | 2,260  | 0,470   |        | 0,200  | 0,00076        |
|     | 9    | 2,370  | 0,440   |        | 0,000  | 0,00000        |

Estas acções foram aplicadas durante um período de 100 segundos como forma de obter uma resposta estabilizada da estrutura.

É de notar ainda que não se procedeu ao cálculo das acelerações referentes ao 5º modo de vibração. Conforme a informação da Tabela 5.2 atesta, este modo de vibração deve-se, sobretudo, à vibração dos cabos de modo independente do tabuleiro, algo que se entendeu não afectar de modo significativo o conforto dos peões que caminham sobre o tabuleiro.

### 5.3.6. RESULTADOS

De acordo com o procedimento descrito no ponto anterior, foram calculadas as acelerações máximas referentes a cada uma das situações de projecto definidas. A Tabela 5.8 apresenta essa informação:

Tabela 5.8- Acelerações calculadas para a solução suspensa;

|     | Modo | $a_{\text{vertical Máx.}} [m/s^2]$ | Verif. | $a_{\text{lateral Máx.}} [m/s^2]$ | Verif. |
|-----|------|------------------------------------|--------|-----------------------------------|--------|
| CT1 | 2    | 0.131                              | OK     | 0.0000                            | OK     |
|     | 3    | 0.122                              | OK     | 0.0312                            | OK     |
|     | 4    | 0.541                              | KO     | 0.0568                            | OK     |
|     | 5    | -                                  | -      | -                                 | -      |
|     | 6    | 0.878                              | KO     | 0.0008                            | OK     |
|     | 7    | 0.524                              | KO     | 0.0004                            | OK     |
|     | 8    | 0.232                              | OK     | 0.0351                            | OK     |
|     | 9    | 0.121                              | OK     | 0.0020                            | OK     |
|     |      |                                    |        |                                   |        |
| CT2 | 2    | 0.377                              | OK     | 0.0000                            | OK     |
|     | 3    | 0.338                              | OK     | 0.0871                            | OK     |
|     | 4    | 1.426                              | KO     | 0.1441                            | OK     |
|     | 5    | -                                  | -      | -                                 | -      |
|     | 6    | 1.736                              | KO     | 0.0012                            | OK     |
|     | 7    | 0.732                              | OK     | 0.0004                            | OK     |
|     | 8    | 0.312                              | OK     | 0.0122                            | OK     |
|     | 9    | 0.000                              | OK     | 0.0021                            | OK     |
|     |      |                                    |        |                                   |        |
| CT3 | 2    | 1.778                              | OK     | 0.0002                            | OK     |
|     | 3    | 1.568                              | OK     | 0.4088                            | OK     |
|     | 4    | 6.527                              | KO     | 0.6266                            | OK     |
|     | 5    | -                                  | -      | -                                 | -      |
|     | 6    | 4.812                              | KO     | 0.0033                            | OK     |
|     | 7    | 0.667                              | OK     | 0.0002                            | OK     |
|     | 8    | 0.223                              | OK     | 0.0098                            | OK     |
|     | 9    | 0.000                              | OK     | 0.0000                            | OK     |
|     |      |                                    |        |                                   |        |

Tal como os cálculos preliminares efectuados indicavam, a ponte suspensa desenvolvida apresenta um comportamento dinâmico muito insatisfatório. Os valores calculados para as acelerações da ponte em serviço foram, em alguns casos, bastante superiores ao limite imposto pelo que esta solução não satisfaz nenhuma das classes de conforto estabelecidas.

No entanto, o comportamento dinâmico da ponte poderá ser significativamente melhorado mediante a aplicação de determinadas medidas de carácter correctivo, conforme se verá no ponto 5.3.7.

#### 5.3.7. MEDIDAS CORRECTIVAS

Em caso de não satisfação dos limites de conforto impostos, deverão ser avaliados os efeitos que eventuais medidas correctivas poderão ter sobre o comportamento dinâmico da estrutura.

Estas medidas podem passar pela modificação da rigidez estrutural, modificação da massa, ou aumento do amortecimento estrutural.

### 5.3.7.1. Modificação da rigidez estrutural

A modificação da rigidez estrutural visa a alteração das frequências próprias da estrutura de modo a que estas deixem de se situar na gama crítica. No entanto, alterações adequadas da frequência implicam geralmente alterações estruturais muito significativas. Na maioria das situações este é um procedimento proibitivamente caro, [23].

Foram feitas algumas tentativas de obter melhorias do comportamento da solução suspensa através deste tipo de procedimento, aumentando a rigidez dos perfis utilizados no tabuleiro, sem, no entanto, terem sido verificadas alterações significativas.

### 5.3.7.2. Modificação da massa

Sendo a estrutura suspensa desenvolvida altamente leve, o aumento da sua massa pode trazer consigo melhorias no que respeita à resposta dinâmica às acções dos peões, como consequência de um aumento da massa modal. Para o efeito, foi testada a colocação de uma laje em betão com 10 centímetros de espessura ao nível do tabuleiro.

A alteração produzida trouxe consigo, logicamente, uma alteração das frequências próprias da estrutura, que passou a apresentar os seguintes modos de vibração:

Tabela 5.9- Modos de vibração da solução suspensa com laje de betão;

| Modo | F (Hz) | Características              |
|------|--------|------------------------------|
| 1    | 0,847  | Modo vertical anti-simétrico |
| 2    | 0,964  | Modo vertical simétrico      |
| 3    | 1,583  | Modo de Torção               |
| 4    | 1,599  | Modo vertical simétrico      |
| 5    | 1,839  | Modo Vertical                |
| 6    | 2,039  | Modo de Torção               |
| 7    | 2,311  | Modo vertical simétrico      |

Adoptando um procedimento concordante com aqueles que é descrito em 5.3.5., foram calculadas as acelerações máximas ao nível do tabuleiro induzidas por fluxos de peões representativos das classes de tráfego CT1, CT2 e CT3.

Tabela 5.10- Quadro-resumo do cálculo das acções sinusoidais;

| Modo | CT1    |         |        |        | CT2    |         |        |        | CT3    |         |        |        |
|------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|
|      | F (Hz) | T (seg) | n'     | $\psi$ | F (Hz) | T (seg) | n'     | $\psi$ | F (Hz) | T (seg) | n'     | $\psi$ |
| 3    | 1,682  | 0,595   | 0,0135 | 0,960  | 1,688  | 0,592   | 0,0302 | 0,973  | 1,693  | 0,591   | 0,1159 | 0,984  |
| 4    | 1,866  | 0,536   |        | 1,000  | 1,871  | 0,534   |        | 1,000  | 1,876  | 0,533   |        | 1,000  |
| 5    | 1,920  | 0,521   |        | 1,000  | 1,934  | 0,517   |        | 1,000  | 1,948  | 0,513   |        | 1,000  |
| 6    | 2,065  | 0,484   |        | 1,000  | 2,079  | 0,481   |        | 1,000  | 2,092  | 0,478   |        | 1,000  |

Tabela 5.11 - Acelerações calculadas para a solução suspensa após alteração da sua massa;

|     | Modo | $a_{\text{vertical Máx.}}$<br>[m/s <sup>2</sup> ] | Verif. | $a_{\text{lateral Máx.}}$<br>[m/s <sup>2</sup> ] | Verif. |
|-----|------|---------------------------------------------------|--------|--------------------------------------------------|--------|
| CT1 | 3    | 0.128                                             | OK     | 0.0601                                           | OK     |
|     | 4    | 0.270                                             | OK     | 0.0005                                           | OK     |
|     | 5    | 0.399                                             | OK     | 0.0005                                           | OK     |
|     | 6    | 0.440                                             | OK     | 0.0517                                           | OK     |
| CT2 | 3    | 0.284                                             | OK     | 0.1338                                           | OK     |
|     | 4    | 0.635                                             | OK     | 0.0010                                           | OK     |
|     | 5    | 0.908                                             | OK     | 0.0012                                           | OK     |
|     | 6    | 0.993                                             | OK     | 0.1160                                           | OK     |
| CT3 | 3    | 1.121                                             | OK     | 0.5374                                           | OK     |
|     | 4    | 2.457                                             | OK     | 0.0036                                           | OK     |
|     | 5    | 3.476                                             | KO     | 0.0046                                           | OK     |
|     | 6    | 3.623                                             | KO     | 0.4213                                           | OK     |

Verifica-se que a alteração da massa produziu alterações muito significativas ao comportamento da estrutura, melhorando-o substancialmente. Passaram a ser satisfeitas as exigências de conforto relativas às classes de utilização CT1 e CT2, para fluxos de baixa densidade. Apenas para a classe CT3 (fluxos de alta densidade – situação de projecto excepcional) estas exigências não são cumpridas, sendo ainda registadas acelerações excessivamente altas.

### 5.3.7.3. Aumento do amortecimento estrutural

O incremento do amortecimento estrutural é outra das medidas possíveis que vulgarmente são usadas para reduzir os efeitos dinâmicos dos peões numa ponte pedonal. Este incremento pode ser conseguido quer actuando ao nível de certos elementos no interior da estrutura, quer através da implementação de dispositivos de amortecimento externos. Esta última situação pode revelar-se particularmente eficaz em termos de fiabilidade e custo.

Os dispositivos de amortecimento usados podem basear-se em técnicas de controlo activo, semi-activo ou passivo.

Tem sido dada preferência aos dispositivos passivos, já que estes apresentam vantagens de custo e requisitos de manutenção relativamente aos restantes. Este grupo inclui os amortecedores viscosos, os amortecedores de massa sintonizados (TMD), amortecedores de pêndulo, amortecedores de colunas de líquido sintonizados (TLDC) ou amortecedores de líquido sintonizados (TLD).

A Figura 5.16 lista alguns exemplos de estruturas em que foram implementadas sistemas de amortecimento, descrevendo o tipo de medidas adoptadas e o efeito global que estas tiveram no comportamento dinâmico das estruturas.

| Ponte                       | Número de vãos / vão [m] | Tipo                                           | Frequências controladas [Hz]                       | Direcção dominante de vibração  | Tipo de sistema de amortecimento implementado                                                                                                                                                             | Efeito do amortecimento do sistema no comportamento global                                            |
|-----------------------------|--------------------------|------------------------------------------------|----------------------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| T-Bridge, Japão             | 2 vãos, 45+134           | Ponte atirantada, viga caixa metálica contínua | 0,93                                               | Lateral                         | Amortecedores de líquidos sintonizados de tipo "sloshing", no interior de viga caixa. Total de 600 caixas, massa de 0,7% da massa generalizada do modo de vibração lateral do tabuleiro.                  | Deslocamento lateral do tabuleiro reduzido de 8,3mm para 2,9mm                                        |
| Millennium Bridge, Londres  | 3 vãos, 108+144+80       | Catenária suspensa                             | 0,8 (principal)<br>0,5<br>1,0                      | Lateral                         | Amortecedores viscosos e amortecedor de massas sintonizadas para controlo de movimentos horizontais. Amortecedores de massas verticais para controlo da oscilação vertical, frequências entre 1,2 e 2,0Hz | Vibrações tornaram-se imperceptíveis para os utilizadores                                             |
| Forchheim Bridge, Alemanha  | 1 vão, 117,5             | Atirantada                                     | 1,0 to 3,0                                         | Vertical                        | 1 TMD                                                                                                                                                                                                     |                                                                                                       |
| Solférino Bridge, Paris     | vão central, 106         | Arco                                           | 0,81<br>1,94<br>2,22                               | Lateral<br>Vertical<br>Vertical | 1 TMD lateral com 15000kg de massa e 2 TMDs verticais com massas de 10000kg e 7600kg                                                                                                                      | Aumento do amortecimento estrutural de 0,4% para 3,5% (lateral), e de 0,5% para 3% e 2% (vertical)    |
| Ponte Pedro e Inês, Coimbra | vão central, 110         | Arco abatido / viga                            | 0,85<br>1,74;<br>1,80;2,34;<br>2,74; 3,07;<br>3,17 | Lateral<br>Vertical             | 1 TMD lateral com 14800kg e 6 TMDs verticais                                                                                                                                                              | Aumento do amortecimento lateral de 0,5% para 4% e do amortecimento vertical de 0,3%-2,2% para 3%- 6% |

Figura 5.16- Exemplos de pontes pedonais em que foram implementadas medidas de amortecimento – [24];

Na Figura 5.16 pode ser verificado que este tipo de medidas permite um considerável aumento do amortecimento estrutural que, de acordo com os exemplos apresentados, poderá passar a atingir valores no intervalo de 3 a 6%.

Como forma de avaliar os efeitos que este tipo de medidas poderá ter na estrutura em estudo, foi simulado um aumento do seu amortecimento estrutural para os 3%, em conjunto com o aumento de

massa produzido em 5.3.7.2. Pretende-se com este procedimento avaliar a viabilidade de ser obtida uma estrutura com um comportamento dinâmico satisfatório à custa da implementação conjunta destas duas medidas correctivas.

A informação modal da estrutura, assim como a referente às acções sinusoidais que lhe foram aplicadas, mantém-se relativamente ao ponto 5.3.7.2, podendo ser consultada nas Tabelas 5.9 e 5.10.

Tabela 5.12- Acelerações calculadas para a solução suspensa após alteração da sua massa e aumento do seu amortecimento estrutural;

|     | Modo | $a_{\text{vertical Máx.}}$<br>[m/s <sup>2</sup> ] | Verif. | $a_{\text{lateral Máx.}}$<br>[m/s <sup>2</sup> ] | Verif. |
|-----|------|---------------------------------------------------|--------|--------------------------------------------------|--------|
| CT1 | 3    | 0.074                                             | OK     | 0.0354                                           | OK     |
|     | 4    | 0.155                                             | OK     | 0.0002                                           | OK     |
|     | 5    | 0.214                                             | OK     | 0.0003                                           | OK     |
|     | 6    | 0.225                                             | OK     | 0.0264                                           | OK     |
| CT2 | 3    | 0.165                                             | OK     | 0.0793                                           | OK     |
|     | 4    | 0.362                                             | OK     | 0.0005                                           | OK     |
|     | 5    | 0.488                                             | OK     | 0.0007                                           | OK     |
|     | 6    | 0.505                                             | OK     | 0.0591                                           | OK     |
| CT3 | 3    | 0.647                                             | OK     | 0.3167                                           | OK     |
|     | 4    | 1.398                                             | OK     | 0.0016                                           | OK     |
|     | 5    | 1.861                                             | OK     | 0.0025                                           | OK     |
|     | 6    | 1.866                                             | OK     | 0.2176                                           | OK     |

Pôde verificar-se que as alterações produzidas à estrutura, simuladas de modo simplificado no modelo, resultaram numa importante melhoria do seu comportamento dinâmico, algo que permitiu que esta passasse a cumprir os requisitos definidos pelos critérios de conforto estabelecidos.

### 5.3.8. DISPOSITIVOS ADICIONAIS DE AMORTECIMENTO

No seguimento das conclusões retiradas no ponto anterior, onde se puderam testemunhar as melhorias que o aumento do amortecimento da estrutura pode ter sobre o seu comportamento dinâmico, apresentam-se de seguida, a título exemplificativo, dois dos principais tipos de dispositivos de amortecimento com utilização corrente: os amortecedores viscosos, *VD*, e os amortecedores de massa sintonizados, *TMD*.

#### 5.3.8.1. Amortecedores viscosos (*VD*).

Os amortecedores viscosos funcionam com base na deformação de um fluído viscoso ou material sólido, permitindo dissipar as vibrações.



Figura 5.17- Exemplo da utilização de amortecedores viscosos – [24];

Um dos exemplos mais usuais destes dispositivos consiste num pistão no interior de um cilindro que provoca a deformação de um fluído e a produção de calor. A eficiência destes dispositivos depende da força que resulta do seu funcionamento que, por sua vez, depende da viscosidade do fluído utilizado e é proporcional à velocidade relativa entre as suas extremidades. Deste modo, a utilização de um amortecedor viscoso será mais adequada quando se torne possível a sua instalação ligando pontos da estrutura com valores significativos de velocidade relativa.

Existem ainda os amortecedores visco-elásticos, que constituem uma categoria diferente de amortecedores. Estes dissipam energia por deformação por corte de uma material sólido, sendo normalmente utilizado para o efeito um polímero.

#### 5.3.8.2. Amortecedores de massa sintonizados (*TMD*)

Um *TMD* é um dispositivo de controlo passivo de vibrações em estruturas constituído por uma massa,  $m_2$ , ligada a uma estrutura principal através de elementos de rigidez e de amortecimento (mola de rigidez  $k_2$  e amortecedor viscoso de constante  $c_2$ ). A estrutura principal é idealizada através de um oscilador linear de 1-GL de massa  $m_1$ , constante de rigidez  $k_1$  e constante de amortecimento  $c_1$ , tal como se indica na Figura 5.18.

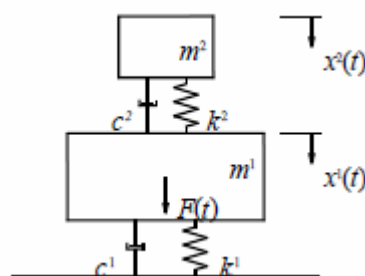


Figura 5.18- Modelo de funcionamento de um TMD – [26];

Sintonizar o *TMD* significa escolher os parâmetros  $m_2$ ,  $k_2$  e  $c_2$  para que o movimento da estrutura principal seja minimizado, algo conseguido à custa da dissipação de energia promovida pelo deslocamento relativo entre a estrutura e o *TMD*.



Figura 5.18- Exemplo da utilização de um TMD;

### 5.3.9. CONCLUSÕES

O estudo comparativo levado a cabo permitiu confrontar os comportamentos dinâmicos esperados para as duas soluções estruturais desenvolvidas. Este demonstrou que a solução suspensa, globalmente mais flexível, se trata de uma solução mais problemática sob este ponto de vista, apresentando frequências próprias mais baixas e dentro do intervalo crítico da acção dos peões. Como consequência, as acelerações inicialmente calculadas para as classes de utilização definidas situam-se acima dos limites máximos estabelecidos pela classe de conforto respectiva. Ficou, no entanto, evidenciada a eficácia das medidas correctivas correntes sobre o seu desempenho, ainda que à custa de um inevitável agravamento orçamental.

Contrariamente, a solução atirantada revelou-se livre de problemas associados à acção dinâmica dos peões (referentes à excitação pelo primeiro harmónico) já que as suas frequências próprias são mais altas, situando-se fora do intervalo crítico. Deste modo, a solução atirantada evita a necessidade de um aumento de massa e, à partida, a necessidade de implementação de dispositivos de amortecimento, resultando numa estrutura globalmente mais leve e económica.

Os aspectos referidos levaram a que fosse dada preferência à solução atirantada, em detrimento da suspensa. Deste modo, os pontos seguintes tratam o cálculo estático e dimensionamento dos principais elementos estruturais exclusivamente no que diz respeito à solução estrutural atirantada.

## 6

## ANÁLISE ESTÁTICA

## 6.1. SOLICITAÇÕES

As solicitações consideradas relevantes para o dimensionamento da estrutura foram as acções permanentes, as sobrecargas associadas ao tipo de utilização, variações uniformes de temperatura e a acção do vento.

A sua quantificação foi feita com recurso aos regulamentos europeus e nacionais, nomeadamente o Eurocódigo 1 e o Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e pontes (RSA).

## 6.1.1. ACÇÕES PERMANENTES

Nas acções permanentes enquadram-se os pesos próprios de todos os elementos estruturais (vigas, cabos, etc.) e não-estruturais (pavimento, guarda-corpos, iluminação e outros elementos que o tabuleiro possa conter) que estejam inseridos na ponte em carácter de permanência.

O peso próprio dos elementos é contabilizado por defeito pelo programa *SAP2000*, em função das propriedades que são atribuídas aos elementos. Houve o cuidado de majorar ligeiramente (cerca de 10%) as propriedades atribuídas ao pavimento como forma de contabilizar os vários tipos de equipamentos que nele possam ser instalados.

## 6.1.2. SOBRECARGAS DE UTILIZAÇÃO

O Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) define, no seu capítulo dedicado a acções específicas de passadiços, a utilização de uma sobrecarga uniformemente distribuída de valor característico igual a  $4\text{kN/m}^2$  actuando no pavimento e aplicada nas posições mais desfavoráveis para o elemento em estudo. Os valores reduzidos referentes a esta acção devem ser obtidos com  $\Psi_0=0.4$ ,  $\Psi_1=0.3$  e  $\Psi_2=0.2$ .

## 6.1.3. ACÇÃO DA TEMPERATURA

No que diz respeito à acção das variações de temperatura ambiente sobre as estruturas, o RSA considera dois casos distintos: variações uniformes de temperatura e variações diferenciais.

As variações de temperatura uniformes procuram traduzir as variações anuais de temperatura ambiente que se processam de modo muito lento e, por isso, são assimiláveis a uma variação uniforme aplicada a todos os elementos da estrutura.

A consideração desta acção pode ser, em certos casos, dispensada desde que sejam adoptadas medidas adequadas, tais como a colocação de juntas de dilatação convenientemente dispostas que tornem desprezáveis os efeitos daquela acção, sendo esta uma possibilidade para a presente estrutura. No entanto, não sendo este um dos objectos de estudo no presente documento, optou-se pelo estudo dos efeitos desta acção sobre a estrutura.

Os valores característicos desta acção definidos nesse regulamento são – para estruturas metálicas não protegidas – uma variação positiva de temperatura de +35°C e uma variação negativa de -25°C. Os respectivos valores reduzidos devem ser obtidos através dos seguintes coeficientes:  $\Psi_0=0.6$ ,  $\Psi_1=0.5$  e  $\Psi_2=0.3$ .

Já no que concerne às variações diferenciais de temperatura, o mesmo regulamento estabelece que a sua consideração apenas será necessária para certo tipo de estruturas tidas como especialmente sensíveis a este tipo de acções. Não se considerou a presente estrutura incluída neste grupo, pelo que os efeitos desta acção foram negligenciados no seu dimensionamento.

#### 6.1.4. ACÇÃO DO VENTO

O ar em movimento exerce pressões sobre as superfícies dos elementos construídos cujo efeito não deve ser desprezado na sua análise. O estudo dos seus efeitos, do ponto de vista dinâmico, reveste-se de uma complexidade assinalável e implicaria meios indisponíveis. Assim sendo, foi aceite que para estruturas com frequências próprias superiores a 1Hz (ver capítulo 5) a consideração da acção estática equivalente à acção do vento conduz a resultados satisfatórios.

Para a sua quantificação, o RSA propõe uma metodologia simplificada que, no entanto, se entendeu como sendo de fraca adequabilidade ao caso específico da estrutura em questão. Como alternativa, foram usadas as especificações do Eurocódigo 1 para a sua quantificação. Embora o seu campo de aplicação exclua o caso de pontes de cabos, a ausência de uma metodologia alternativa que se aplique satisfatoriamente ao caso em estudo levou a que fosse adoptado este procedimento.

De acordo com este regulamento, a velocidade básica do vento é dada por:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{sea} \cdot V_{b,0} \quad (6.1)$$

Onde

$C_{dir}$  é um factor direccional

$C_{sea}$  é um factor de época

$V_{b,0}$  é uma velocidade de referência

Tomou-se como velocidade de referência o valor de 25m/s. À falta de informação mais rigorosa, os valores tomados para os factores direccional e de época foram os valores propostos de 1,0. Assim sendo, resulta uma velocidade básica do vento,  $V_b$ , de 25m/s.

A velocidade média do vento pode ser obtida a partir deste valor de referência, sendo função da altura acima do solo, conforme a expressão (6.2).

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \quad (6.2)$$

$C_0(z)$  é um factor orográfico cujo valor aconselhado é 1,0.

$C_r(z)$  é um factor que tem em conta a rugosidade do terreno e que depende ainda da altura acima do solo considerada. O seu valor pode ser obtido por aplicação da expressão 6.3.

$$C_r(z) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \text{ para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (6.3)$$

Sendo  $z_0$  o comprimento de rugosidade, cujo valor pode ser retirado da Figura 6.1.

| Terrain category                                                                                                                                                                         | $z_0$<br>m | $z_{\min}$<br>m |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|-----------------|
| 0 Sea or coastal area exposed to the open sea                                                                                                                                            | 0,003      | 1               |
| I Lakes or flat and horizontal area with negligible vegetation and without obstacles                                                                                                     | 0,01       | 1               |
| II Area with low vegetation such as grass and isolated obstacles (trees, buildings) with separations of at least 20 obstacle heights                                                     | 0,05       | 2               |
| III Area with regular cover of vegetation or buildings or with isolated obstacles with separations of maximum 20 obstacle heights (such as villages, suburban terrain, permanent forest) | 0,3        | 5               |
| IV Area in which at least 15 % of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15 m                                                                            | 1,0        | 10              |
| The terrain categories are illustrated in Annex A.1.                                                                                                                                     |            |                 |

Figura 6.1- Categorias de terreno e respectivos parâmetros – [33];

A obra em causa considerou-se inserida em terreno de categoria II, de onde  $z_0=0,05$  e  $z_{\min}=2$ m. O valor proposto para  $z_{\max}$  é de 200m, pelo que o valor de  $z$  – que para a obra em estudo é de cerca de 5 metros – se encontra inserido no intervalo de aplicação da expressão (6.3).

Já  $k_r$  é um factor que depende do comprimento de rugosidade,  $z_0$ , obtido, de acordo com a expressão (6.4).

$$K_r = 0,19\left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (6.4)$$

$z_{0,II} = 0,05$  metros para a categoria de terreno considerada (categoria II).

Com base nos valores referidos para os vários parâmetros, resumem-se na Tabela 6.1 os resultados da aplicação das expressões referidas.

Tabela 6.1- Quadro resumo do cálculo da velocidade média do vento;

| $k_r$ | $c_r(z)$ | $v_m(z)$ [m/s] |
|-------|----------|----------------|
| 0.19  | 0.87     | 21.87          |

Com base no valor da velocidade média do vento, o EC1 prevê a determinação de uma pressão de pico,  $q_p(z)$ , cuja expressão recomendada para a sua determinação é a expressão (6.5).

$$q_p = \left[ 1 + 7 \cdot \frac{k_t}{C_{q0} \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (6.5)$$

$\rho$  é a densidade do ar e o valor recomendado é  $1,25\text{kg/m}^3$ .  $k_1$  é um factor de turbulência e este regulamento aconselha a adopção do valor unitário para este parâmetro à falta de dados mais rigorosos para a sua quantificação.

Assim, resulta uma pressão de pico,  $q_p$ , de  $0,75\text{kN/m}^2$ .

A força horizontal que corresponde à acção do vento actuando transversalmente à estrutura é função da pressão de pico e para o seu cálculo é recomendada a aplicação da expressão (6.6).

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (6.6)$$

$C$  é dado pelo produto  $C_e \cdot C_{fx,0}$ .

$C_e$ , por sua vez, é dado pela relação  $q_p/q_b$ , valendo 1.92.

Para o caso específico de pontes, o EC1 prevê a quantificação de forças equivalentes à acção do vento segundo três direcções  $x, y$  e  $z$ , conforme o esquema da Figura 6.2.

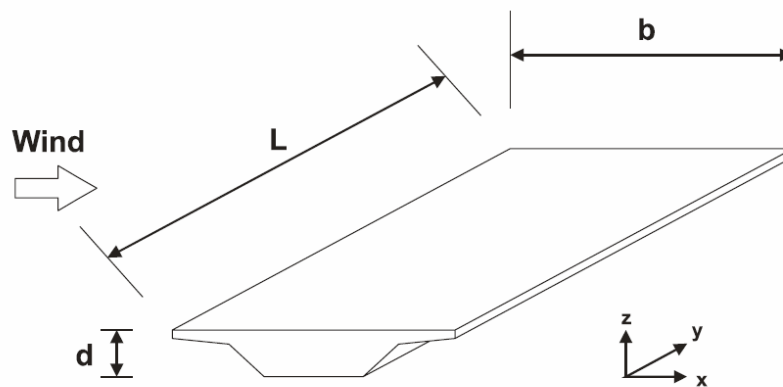


Figura 6.2- Direcções da acção do vento em pontes – [33];

Em concordância com o sistema de eixos representado, o parâmetro  $C_f$  passa a ser tratado como  $C_{fx,0}$  e pode ser obtido pelo ábaco da Figura 6.3, em função da relação  $b/d_{tot}$ .

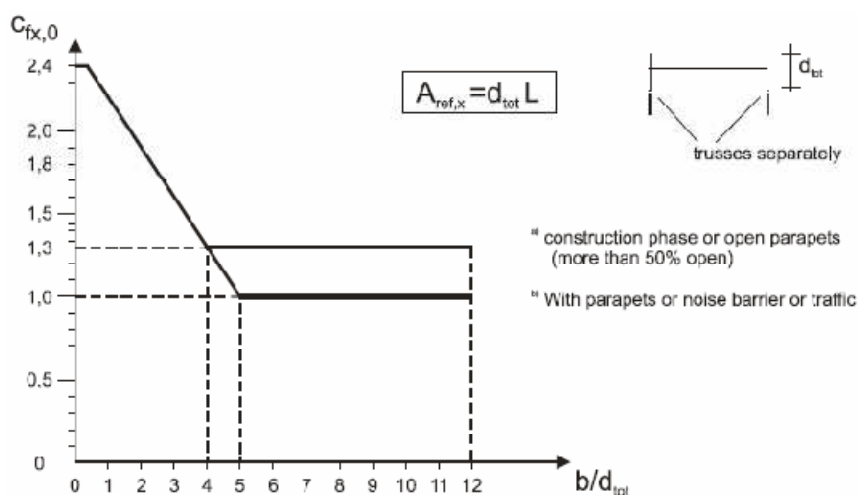


Figura 6.3- Coeficiente  $C_{fx,0}$  em pontes – [33];

A quantificação de  $d_{tot}$  fez-se segundo as disposições da Figura 6.4.

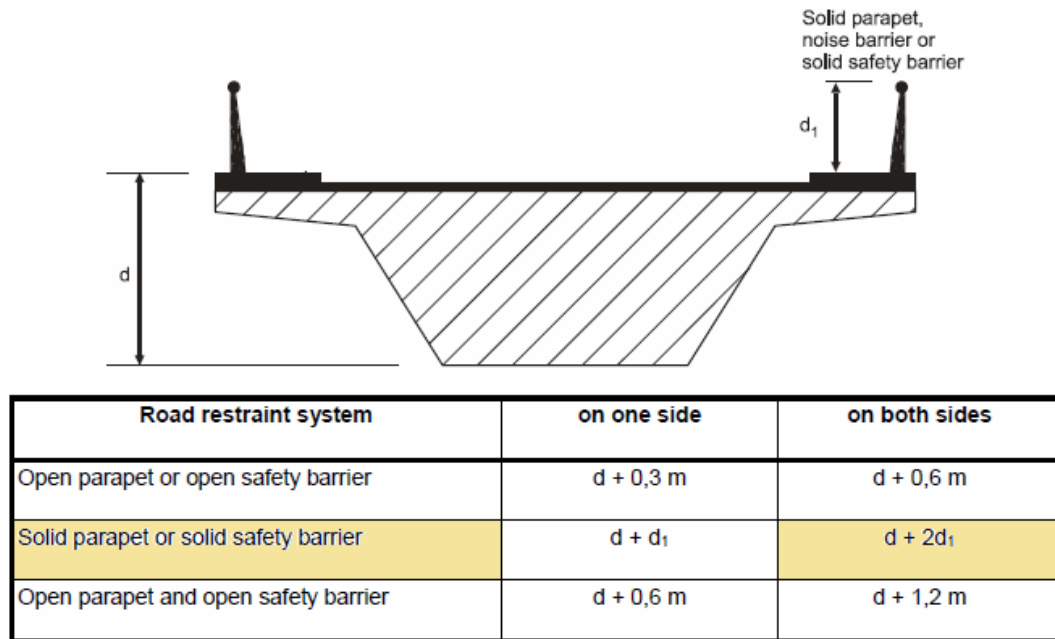


Figura 6.4- Quantificação de  $d_{tot}$  – [33];

Conforme assinalado na figura, foi considerada a inclusão de barreiras de protecção sólidas de ambos os lados do tabuleiro, o que somado a uma espessura do tabuleiro,  $d$ , de cerca de 0.40 metros resulta num  $d_{tot}$  de 2.40 metros.

Deste modo,  $A_{ref,x}$  assume o valor de  $2.4L \text{ m}^2$ .

Da aplicação do ábaco da Figura 6.3, com  $b = 3,8\text{m}$ ,  $C_{fx,0}$  assume um valor muito próximo de 2.0.

Por fim, da expressão (6.6) resulta uma força horizontal distribuída equivalente à acção do vento,  $F_w$ , de  $3.6\text{kN/m}$ .

De acordo com este mesmo documento, a acção equivalente na direcção longitudinal relativamente ao tabuleiro,  $y$ , deve considerar-se 25% da acção na direcção transversal, resultando numa força distribuída de  $0.9\text{kN/m}$ .

Por fim, para a direcção vertical,  $z$ , na ausência da realização de testes de túnel de vento, o referido documento sugere o uso de um coeficiente de força,  $C_{fz}$ , de  $\pm 0.9$  e  $A_{ref,z} = b.L$ , o que resulta numa força uniformemente distribuída vertical de  $\pm 2.57\text{kN/m}$ .

No que se refere à acção do vento nos cabos, foi adoptado um método de quantificação simplificado com base no valor da pressão de base,  $q_b$ , considerando-a como uma pressão directamente aplicada sobre a área exterior dos cabos. As correspondentes forças são apresentadas na Tabela 6.2.

Tabela 6.2- Forças equivalentes à acção do vento a aplicar nos cabos;

| Elemento       | $\varnothing$ [mm] | Área de aplicação da força [m <sup>2</sup> ] | $q_b$ [kN/m <sup>2</sup> ] | F [kN/m] |
|----------------|--------------------|----------------------------------------------|----------------------------|----------|
| Cabo Principal | 88                 | 0.138xL                                      | 0.39                       | 0.05     |
| Pendurais      | 32                 | 0.050xL                                      | 0.39                       | 0.02     |

Os valores reduzidos referentes a esta acção devem ser calculados usando  $\Psi_0=0.2$ ,  $\Psi_1=0.2$  e  $\Psi_2=0.0$ .

## 6.2. ALTERAÇÕES À ESTRUTURA

Efectuou-se um primeiro cálculo estático da estrutura, de carácter preliminar, utilizando o modelo desenvolvido e descrito até ao presente ponto. Os resultados obtidos trouxeram consigo a percepção de certas incorrecções nele contidas das quais adviriam sérias dificuldades no dimensionamento de alguns dos seus principais elementos estruturais de estabilização, em concreto no que diz respeito às fundações dos pilares.

A estrutura presente é assinalavelmente leve, factor do qual resultam esforços axiais reduzidos transmitidos pelos pilares às suas fundações. Por outro lado, para certas combinações de acções consideradas (ver 6.3.), o “desequilíbrio” de forças provenientes dos cabos é de tal ordem que, associado a uma considerável altura dos pilares, resultaria em importantes momentos flectores ao nível da base dos pilares. De acordo com o modelo até agora desenvolvido, esta acção seria igualmente resistida pelas fundações dos pilares.

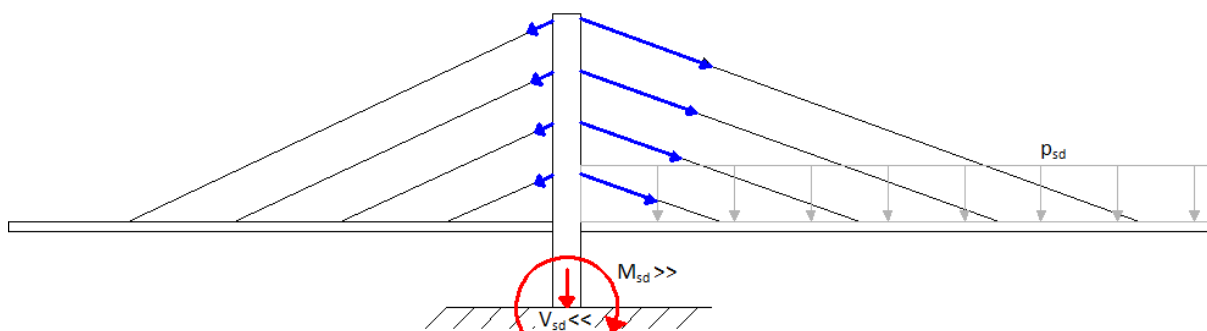


Figura 6.5- Esquema ilustrativo do problema identificado;

Nas condições expostas, o dimensionamento dos elementos de fundação dos pilares seria realizado para um baixo valor de esforço axial e para um momento flector elevado, naquilo que resultaria numa situação altamente indesejável e que traria consigo sérias dificuldades no dimensionamento das fundações. Deste modo, considerou-se como pouco viável o esquema apresentado e foram introduzidas alterações no sentido de inverter esta situação.

A primeira das alterações produzidas no modelo passou pelas condições de apoio dos pilares, que deixaram de ser considerados encastrados relativamente às rotações na direcção longitudinal. Esta alteração implicou que fosse desenvolvido um esquema alternativo de amarração dos cabos, no sentido de garantir a estabilização do pilar. Assim, um dos pares de cabos superiores deixa de estar ancorado ao nível do tabuleiro e passa a ser ancorado no solo, conforme o esquematizado na Figura 6.6.

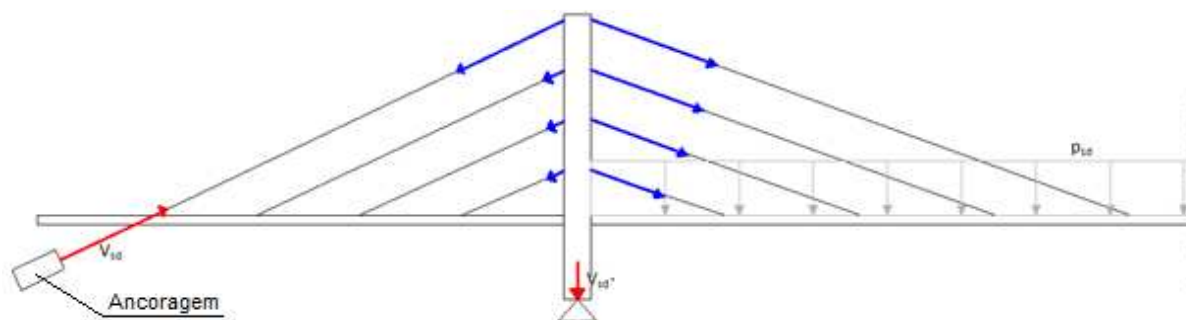


Figura 6.6- Esquema ilustrativo das alterações estruturais produzidas;

Em relação às rotações da base do pilar na direcção transversal, estas continuam a ser consideradas impedidas. Logicamente, os momentos flectores desenvolvidos nesta direcção deverão ser absorvidos pela fundação, algo que não deverá ser problemático dados os reduzidos valores desta acção.

Por outro lado, tratando-se de uma estrutura significativamente flexível, previu-se de antemão que esta viesse a apresentar problemas no seu desempenho em serviço motivados por esta característica. Assim, a análise estática propriamente dita foi ainda antecedida por uma avaliação prévia dos deslocamentos do tabuleiro registados para as principais combinações em serviço. Os valores obtidos foram confrontados com os limites aplicáveis definidos nos vários regulamentos e o não cumprimento destes motivou alterações aos seus principais elementos estruturais.

O Eurocódigo 3 recomenda que, para pavimentos em geral, seja imposto um limite máximo dos deslocamentos em serviço de duzentos e cinquenta avos do vão ( $L/250$ ). Para um vão de 45 metros, este limite corresponde a um deslocamento máximo de 18 centímetros.

O deslocamento máximo deverá ser obtido da seguinte forma:

$$d_{m\acute{a}x} = d_1 + d_2 - d_0 \quad (6.7)$$

- $d_0$  – contra-flecha no estado não carregado;
- $d_1$  – flecha devida às acções permanentes;
- $d_2$  – flecha devida aos valores reduzidos das acções variáveis.

Foram avaliados os deslocamentos registados para a combinação rara de acções com a sobrecarga de utilização aplicada apenas no vão central como acção variável principal e tendo sido estudadas duas situações possíveis para a acção variável secundária: variação uniforme de temperatura positiva (Combinação 1) ou acção do vento com componente vertical descendente (Combinação 2).

A Tabela 6.3 resume as principais características dos elementos estruturais usados na modelação da estrutura.

Tabela 6.3- Principais características dos elementos estruturais usados inicialmente;

| Elemento  | Características                                                                 |
|-----------|---------------------------------------------------------------------------------|
| Cabos     | <i>Locked-coil</i> com 30 milímetros de diâmetro                                |
| Tabuleiro | Tabuleiro em grelha metálica. Longarinas: IPE240; Carlingas: IPE240             |
| Pilares   | Diâmetro exterior de 1,00 m, constante. 2 Centímetros de espessura das paredes. |

Os deslocamentos máximos calculados para o tabuleiro em cada uma das combinações referidas são apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4- Deslocamentos máximos registados inicialmente no tabuleiro;

| Combinação | Deslocamento máximo [m] |
|------------|-------------------------|
| 1          | 0.224                   |
| 2          | 0.205                   |

Conforme se torna visível, os deslocamentos máximos registados na estrutura assumem valores acima daqueles que são aconselhados pela regulamentação existente, algo que motivou a introdução de algumas alterações aos seus principais elementos estruturais.

Foram ensaiadas diversas alterações até ser obtida uma configuração que satisfizesse os requisitos referidos anteriormente. As características dos principais elementos estruturais usados na configuração final adoptada estão resumidas na Tabela 6.5.

Tabela 6.5- Principais características dos elementos estruturais da estrutura modificada;

| Elemento  | Características                                                                 |
|-----------|---------------------------------------------------------------------------------|
| Cabos     | <i>Locked-coil</i> com 35 milímetros de diâmetro                                |
| Tabuleiro | Tabuleiro em grelha metálica. Longarinas: IPE300; Carlingas: IPE300             |
| Pilares   | Diâmetro exterior de 1,00 m, constante. 3 Centímetros de espessura das paredes. |

Os deslocamentos calculados para a estrutura nestas condições são apresentados na Tabela 6.6.

Tabela 6.6- Deslocamentos máximos registados no tabuleiro após modificação da estrutura;

| Combinação | Deslocamento máximo [m] |
|------------|-------------------------|
| 1          | 0.167                   |
| 2          | 0.151                   |

Os deslocamentos calculados para a estrutura sujeita às alterações descritas e para as combinações em serviço referidas estão enquadradas nos limites aconselhados pelos regulamentos, uma vez que se situam abaixo dos 18 centímetros.

Por fim, como forma de salvaguardar a validade das conclusões retiradas em 5.3.9., foi efectuada uma análise modal da estrutura de modo a garantir que as alterações nela produzidas não serão susceptíveis de afectar prejudicialmente o seu comportamento dinâmico face à acção dos peões. A Tabela 6.7 apresenta as frequências calculadas para os 10 primeiros modos de vibração identificados para a estrutura.

Tabela 6.7- Primeiras frequências naturais calculadas para a estrutura;

| Modo | F [Hz] |
|------|--------|
| 1    | 2.40   |
| 2    | 2.80   |
| 3    | 3.29   |
| 4    | 4.30   |
| 5    | 4.52   |
| 6    | 5.63   |
| 7    | 7.20   |
| 8    | 7.40   |
| 9    | 7.56   |
| 10   | 7.67   |

Verifica-se que não há uma alteração muito significativa das frequências naturais da estrutura, sendo que estas se mantêm numa gama de valores acima da gama crítica de frequências associada à acção dos peões. Estes valores tornam previsível que a estrutura venha a apresentar uma resposta à acção dos peões tida como satisfatória.

### 6.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES

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

A título de exemplo, não se considera verosímil a ocorrência simultânea da acção da temperatura e do vento.

As acções permanentes deverão figurar em todas as combinações concebidas e ser majoradas ou não conforme se entenda resultar mais desfavorável para a estrutura.

Serão consideradas combinações que visam a verificação da segurança da estrutura em relação aos estados limites últimos (ELU) e combinações que visam a verificação dos estados limites de serviço (ELS).

A verificação de segurança relativa aos ELU será feita em termos de esforços e consiste na verificação de que o valor de cálculo do esforço resistente,  $R_d$ , é superior ao valor de cálculo do esforço actuante,  $S_d$ , ou seja,  $S_d \leq R_d$ . Os esforços actuantes de cálculo serão obtidos com base na combinação fundamental de acções, de acordo com a expressão (6.8).

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot S_{Gik} + \gamma_q \cdot [S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot S_{Qik}] \quad (6.8)$$

Já no que respeita à verificação dos ELS, a sua verificação é feita garantindo que os valores dos parâmetros que definem esses estados limites são iguais ou superiores aos valores obtidos com base nas combinações de acções definidas. Para o efeito serão consideradas combinações de acções de curta e muito curta duração, de acordo com as expressões 6.9 e 6.10.

Estados limites de muito curta duração – Combinações raras:

$$\sum G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum_{m=2}^m \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.9)$$

Estados limites de curta duração – Combinações frequentes:

$$\sum G_{k,i} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{n=2}^m \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.10)$$

Foram ainda avaliadas quais as condições em que a aplicação destas cargas se revela mais desfavorável para a estrutura. Para esse efeito foram estudadas as várias disposições possíveis para a aplicação das sobrecargas de utilização, averiguando quais delas se revelam mais desfavoráveis para a estrutura. Como simplificação, apenas para estas configurações foram feitas aplicações simultâneas da sobrecarga de utilização com vento ou temperatura.

### 6.3.1. ALTERNÂNCIA DE VÃOS

Neste ponto procedeu-se à avaliação de quais são as disposições possíveis para as sobrecargas que conduzem a situações mais desfavoráveis para a estrutura em termos de esforços para *ELU*.

#### 6.3.1.1. Combinação *ELU* com sobrecarga aplicada a toda a extensão do tabuleiro (C01)

Para a presente combinação considerou-se a acção desfavorável das acções de carácter permanente ( $\gamma_{gi}=1.35$ ), bem como os efeitos da sobrecarga de utilização, também desfavorável ( $\gamma_q=1.5$ ), aplicada em toda a extensão do tabuleiro da ponte, conforme esquematiza a Figura 6.7.

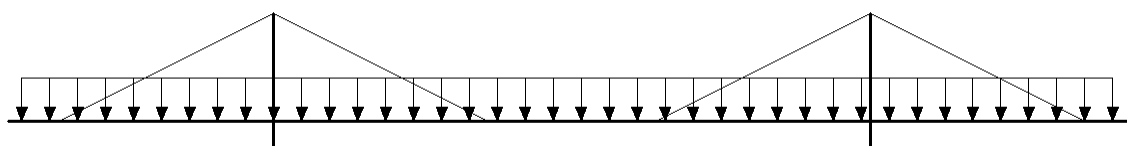


Figura 6.7- Esquema de disposição das sobrecargas para a combinação presente;

#### 6.3.1.2. Combinação *ELU* com sobrecarga aplicada apenas em metade do tabuleiro (C02)

Nesta combinação considerou-se igualmente a acção desfavorável das acções de carácter permanente ( $\gamma_{gi}=1.35$ ) em simultâneo com a aplicação da sobrecarga de utilização – igualmente tida como de efeito desfavorável ( $\gamma_q=1.5$ ) – aplicada apenas na parte esquerda do tabuleiro, de acordo com a Figura 6.8.

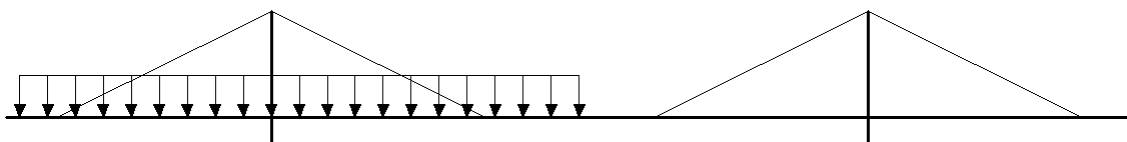


Figura 6.8- Esquema de disposição das sobrecargas para a combinação considerada;

#### 6.3.1.3. Combinação *ELU* com sobrecarga aplicada apenas em metade do tabuleiro (C03)

Nesta combinação considerou-se a acção desfavorável das acções de carácter permanente ( $\gamma_{gi}=1.35$ ) simultaneamente com a aplicação da sobrecarga de utilização ( $\gamma_q=1.5$ ) aplicada apenas na parte direita do tabuleiro, em concordância com a Figura 6.9.

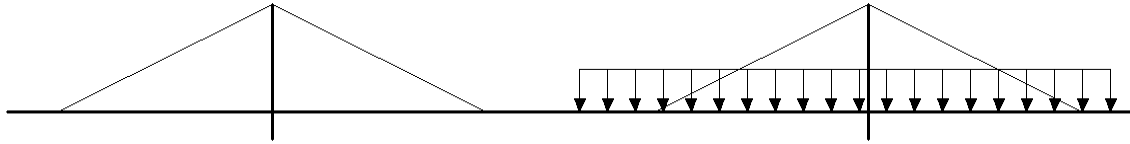


Figura 6.9- Disposição das sobrecargas para a combinação de acções considerada;

#### 6.3.1.4. Combinação *ELU* com sobrecarga aplicada apenas na parte central do tabuleiro (C04)

Considerou-se a acção desfavorável das acções permanentes ( $\gamma_{gi}=1.35$ ) de modo simultâneo com a acção desfavorável da sobrecarga de utilização ( $\gamma_q=1.5$ ) aplicada na zona central do vão, em concordância com a Figura 6.10.

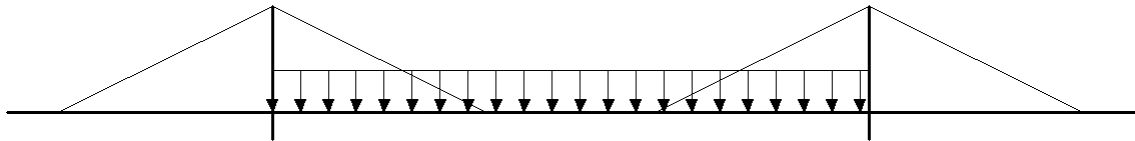


Figura 6.10- Disposição das sobrecargas para o caso presente;

#### 6.3.1.5. Combinação *ELU* com sobrecarga aplicada apenas nas zonas extremas do tabuleiro (C05)

Para esta combinação considerou-se o efeito desfavorável das acções permanentes ( $\gamma_{gi}=1.35$ ) a actuar em conjunto com a sobrecarga de utilização majorada ( $\gamma_q=1.5$ ) aplicada apenas nas partes extremas do vão. A Figura 6.11 esquematiza a disposição das cargas actuantes.



Figura 6.11- Esquema da disposição das sobrecargas;

#### 6.3.1.6. Avaliação de esforços

O cálculo da estrutura para as combinações referidas foi acompanhado por uma avaliação e comparação dos esforços máximos obtidos em cada uma das configurações. A Tabela 6.8 resume esta informação.

Tabela 6.8- Quadro resumo dos esforços máximos relevantes obtidos para cada um dos elementos estruturais e para as várias combinações consideradas;

| Combinação | Cabos  | Tabuleiro |          | Pilar  |          |
|------------|--------|-----------|----------|--------|----------|
|            | N (kN) | N (kN)    | M (kN.m) | N (kN) | M (kN.m) |
| C01        | 346.0  | 51.0      | 73.3     | -668.2 | 1106.7   |
| C02        | 250.9  | 59.6      | 53.1     | -570.8 | 986.3    |
| C03        | 250.2  | 45.3      | 63.5     | -194.4 | 225.6    |
| C04        | 495.2  | 74.6      | 82.4     | -612.8 | 891.3    |
| C05        | 184.5  | 56.0      | 80.3     | -191.5 | 363.1    |

Os valores máximos dos esforços obtidos para cada elemento estrutural surgem assinalados com a cor vermelha.

Da informação contida na Tabela 6.9 pode ainda concluir-se que, das várias disposições possíveis para a sobrecarga de utilização, aquelas que se revelam como mais desfavoráveis para a estrutura, em termos de esforços máximos, são as disposições referentes às combinações C01 e C04. Por este motivo, estas configurações foram as consideradas nos passos seguintes em que se irá aplicar simultaneamente a sobrecarga de utilização com a acção da temperatura ou do vento.

De notar ainda que algumas das configurações indicadas conduzem a situações em que alguns dos tirantes são “desactivados”, ou seja, passam a ter esforço nulo. Esta situação é motivada pelo “levantamento” do tabuleiro nas zonas não carregadas e, logicamente, é pouco desejável, embora a sua ocorrência seja tida como inevitável para a presente estrutura.

Nota: Como forma de facilitar a sua identificação, as distribuições das sobrecargas definidas neste ponto para as combinações C01 e C04 serão tratadas nos pontos seguintes como Configuração 1 e Configuração 4, respectivamente.

### 6.3.2. COMBINAÇÕES COM SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO COMO ACÇÃO VARIÁVEL PRINCIPAL

#### 6.3.2.1. Definição das combinações

Tendo como ponto de partida as disposições das sobrecargas de utilização seleccionadas no ponto anterior, o presente ponto consiste na avaliação de quais as combinações desta acção enquanto acção variável principal com as acções da temperatura e do vento resultam mais gravosas para a estrutura.

A Tabela 6.9 numera e apresenta uma descrição das combinações de acções consideradas.

Tabela 6.9- Numeração e descrição das combinações com sobrecarga de utilização como acção variável principal;

| Combinação | Configuração | Acção de cálculo                                                 |
|------------|--------------|------------------------------------------------------------------|
| C06        | 1            | "1.35 $g_k$ + 1,5 sobrecarga + 1,5 $\psi_0$ Temperatura (+)"     |
| C07        | 1            | "1.35 $g_k$ + 1,5 sobrecarga + 1,5 $\psi_0$ Temperatura (-)"     |
| C08        | 1            | "1.35 $g_k$ + 1,5 sobrecarga + 1,5 $\psi_0$ Vento (ascendente)"  |
| C09        | 1            | "1.35 $g_k$ + 1,5 sobrecarga + 1,5 $\psi_0$ Vento (descendente)" |
| C10        | 4            | "1.35 $g_k$ + 1,5 sobrecarga + 1,5 $\psi_0$ Temperatura (+)"     |
| C11        | 4            | "1.35 $g_k$ + 1,5 sobrecarga + 1,5 $\psi_0$ Temperatura (-)"     |
| C12        | 4            | "1.35 $g_k$ + 1,5 sobrecarga + 1,5 $\psi_0$ Vento (ascendente)"  |
| C13        | 4            | "1.35 $g_k$ + 1,5 sobrecarga + 1,5 $\psi_0$ Vento (descendente)" |

#### 6.3.2.2. Avaliação de esforços

O cálculo da estrutura para as combinações referidas foi igualmente acompanhado por uma avaliação e comparação dos esforços máximos obtidos nos principais elementos estruturais. A Tabela 6.10 resume esta informação.

Tabela 6.10- Quadro resumo dos esforços máximos relevantes obtidos para cada um dos elementos estruturais e para as várias combinações consideradas;

| Combinação | Cabos  | Tabuleiro |          | Pilar  |          |
|------------|--------|-----------|----------|--------|----------|
|            | N (kN) | N (kN)    | M (kN.m) | N (kN) | M (kN.m) |
| C01        | 346.0  | 51.0      | 73.3     | -668.2 | 1106.7   |
| C02        | 250.9  | 59.6      | 53.1     | -570.8 | 986.3    |
| C03        | 250.2  | 45.3      | 63.5     | -194.4 | 225.6    |
| C04        | 495.2  | 74.6      | 82.4     | -612.8 | 891.3    |
| C05        | 184.5  | 56.0      | 88.9     | -191.5 | 363.1    |
| C06        | 336.3  | -393.0    | 83.0     | -658.6 | 1096.0   |
| C07        | 334.1  | 301.2     | 62.2     | -665.4 | 1107.6   |
| C08        | 338.2  | 73.5      | 71.8     | -649.3 | 1080.3   |
| C09        | 359.9  | 76.4      | 76.8     | -689.6 | 1153.0   |
| C10        | 468.9  | -398.7    | 90.4     | -597.3 | 879.7    |
| C11        | 489.9  | 293.5     | 72.8     | -612.9 | 893.3    |
| C12        | 487.2  | 96.3      | 89.8     | -594.4 | 868.7    |
| C13        | 509.5  | 99.5      | 85.7     | -635.8 | 941.6    |

Os valores máximos dos esforços obtidos para cada elemento estrutural surgem assinalados com a cor vermelha.

### 6.3.3. COMBINAÇÕES COM TEMPERATURA OU VENTO COMO ACÇÃO VARIÁVEL PRINCIPAL

#### 6.3.3.1. Definição das combinações

Tendo como base de referência as combinações identificadas no ponto anterior como mais desfavoráveis para a estrutura, foram definidas novas combinações para ELU em que a sobrecarga de utilização passou a acção variável secundária.

A Tabela 6.11 numera e apresenta uma descrição das combinações de acções assim definidas.

Tabela 6.11- Numeração e descrição das combinações com temperatura ou vento como acção variável principal;

| Combinação | Configuração | Acção de cálculo                                                 |
|------------|--------------|------------------------------------------------------------------|
| C14        | 1            | "1.35 $g_k$ + 1,5 Vento (descendente) + 1,5 $\psi_0$ Sobrecarga" |
| C15        | 4            | "1.35 $g_k$ + 1,5 Temperatura (+) + 1,5 $\psi_0$ Sobrecarga"     |
| C16        | 4            | "1.35 $g_k$ + 1,5 Vento (descendente) + 1,5 $\psi_0$ Sobrecarga" |

#### 6.3.3.2. Avaliação de esforços

O cálculo da estrutura para as combinações referidas foi igualmente acompanhado por uma avaliação e comparação dos esforços máximos obtidos nos principais elementos estruturais. A Tabela 6.12 resume esta informação.

Tabela 6.12- Quadro resumo dos esforços máximos relevantes obtidos para cada um dos elementos estruturais e para as várias combinações consideradas;

| Combinação | Cabos  | Tabuleiro |          | Pilar  |          |
|------------|--------|-----------|----------|--------|----------|
|            | N (kN) | N (kN)    | M (kN.m) | N (kN) | M (kN.m) |
| C14        | 116.8  | 256.9     | 19.5     | -221.8 | 335.7    |
| C15        | 237.3  | -660.5    | 64.5     | -304.4 | 415.3    |
| C16        | 121.2  | 257.1     | 19.9     | -220.0 | 329.5    |

#### 6.3.4. AVALIAÇÃO FINAL DOS ESFORÇOS PARA ELU

A Tabela 6.13 resume toda a informação relativa aos esforços máximos obtidos para ELU em resultado dos cálculos efectuados e descritos nos pontos anteriores.

Tabela 6.13- Quadro resumo dos esforços máximos para ELU;

| Combinação | Cabos  | Tabuleiro |          | Pilar  |          |
|------------|--------|-----------|----------|--------|----------|
|            | N (kN) | N (kN)    | M (kN.m) | N (kN) | M (kN.m) |
| C01        | 346.0  | 51.0      | 73.3     | -668.2 | 1106.7   |
| C02        | 250.9  | 59.6      | 53.1     | -570.8 | 986.3    |
| C03        | 250.2  | 45.3      | 63.5     | -194.4 | 225.6    |
| C04        | 495.2  | 74.6      | 82.4     | -612.8 | 891.3    |
| C05        | 184.5  | 56.0      | 88.9     | -191.5 | 363.1    |
| C06        | 336.3  | -393.0    | 83.0     | -658.6 | 1096.0   |
| C07        | 334.1  | 301.2     | 62.2     | -665.4 | 1107.6   |
| C08        | 338.2  | 73.5      | 71.8     | -649.3 | 1080.3   |
| C09        | 359.9  | 76.4      | 76.8     | -689.6 | 1153.0   |
| C10        | 468.9  | -398.7    | 90.4     | -597.3 | 879.7    |
| C11        | 489.9  | 293.5     | 72.8     | -612.9 | 893.3    |
| C12        | 487.2  | 96.3      | 89.8     | -594.4 | 868.7    |
| C13        | 509.5  | 99.5      | 85.7     | -635.8 | 941.6    |
| C14        | 116.8  | 256.9     | 19.5     | -221.8 | 335.7    |
| C15        | 237.3  | -660.5    | 64.5     | -304.4 | 415.3    |
| C16        | 121.2  | 257.1     | 19.9     | -220.0 | 329.5    |

#### 6.3.5. COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

Foram definidas algumas combinações, tidas como mais desfavoráveis, no sentido de avaliar os deslocamentos máximos esperados para o tabuleiro para as várias situações de serviço.

A Tabela 6.14 numera e apresenta uma descrição destas combinações.

Tabela 6.14- Numeração e descrição das combinações de serviço;

| Combinação | Duração   | Configuração | Acção de cálculo                                                           |
|------------|-----------|--------------|----------------------------------------------------------------------------|
| C17        | Rara      | 4            | " $g_k + \text{Sobrecarga} + \psi_0 \text{ Temperatura (+)}$ "             |
| C18        | Rara      | 4            | " $g_k + \text{Sobrecarga} + \psi_0 \text{ Vento (descendente)}$ "         |
| C19        | Frequente | 4            | " $g_k + \psi_1 \text{ Sobrecarga} + \psi_2 \text{ Temperatura (+)}$ "     |
| C20        | Frequente | 4            | " $g_k + \psi_1 \text{ Sobrecarga} + \psi_2 \text{ Vento (descendente)}$ " |

O cálculo da estrutura para as combinações de acções definidas conduziu aos deslocamentos no tabuleiro indicados nas Figuras 6.12 a 6.17.

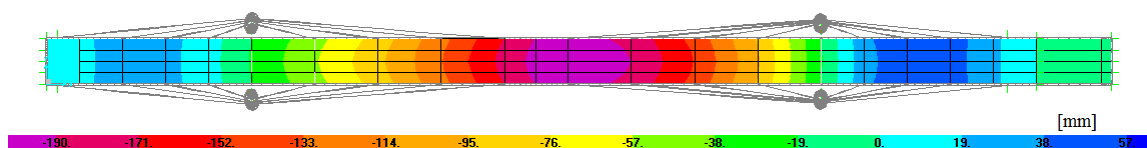


Figura 6.12- Deslocamentos verticais do tabuleiro para a combinação C17;

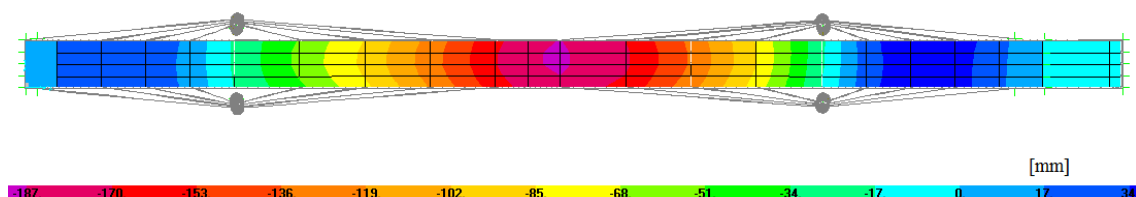


Figura 1- Deslocamentos verticais do tabuleiro para a combinação C18;

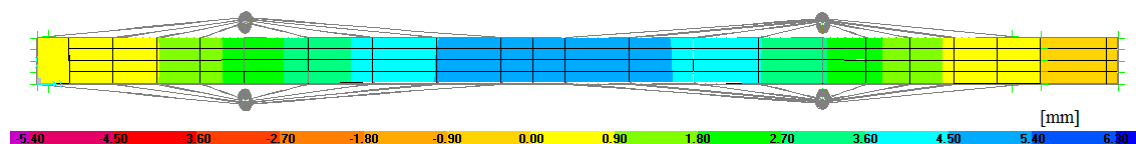


Figura 6.14- Deslocamentos laterais do tabuleiro para a combinação C18;

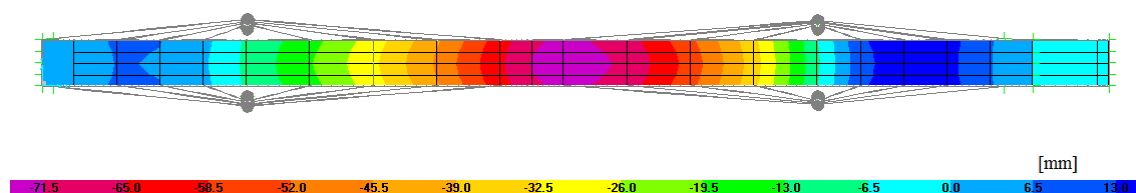


Figura 6.15- Deslocamentos verticais do tabuleiro para a combinação C19;

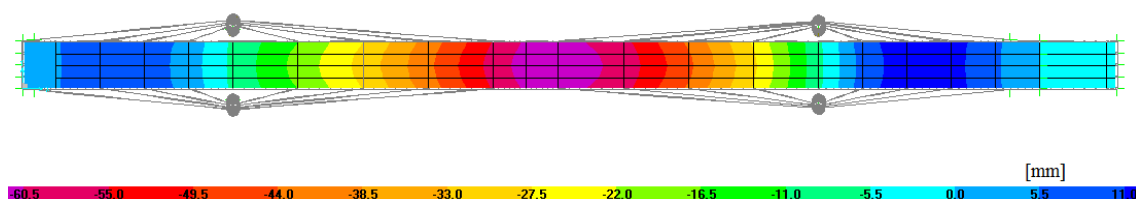


Figura 6.16- Deslocamentos verticais do tabuleiro para a combinação C20;

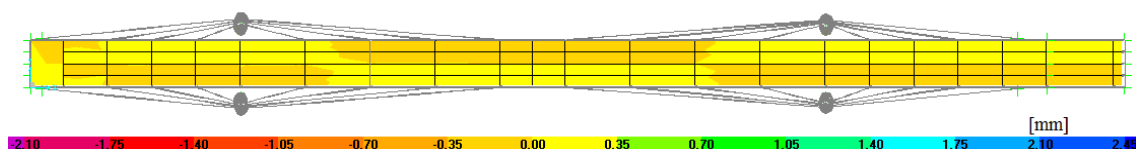


Figura 6.17- Deslocamentos laterais do tabuleiro para a combinação C20;

Relativamente aos deslocamentos laterais do tabuleiro, a sua apresentação para as combinações em que a acção do vento está envolvida assume um carácter meramente indicativo, trazendo consigo a certeza de que estes deslocamentos assumem valores suficientemente reduzidos para que não constituam uma preocupação. De facto, é isso que se verifica, sendo os valores máximos deste deslocamento registados no tabuleiro em cada uma das combinações consideradas resumido na Tabela 6.15.

Tabela 6.15- Deslocamentos laterais máximos do tabuleiro para as combinações de serviço definidas;

| Combinação | Desloc. Lateral (mm) |
|------------|----------------------|
| C18        | 5.01                 |
| C20        | 8.65E-3              |

Já no que diz respeito aos deslocamentos verticais, os valores máximos registados para cada combinação, resumidos na Tabela 6.16, têm como objectivo a sua confrontação com a regulamentação em vigor.

Tabela 6.16- Deslocamentos verticais máximos do tabuleiro para as combinações de serviço definidas;

| Combinação | Desloc. Vertical (m) |
|------------|----------------------|
| C17        | 0.167                |
| C18        | 0.151                |
| C19        | 0.061                |
| C20        | 0.051                |

Conforme o procedimento adoptado no ponto 6.2 fazia prever, os deslocamentos obtidos para o tabuleiro nas várias situações de serviço encontram-se sempre abaixo dos 18 centímetros ( $L/250$ ), sendo este o limite regulamentar.

## 7

## DIMENSIONAMENTO PRINCIPAIS ESTRUTURAIS

## DOS ELEMENTOS

### 7.1. TABULEIRO

O tipo de pavimento adoptado, ripado de madeira tratada, exige elementos de suporte relativamente próximos de modo a permitir a sua fixação, algo que condiciona a estrutura a adoptar. Atendendo a esta questão considerou-se um tabuleiro em grelha constituído por longarinas cuja distância livre entre elas é de 76,25 centímetros. Estas longarinas recebem as cargas transmitidas pelo pavimento e transmitem-nas às carlingas principais, que por sua vez se encontram ligadas aos cabos de atirantamento.

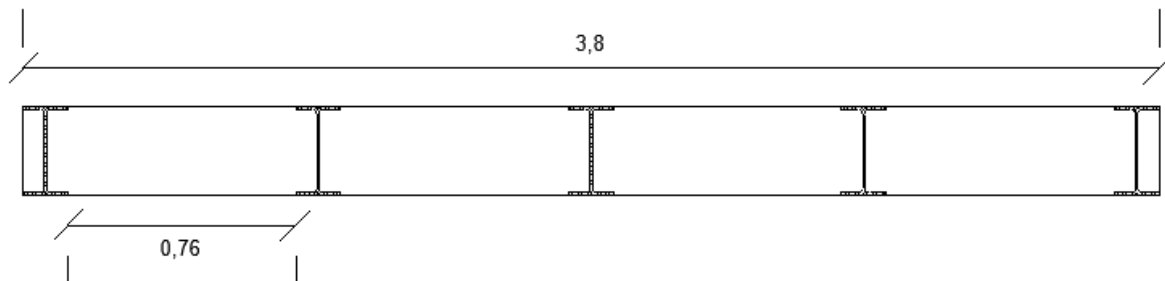


Figura 7.1- Esquema transversal da estrutura do tabuleiro;

A verificação da segurança estrutural dos elementos do tabuleiro foi feita para os esforços máximos obtidos de acordo com o exposto no ponto 5.3., concretamente para aqueles que resultam das combinações C10 e C15, por se terem revelado como as mais desfavoráveis para a sua estabilidade.

Tabela 7.1- Esforços máximos nas vigas do tabuleiro;

| Combinação | Carlingas |          | Longarinas |          |
|------------|-----------|----------|------------|----------|
|            | N (kN)    | M (kN.m) | N (kN)     | M (kN.m) |
| C10        | -398.7    | 52.0     | -316.1     | 90.4     |
| C15        | -660.5    | 29.3     | -517.3     | 64.5     |

Assumiu-se que os esforços indicados na Tabela 7.1 ocorrem em simultâneo para a mesma secção de cada elemento.

A verificação dos elementos do tabuleiro segundo as disposições do EC3 foi realizada com auxílio da função de verificação automática do *software* de cálculo *Robot Millenium*.

Para efeito de verificação dos elementos à encurvadura, assume particular importância a determinação do denominado comprimento de encurvadura,  $l_e$ . Para as vigas do tabuleiro, este encontrar-se-á numa situação intermédia entre as duas que são representadas na Figura 7.2.

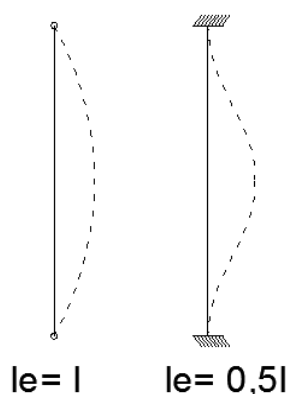


Figura 7.2- Balizamento do comprimento de encurvadura;

Conforme se torna claro, o comprimento de encurvadura de cada elemento é em tudo dependente da rigidez de rotação das ligações com os restantes elementos do tabuleiro. Como forma de avaliar esta rigidez construiu-se um modelo simplificado que visa representar um tramo de uma viga exterior do tabuleiro constituído por duas longarinas de 5 metros e um tramo de carlinga com 0.92 metros, conforme a Figura 7.3.

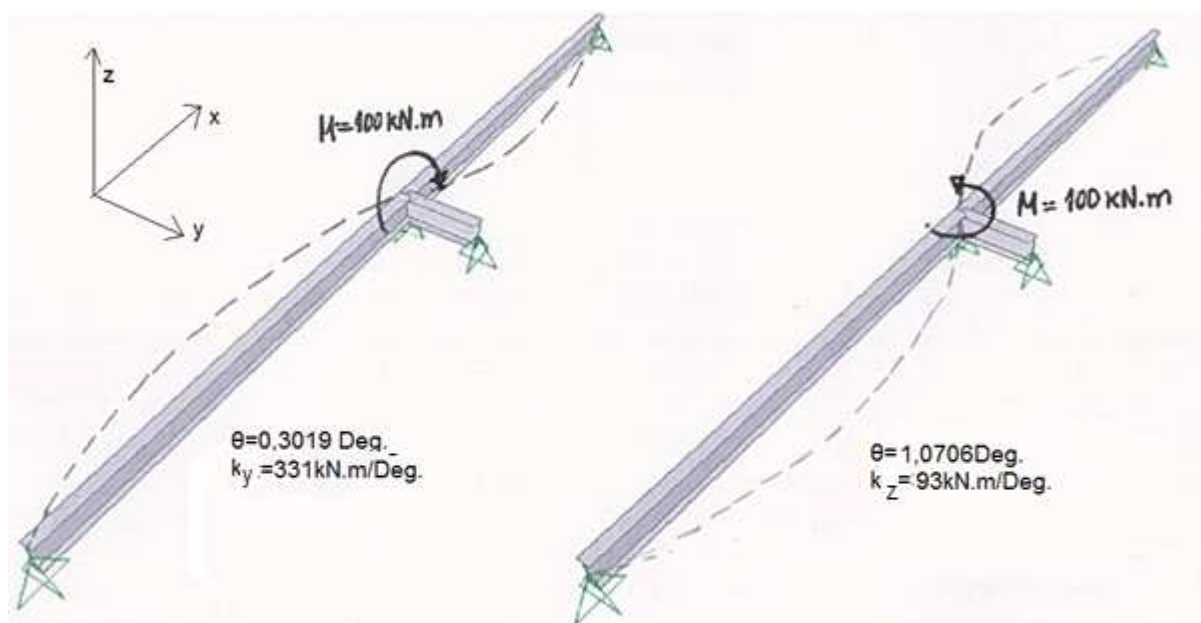


Figura 7.3- Esquema do método simplificado de avaliação da rigidez de rotação das vigas do tabuleiro;

Aplicaram-se momentos flectores de 100kN.m no nó de ligação entre as vigas, tendo sido medidas as rotações por eles provocadas. Estes valores permitiram calcular as rigidezes de rotação indicadas na Figura 7.3.

As rigidezes assim obtidas foram usadas na modelação de uma viga isolada do tabuleiro, a qual foi sujeita aos esforços indicados na Tabela 7.1.

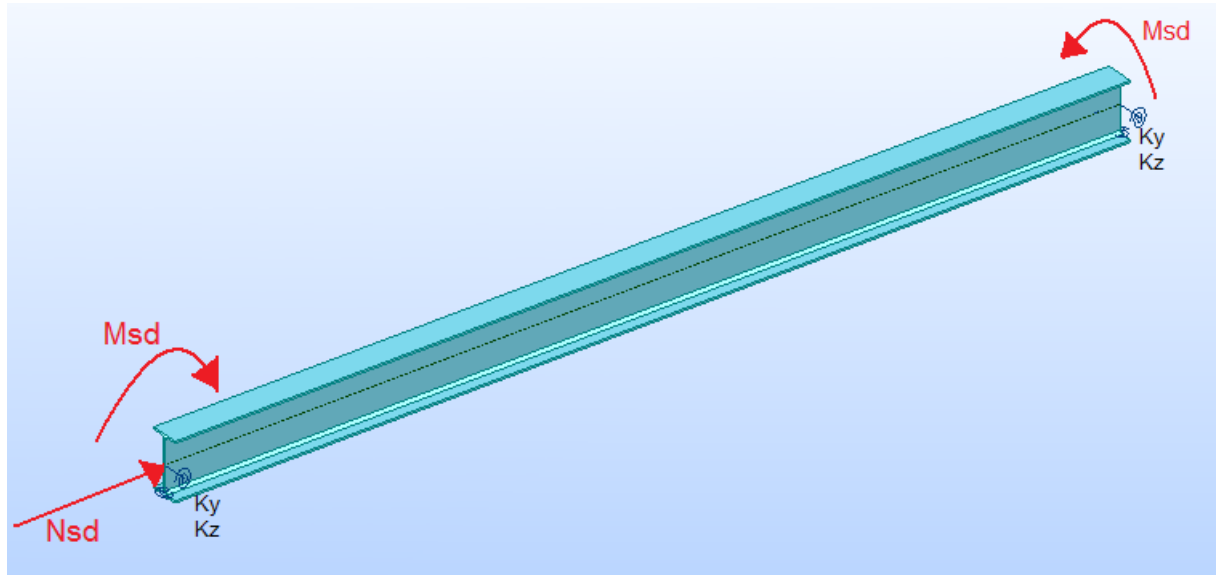


Figura 7.4- Esquema explicativo da modelação efectuada para as vigas do tabuleiro para efeito de verificação segundo o EC3;

A Figura 7.5 resume os resultados obtidos com o programa relativos às verificações segundo o EC3.

| Peça      |    | Perfil  | Caso |
|-----------|----|---------|------|
| Longarina | OK | IPE 300 | C10  |
| Longarina | ✗  | IPE 300 | C15  |

Figura 7.5- Resultados das verificações segundo o EC3 obtidos com o programa *Robot Millenium*;

Para o modelo desenvolvido e o nível de cargas considerado, verifica-se que o elemento não cumpre os requisitos de resistência estabelecidos na regulamentação referida para a combinação C15. Consultando a informação detalhada fornecida pelo mesmo programa, pôde concluir-se que a origem da instabilidade verificada está no fenómeno de encurvadura lateral.

Apesar de haver plena consciência da influência que as simplificações consideradas poderão ter nos resultados obtidos, decidiu-se pelo reforço do esquema estrutural do tabuleiro. Em concreto, as carlingas IPE300, que anteriormente se encontravam espaçadas de 5m, passam agora a ser intercaladas por carlingas IPE220, conforme a Figura 7.6. A função destas vigas será a de contribuir para o travamento lateral das longarinas.

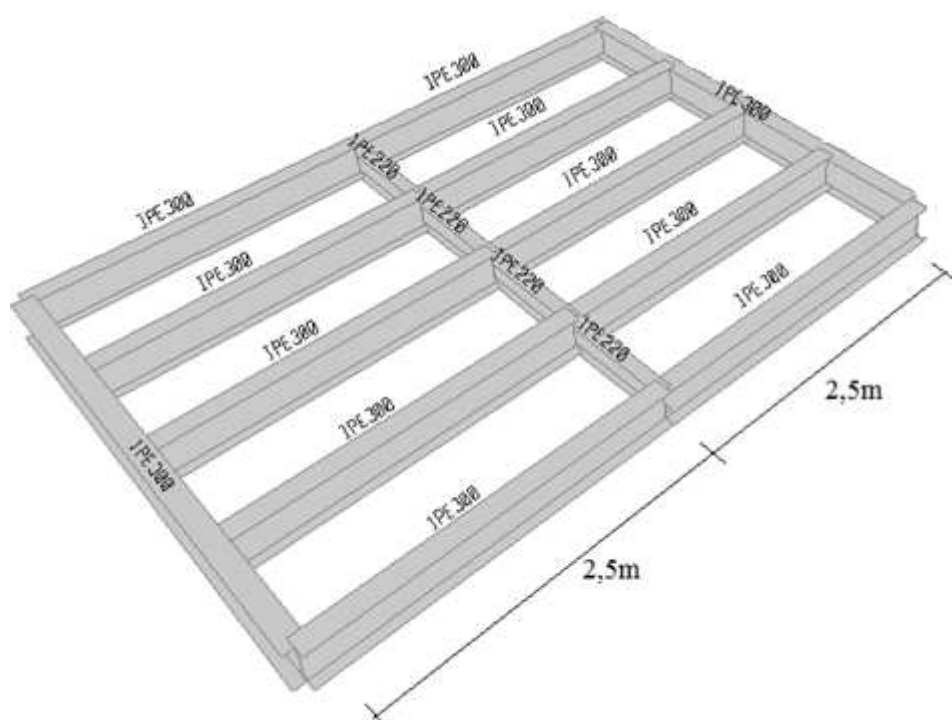


Figura 7.6- Alterações produzidas no esquema estrutural do tabuleiro;

As alterações produzidas foram modeladas de acordo com aquilo que se expõe na Figura 7.7.

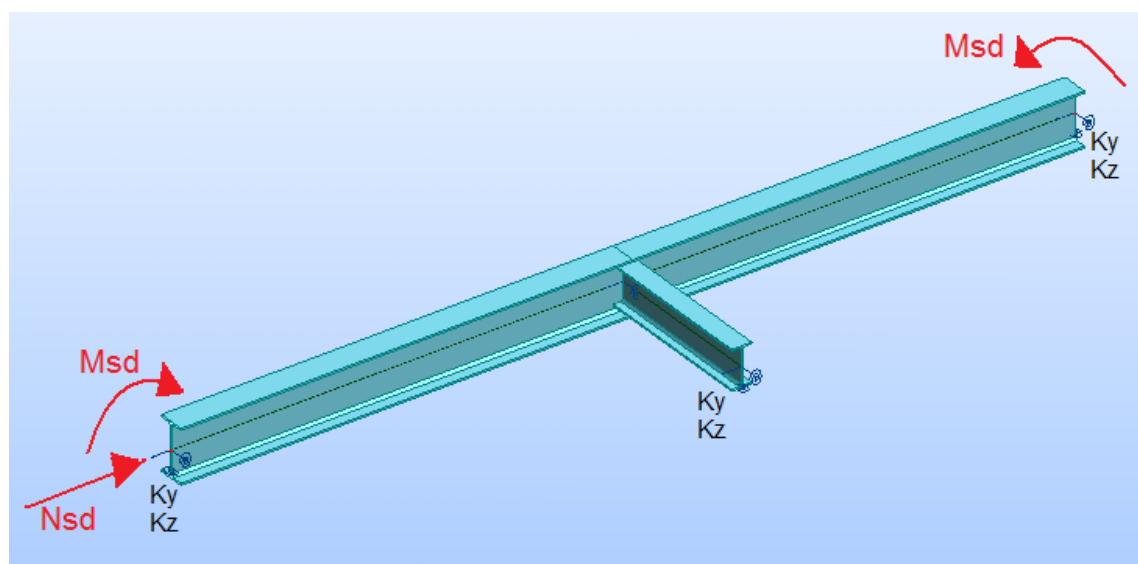


Figura 7.7- Esquema explicativo da modelação efectuada para as vigas do tabuleiro para efeito de verificação segundo o EC3 após as alterações produzidas;

A eficácia destas alterações foi avaliada voltando a recorrer à função de verificação automática do referido programa. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 7.8.

| Peça      |    | Perfil  | Caso |
|-----------|----|---------|------|
| Longarina | OK | IPE 300 | C10  |
| Longarina | OK | IPE 300 |      |
| Longarina | OK | IPE 300 |      |
| Longarina | OK | IPE 300 | C15  |

Figura 7.8- Resultados das verificações segundo o EC3 obtidos com o programa Robot Millenium após as alterações produzidas na estrutura;

Constata-se que a solução assim obtida é uma solução adequada, já que satisfaz todos os requisitos de estabilidade regulamentados. No entanto, importa ainda referir que as verificações até aqui efectuadas são apenas válidas para o vão central do tabuleiro, onde o espaçamento inicialmente previsto entre carlingas era de 5 metros. Conforme se referiu anteriormente, estas passam agora a ser intercaladas por um novo conjunto de carlingas, diminuindo a distância entre elas para os 2.5m.

No entanto, o mesmo não será válido para as zonas extremas do tabuleiro, onde a distância inicial prevista entre carlingas é de 3.4m. Para este caso, construiu-se um modelo em tudo semelhante ao representado na Figura 7.4, efectuando em seguida as verificações necessárias para as combinações supra-referidas.

| Peça      |    | Perfil  | Caso |
|-----------|----|---------|------|
| Longarina | OK | IPE 300 | C10  |
| Longarina | OK | IPE 300 | C15  |

Figura 7.9- Resultados das verificações segundo o EC3 obtidos com o programa Robot Millenium para os vãos extremos do tabuleiro;

Garantidos os requisitos de resistência regulamentares, verifica-se que não há necessidade de proceder ao reforço desta zona do tabuleiro, pelo que se decidiu pela manutenção do espaçamento entre carlingas IPE300 de 3.4 metros inicialmente previsto.

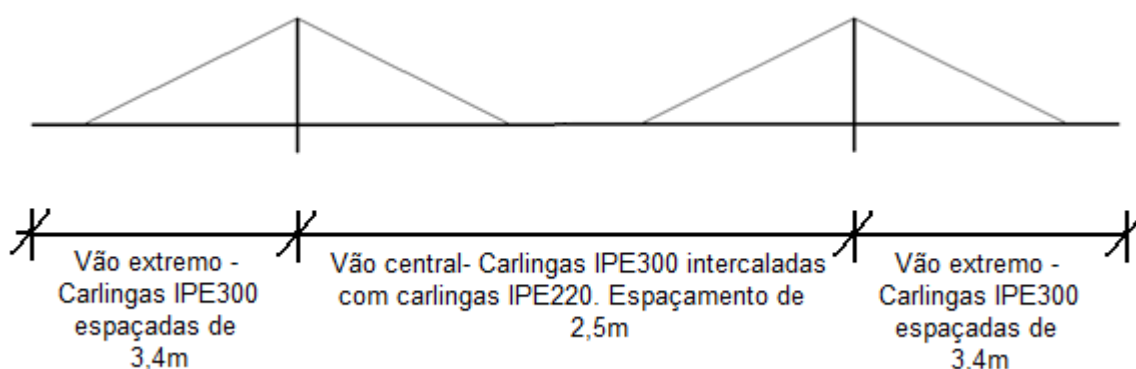


Figura 7.10- Esquema explicativo da disposição adoptada para as carlingas do tabuleiro;

## 7.2. CABOS

Conforme foi referido anteriormente, os cabos a utilizar serão do tipo *locked coil*, tendo sido testada inicialmente a utilização de um diâmetro de 30mm.

Tendo como base de referência os catálogos disponibilizados pelo fabricante Bridon, verifica-se que estes cabos apresentam uma força de rotura mínima de 858kN.

Analisando as diferentes combinações consideradas (Tabela 6.13), observa-se que a combinação mais desfavorável para os cabos, em termos de esforços máximos, corresponde à combinação C13, onde se considera a acção da sobrecarga de utilização como acção de base, conjuntamente com a acção estática do vento, com componente vertical descendente. Para esta combinação, obteve-se um esforço máximo de 509.5kN, o que corresponde a uma mobilização de 59.4% da capacidade resistente dos cabos.

Seguindo as recomendações regulamentares de não ser ultrapassada uma mobilização máxima de 45% da capacidade resistente destes elementos, decidiu-se pelo aumento do diâmetro utilizado para os 35mm, cuja capacidade resistente consultada no mesmo catálogo é de 1170kN. Com esta alteração, passa a haver uma mobilização de apenas 43.5% da capacidade resistente dos cabos.

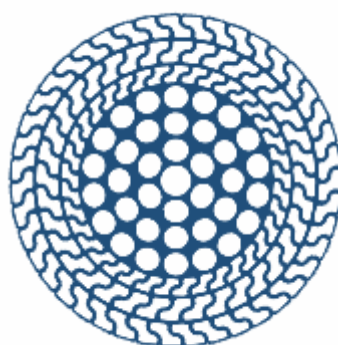


Figura 7.11- Cabos do tipo *locked coil* utilizados;

| Product Code / Strand Diameter | Minimum Breaking Load | Design Load $G_{R,d} = \text{MBL} / 1,5 / 1,1$ | Nominal Metallic Cross Section | Nominal Axial Stiffness | Nominal Metallic Mass |
|--------------------------------|-----------------------|------------------------------------------------|--------------------------------|-------------------------|-----------------------|
| d                              | MBL                   | $G_{R,d}$                                      | A                              | EA                      | Mass                  |
| mm                             | kN                    | kN                                             | mm <sup>2</sup>                | MN                      | kg/m                  |
| LC 35                          | 1170                  | 709                                            | 808                            | 133                     | 6.49                  |

Figura 7.12- Características principais dos cabos utilizados;

### 7.3. ANCORAGEM DOS CABOS NO TABULEIRO

Uma vez que o se optou pela adopção de um tabuleiro em grelha metálica, as ancoragens a adoptar para a ligação dos cabos ao tabuleiro seguirão o que se expôs no ponto 1.8.5. deste trabalho para o caso de tabuleiros com vigas metálicas.

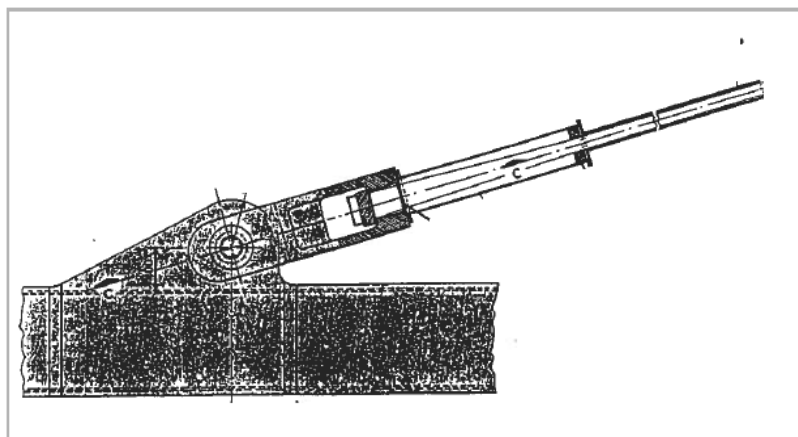


Figura 7.13- Esquema das ancoragens a adoptar;

A ancoragem a utilizar foi escolhida tendo por base os catálogos disponibilizados pelo fabricante *Bridon*. Optou-se pela utilização de uma ancoragem do tipo *Stylite Fork (ST-F)* cujas características são as adequadas ao diâmetro escolhido para os cabos (Figura 7.14).

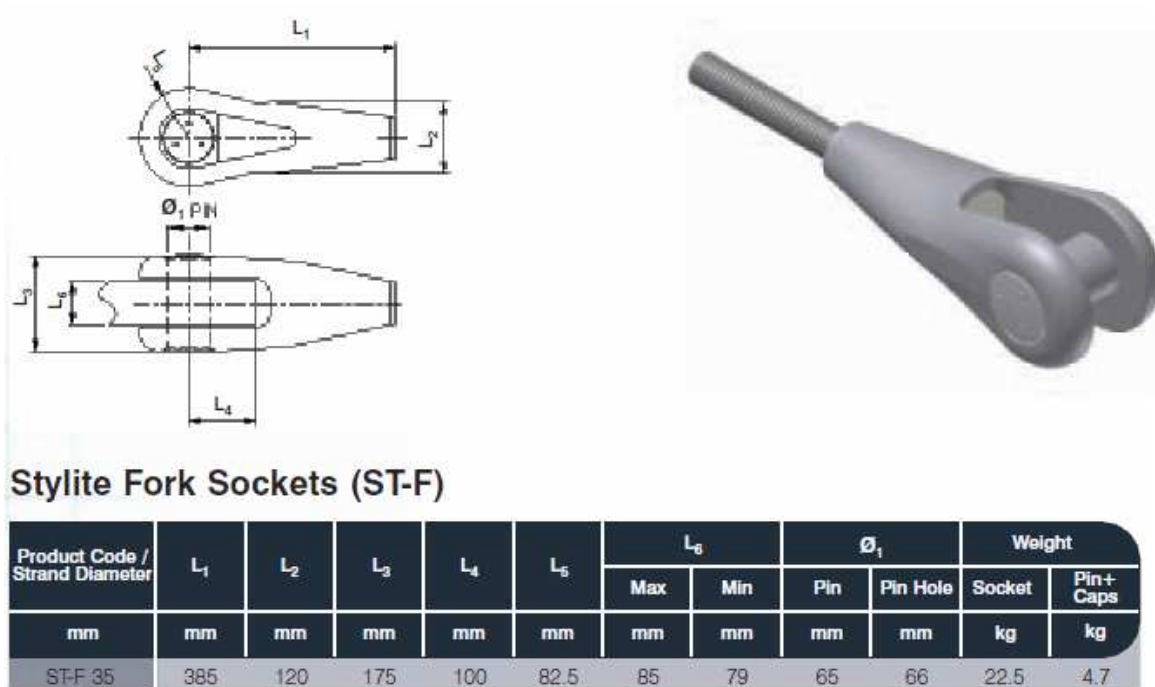


Figura 7.14- Ancoragem utilizadas retiradas do catálogo comercial do fabricante Bridon;

#### 7.4. PILARES

Analisando as diferentes combinações consideradas (Tabela 6.13), observa-se que aquela que resulta mais desfavorável para os pilares da ponte corresponde à combinação C09, que conjuga a acção da sobrecarga de utilização como acção variável principal com a acção do vento, com componente vertical descendente.

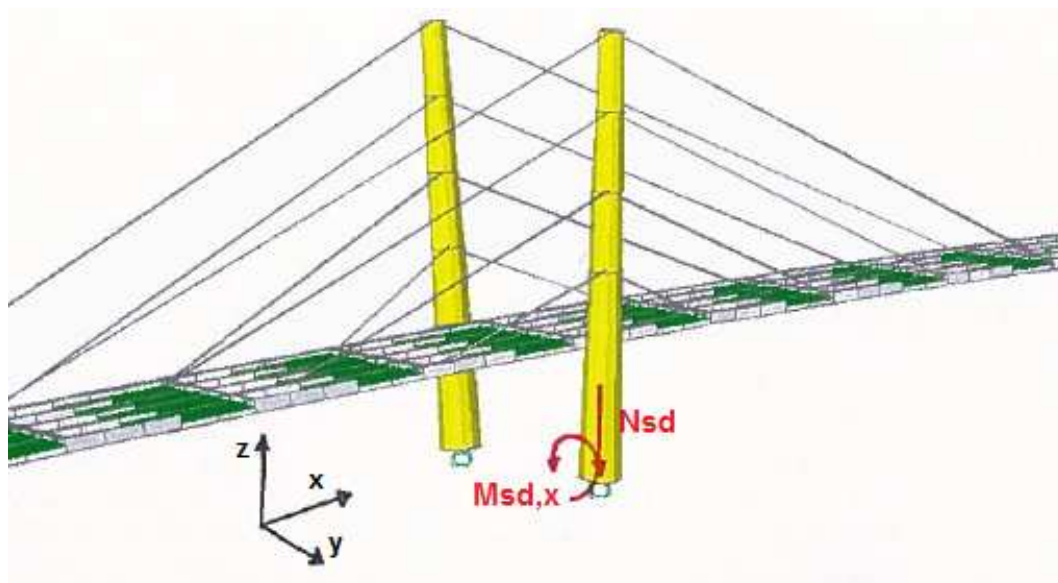


Figura 7.15- Esforços de dimensionamento dos pilares;

Tabela 7.2- Esforços de dimensionamento dos pilares;

| Combinação | Pilar         |                   |
|------------|---------------|-------------------|
|            | $N_{sd}$ (kN) | $M_{sd,x}$ [kN.m] |
| C09        | -689.6        | 1153              |

Conforme foi referido anteriormente, os pilares a utilizar serão pilares tubulares metálicos com secção constante ao longo da sua altura e diâmetro exterior igual a 1.00 metros. Conforme foi referido no ponto 5.2., a espessura adoptada para estes foi de 3.0 centímetros, como forma de limitar a sua deformabilidade.

A verificação de segurança destes elementos fez-se para a combinação referida de acordo com o método de verificação de elementos uniformes em flexão composta com compressão, previsto no EC3. Esta verificação foi realizada novamente com o auxílio da função de verificação automática disponibilizada pelo *software* de cálculo *Robot Millenium*.

Os pilares foram modelados considerando impedida a rotação da sua base em torno de xx, mas livre em torno de yy, procurando com isto representar as condições reais de funcionamento da estrutura.

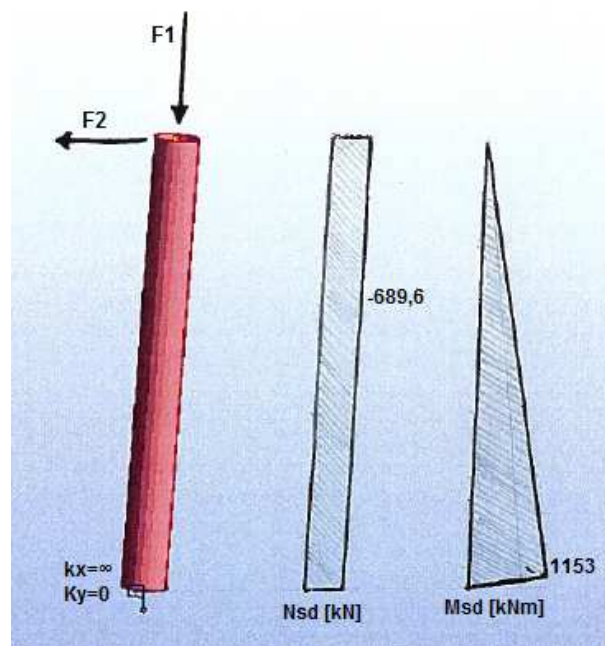


Figura 7.16- Modelação dos pilares;

A verificação fez-se para o pilar mais alto da estrutura, com 10.5m, que é também o mais esforçado. Aplicou-se o par de forças F1 e F2 na extremidade superior do pilar de modo a que os esforços obtidos na sua base fossem os obtidos na Tabela 7.2.

A aplicação de forças feita desta forma origina os diagramas de esforços representados na Figura 7.16 que, como facilmente se percebe, não traduzem fielmente a distribuição de esforços real. No entanto, assumiu-se esta simplificação como válida para efeitos de verificação da estabilidade do elemento.

Tido isto, procedeu-se ao cálculo do elemento e respectiva verificação, cujo resultado é apresentado na Figura 7.17.

| Peça  | Perfil    | Caso |
|-------|-----------|------|
| Pilar | OK PIPE_1 | C09  |

Figura 7.17- Resultado da verificação de segurança dos pilares de acordo com o EC3 efectuada com o programa Robot Millenium;

De acordo com este resultado, verifica-se que uma espessura de 3cm para as paredes dos pilares se revela como suficiente para a garantia da estabilidade destes elementos. Assim sendo, foi esta a espessura adoptada.

## 7.5. FUNDAÇÕES DOS PILARES

### 7.5.1. CENÁRIO GEOLÓGICO

As fundações dos pilares constituem um ponto essencial de toda a obra, sendo o seu correcto dimensionamento necessário para garantir um bom comportamento estático e dinâmico da estrutura.

A realização da obra implicaria um conhecimento bastante grande do terreno onde esta se encontra fundada, sendo estritamente necessária a realização de sondagens no local como forma de apurar com a maior segurança possível as características deste.

No entanto, devido à falta de informação acerca dos terrenos de fundação da obra e uma vez que se trata de um trabalho de âmbito meramente académico, optou-se pela formulação de um hipotético cenário geológico para o local, cujos parâmetros mecânicos foram atribuídos após consulta de bibliografia da especialidade - [27], [28].

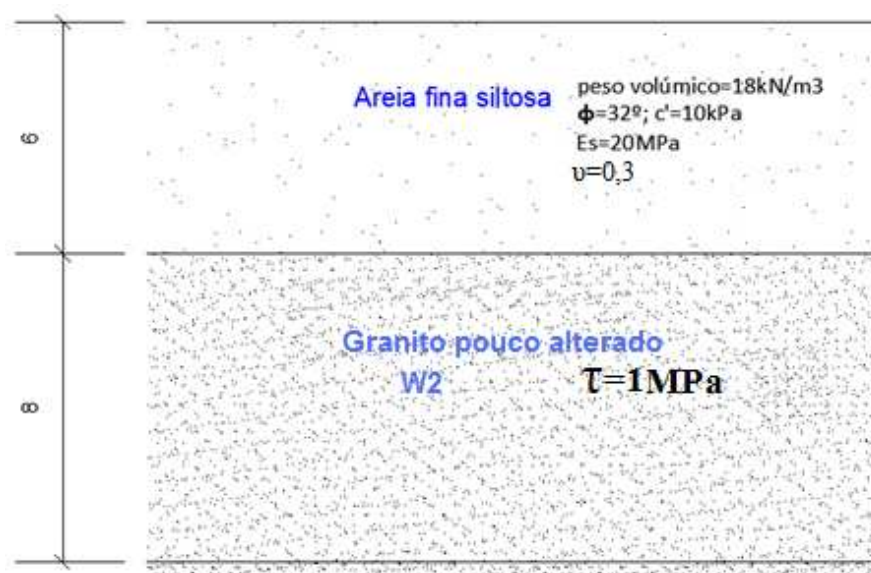


Figura 7.18- Cenário geológico adoptado;

### 7.5.2. ACÇÕES

Conforme foi abordado no ponto 6.3., a combinação de acções em ELU que se revelou como mais gravosa no que diz respeito aos esforços na base dos pilares foi a combinação C09, cujos esforços se indicam na Tabela 7.3. Estes esforços foram os utilizados no dimensionamento das fundações dos pilares.

Tabela 7.3- Esforços de dimensionamento das fundações;

| Combinação | $N_{ed}$ [kN] | $M_{x,Ed}$ [kNm] | $V_{Ed,x}$ [kN] | $V_{Ed,y}$ [kN] |
|------------|---------------|------------------|-----------------|-----------------|
| C09        | -689.6        | 1153             | 36.1            | 159.1           |

### 7.5.3. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

Uma vez que se trata de uma estrutura bastante leve, foi ensaiada a hipótese desta ser fundada por fundações directas. Dada a existência de momentos flectores na base dos pilares,  $M_x$  (sendo  $x$  um eixo com a direcção longitudinal da ponte), cuja ordem de grandeza relativa aos esforços axiais transmitidos é considerável, foi considerada a colocação de uma viga de rigidez a ligar as sapatas de fundação de cada um dos pares de pilares. Nestas circunstâncias as sapatas ficam libertas de momentos, pelo que podem ser dimensionadas em planta apenas para a carga vertical como se de uma sapata centrada e isolada se tratasse.

Os materiais utilizados no dimensionamento das fundações serão o betão C25/30 e o aço S500.

Em primeiro lugar, deverá ser assegurada a mobilização de uma capacidade resistente do solo adequada, obviamente superior à reacção que lhe é transmitida:

$$Q_{ult} \geq Q_d \quad (7.1)$$

A capacidade última do solo é objecto de estudo por parte da mecânica dos solos que sugere a abordagem do problema com base nas seguintes hipóteses de base:

- i) Solo rígido plástico;
- ii) Critério de Mohr-Coulomb;
- iii) Resistência ao corte nula acima da base da sapata;
- iv) Atrito e adesão sapata/solo nulos acima da base da sapata.

Tendo isto, a capacidade de carga do terreno sobre o qual assenta a sapata vem dada por:

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B \cdot L \quad (7.2)$$

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c + q N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \quad (7.3)$$

Facilmente se compreende que a expressão anterior envolve parâmetros caracterizadores do solo, pois deles depende directamente a sua capacidade resistente. De acordo com os coeficientes parciais definidos no EC7 (caso C), os valores de cálculo para o ângulo de atrito e coesão do terreno são:

Tabela 7.4- Propriedades mecânicas de cálculo do solo de fundação;

| $\phi'_k$ [°] | $\phi'_d$ [°] | $c'_k$ [kPa] | $c'_d$ [kPa] |
|---------------|---------------|--------------|--------------|
| 32.00         | 26.56         | 10           | 8            |

Tido isto, a mecânica dos solos permite materializar em valores os parâmetros envolvidos na capacidade última do solo, recorrendo para isso a certas correlações. Assim:

$$f(\phi'_d = 26,56; B/L = 1,0) \Rightarrow \begin{matrix} N_c = 23,18 & N_q = 12,59 & N_\gamma = 11,58 \\ s_c = 1,49 & s_q = 1,45 & s_\gamma = 0,70 \end{matrix}$$

Da aplicação das expressões (7.1), (7.2) e (7.3) resulta uma dimensão mínima para a sapata de 95cm. Uma vez que os pilares utilizados têm uma largura de 1m, questões construtivas obrigaram à adopção de uma dimensão mínima de 1.30m.

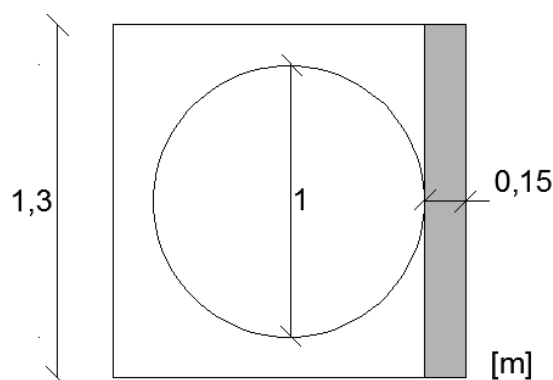


Figura 7.19- Geometria adoptada para a sapata;

A determinação da altura deste elemento fez-se segundo os critérios de verificação ao corte de elementos sem armadura de esforço transversal prevista no EC2, considerando o esforço de corte resultante da área indicada a sombreado, de 79.57kN.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot K \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d \quad (7.4)$$

Da aplicação da expressão (7.4) resulta uma altura útil,  $d$ , necessária de aproximadamente 15cm. Novamente por questões de natureza construtiva, decidiu-se pela adopção de uma altura total,  $h$ , de 40cm.

A geometria da viga de equilíbrio foi obtida tendo como base de partida a imposição de um momento reduzido,  $\mu$ , de 0.25, tendo sido testadas várias hipóteses de relação entre largura e altura.

Tabela 7.5- Escolha da geometria da viga de equilíbrio;

| $\mu$ | M<br>[kNm] | d<br>[m] | b<br>[m] |
|-------|------------|----------|----------|
| 0.25  | 1153       | 0.35     | 2.26     |
| 0.25  | 1153       | 0.40     | 1.73     |
| 0.25  | 1153       | 0.45     | 1.37     |
| 0.25  | 1153       | 0.50     | 1.11     |
| 0.25  | 1153       | 0.55     | 0.91     |
| 0.25  | 1153       | 0.60     | 0.77     |
| 0.25  | 1153       | 0.65     | 0.65     |
| 0.25  | 1153       | 0.70     | 0.56     |
| 0.25  | 1153       | 0.75     | 0.49     |
| 0.25  | 1153       | 0.80     | 0.43     |
| 0.25  | 1153       | 0.85     | 0.38     |
| 0.25  | 1153       | 0.90     | 0.34     |
| 0.25  | 1153       | 0.95     | 0.31     |
| 0.25  | 1153       | 1.00     | 0.28     |

Foi escolhida uma altura útil de 85cm para a viga de equilíbrio, correspondendo a uma altura total de 90cm. Foi ainda usada uma largura de 40cm.

Os diagramas de esforços instalados na viga foram obtidos com base numa modelação simplificada efectuada com o auxílio do *software* de cálculo *SAP2000*. A interacção da viga com o solo foi considerada à custa da colocação de 100 “molas” ao longo deste elemento, cuja rigidez,  $k_i$ , procura traduzir a rigidez do solo.

$$k_i = \frac{\frac{E_s L}{(1-\theta^2)} I_s}{100} \quad (7.5)$$

Foram obtidos os diagramas de esforços que se seguem

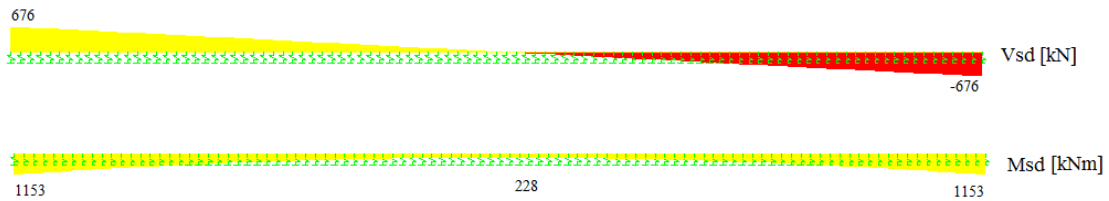


Figura 7.20- Diagramas de esforços na viga de equilíbrio;

O esforço de corte máximo instalado neste elemento é de 676kN. Segundo o EC2, a máxima resistência ao corte, limitada pelo esmagamento das escoras de betão, vem dada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,máx} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \vartheta_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.6)$$

A aplicação da expressão (7.6) resulta num esforço resistente máximo de 1101kN, superior ao esforço actuante, validando as dimensões obtidas para a viga.

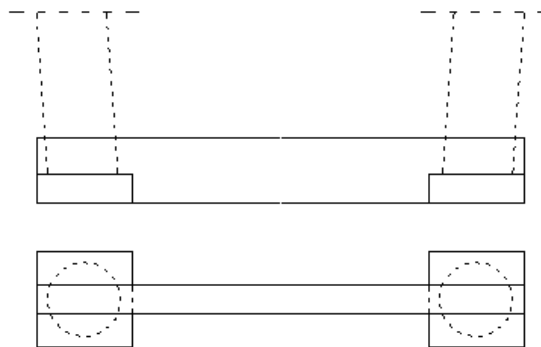


Figura 7.21- Esquema representativo das fundações a utilizar;

#### 7.5.4. CÁLCULO DAS ARMADURAS

Uma vez que as sapatas foram tratadas como sapatas centradas, sujeitas apenas a esforço axial, o dimensionamento das armaduras foi feito utilizando o método das bielas.

$$F_{sd} = N_{sd} \frac{B-b}{8d} \quad (7.7)$$

Para a força calculada, de 73.89kN, resulta uma necessidade de armadura de  $2.08\text{cm}^2$ , valor manifestamente reduzido. Por esse motivo foi adoptada uma armadura mínima constituída por varões de 10mm espaçados de 20cm ( $\Phi 10//.20$ ), que corresponde a uma área de  $4.71\text{cm}^2$  de armadura. Esta armadura foi usada nas direcções x e y e ainda nas faces superior e inferior das sapatas.

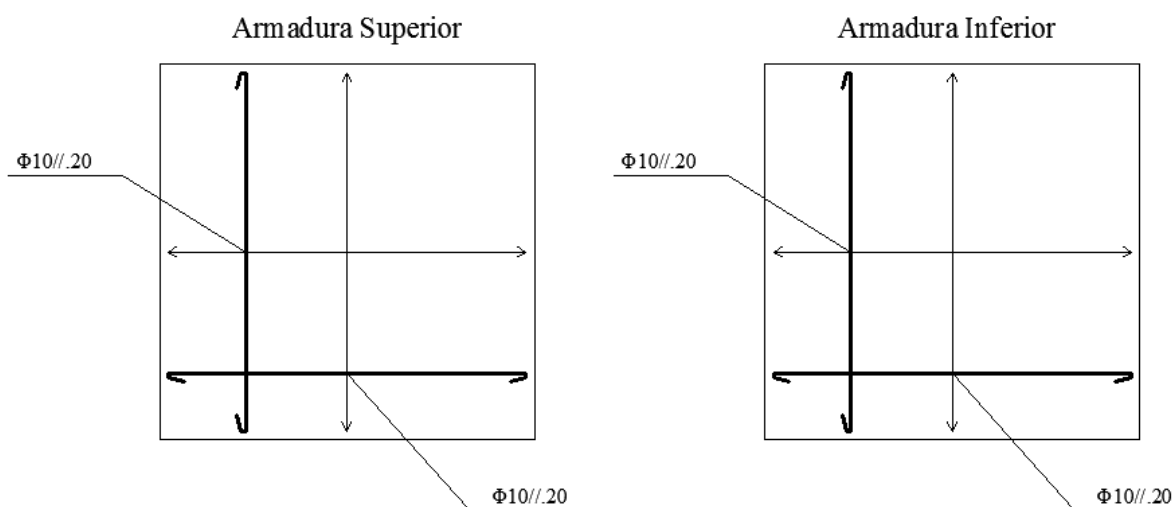


Figura 7.22- Esquema das armaduras utilizadas nas sapatas;

Em relação às armaduras a utilizar para a viga de equilíbrio, consultando as tabelas de dimensionamento de estruturas de betão adequadas, para secções rectangulares simplesmente armadas, chegou-se a uma percentagem mecânica de armadura necessária de 0.295, que corresponde a uma área de armadura inferior de  $38.43\text{cm}^2$ . Esta necessidade de armadura foi satisfeita com recurso a 8 varões de 25mm de diâmetro ( $A=39.27\text{cm}^2$ ).

Para a armadura superior foram utilizados 3 varões de 20mm.

A armadura de esforço transverso deste elemento foi materializada sob a forma de estribos verticais, cuja quantificação se fez de acordo com as disposições do EC2.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (7.8)$$

Chegou-se a uma necessidade de armadura de esforço transverso de  $30.23\text{cm}^2/\text{m}$ , materializada em estribos de dois ramos, com diâmetros de 10mm e espaçados de 5cm.

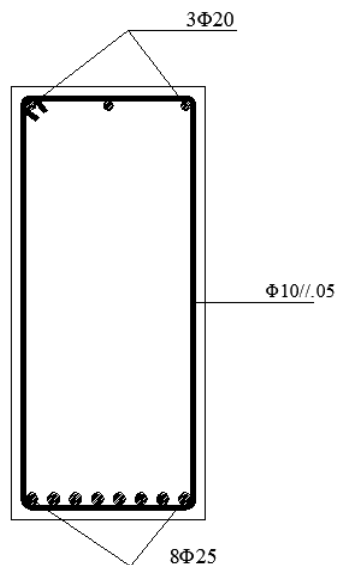


Figura 7.23- Esquema das armaduras da viga de equilíbrio;

## 7.6. ANCORAGEM DOS CABOS NO TERRENO

As ancoragens são um elemento estrutural cuja função é a de transmitir um esforço de tracção importante da estrutura principal ao terreno envolvente, mobilizando a sua resistência ao corte. Estes elementos estruturais apresentam, na sua forma mais comum, armaduras de aço de alta resistência, sendo estas constituídas por barras, varões ou cabos. Estas armaduras são envolvidas em calda de cimento ou outro agente fixador. Esta armadura deve ser protegida da corrosão.

A ancoragem tem uma zona de amarração, que fica mais afastada da estrutura, onde as tensões são transmitidas ao terreno e uma zona livre, entre a estrutura e a zona de amarração. Nesta última não é transmitida qualquer força de tracção ao terreno, utilizando para o efeito mangas, sem atrito, envolvendo a zona livre da armadura.

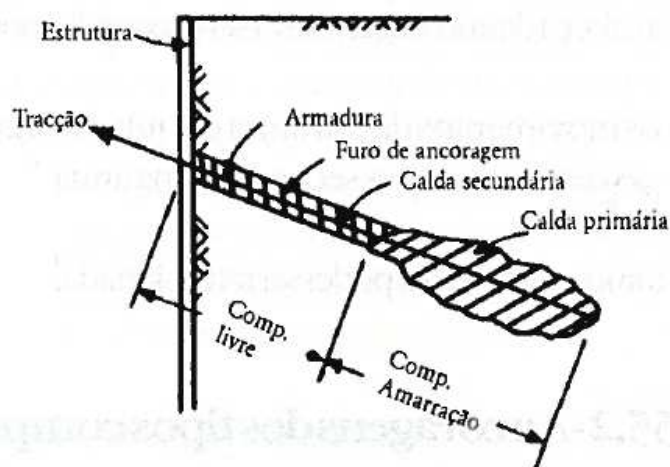


Figura 7.24- Pormenor de ancoragem;

A realização da ancoragem processa-se através da introdução de armadura num furo previamente aberto. Este furo é geralmente circular, com um diâmetro entre 100 e 150mm, consoante a capacidade de carga pretendida e o tipo de terreno onde a ancoragem é realizada.

A ligação da ancoragem à estrutura principal é designada por cabeça da ancoragem. Esta pode ser uma cabeça de pré-esforço com placa de distribuição ou, no caso de grandes cargas, pode ser constituída por blocos de betão e/ou cintagem de aço.

Antes de iniciar o seu funcionamento, as ancoragens devem ser pré-tensionadas para que as deformações elásticas não sejam excessivas aquando da aplicação das cargas. Devem também ser efectuados ensaios de carga com o intuito de averiguar o bom funcionamento das ancoragens para o nível de esforço que foram projectadas.

Em relação à armadura, conforme se disse, estas são de aço sob a forma de barra, fio ou cabo. A escolha do tipo de armadura depende da ponderação dos custos, do nível de tensionamento permitido, das condições de fabricação, transporte e aplicação. Em geral, as ancoragens de cabo têm, em relação às restantes, vantagens no que respeita à resistência, transporte, montagem da armadura, armazenamento e colocação.

Tendo por base o cenário geológico indicado na secção 7.5.1, relativo ao cálculo de fundações, recorreu-se ao método de Bustamonte para dimensionar as ancoragens, estendendo-as até à camada de granito pouco alterado W2 e mobilizando assim a sua resistência de corte.

No que se refere aos esforços de dimensionamento das ancoragens consideraram-se os valores máximos das forças previstas para os cabos. Para o efeito foi utilizado o esforço máximo indicado em 6.3.4., referente à combinação C13, de 509.5kN.

O esforço a que cada ancoragem está limitado é de 1500kN, permitindo que seja usada apenas uma ancoragem. Para este nível de esforço, recorrendo ao gráfico da Figura 7.25, verifica-se que um conjunto de 4 varões Ø0.6'' de Aço 1670/1860MPa é suficiente, tendo sido adoptado um diâmetro para a ancoragem de 80mm.

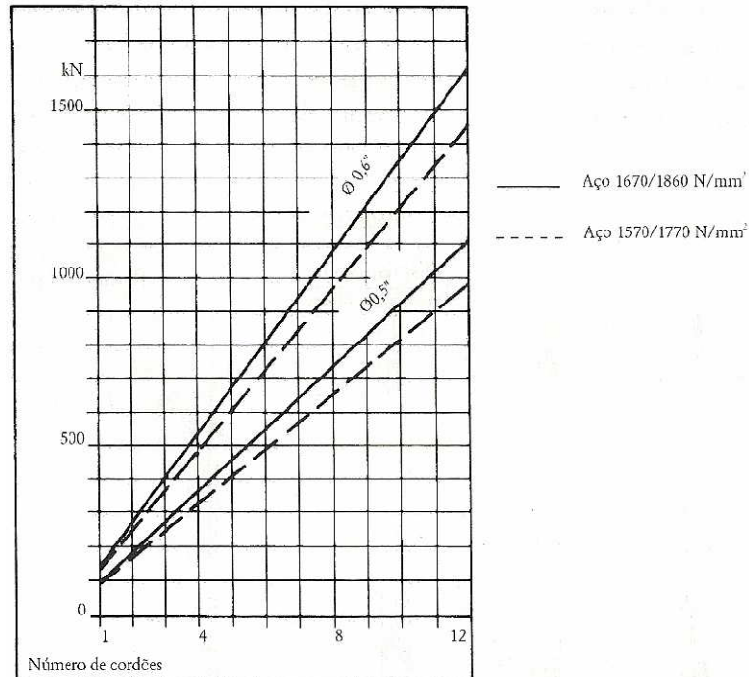


Figura 7.25- Capacidade da ancoragem com cabos para um coeficiente de segurança de 2 em relação à rotura;

Considerando um sistema de injeção repetitiva selectiva (IRS), o comprimento de amarração,  $L_s$ , vem dado por:

$$L_s > \frac{T_{\text{ancoragem}}}{\tau \pi D_s} \quad (7.9)$$

sendo  $T_{\text{ancoragem}}$ ,  $\tau$  e  $D_s$ , respectivamente, a força transmitida à ancoragem, a tensão de corte resistente do solo (ver Figura 7.18) e o diâmetro médio, que corresponde ao diâmetro de furação majorado de  $\alpha$ . Adoptando um diâmetro de furação de 10mm e um coeficiente de majoração,  $\alpha$ , de 1.5, [29], resulta num comprimento de amarração mínimo de 1.08m. No entanto, em relação a esta grandeza existem ainda várias dúvidas, [29], sendo que o método utilizado para a sua determinação carece ainda de comprovação técnica. Por esse motivo decidiu-se pela adopção de um comprimento de amarração,  $L_s$ , acima do indicado de 2.5m.

Por fim refere-se que o ângulo em relação à horizontal utilizado para as ancoragens é sensivelmente o mesmo que havia sido adoptado para os cabos da estrutura principal, ou seja, aproximadamente 30°, aproveitando a “reentrância” feita pelo bloco de aulas naquela zona para não interferir com a estrutura do edifício (Figura 7.27).

As Figuras 7.26 e 7.27 resumem as principais características das ancoragens utilizadas.

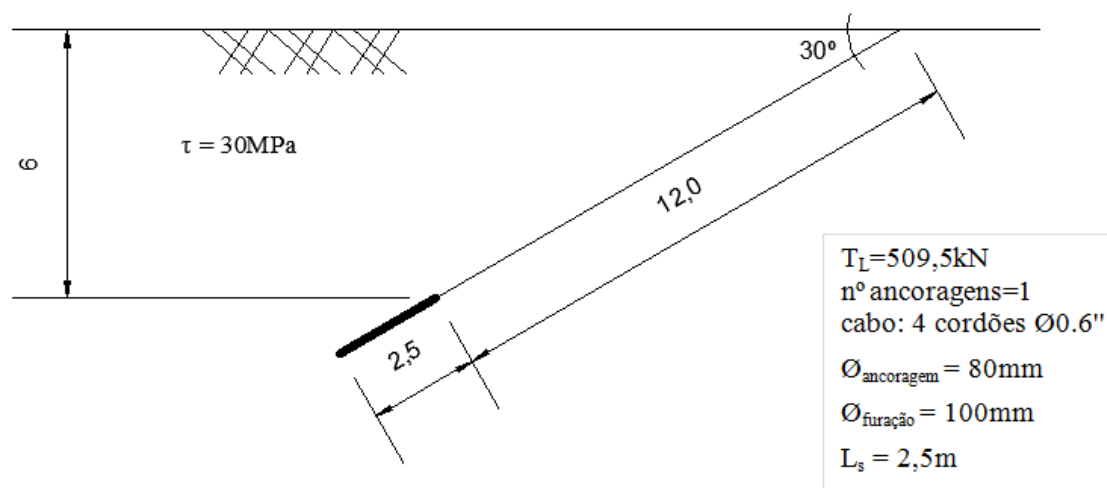


Figura 7.26- Esquema das ancoragens dos cabos;

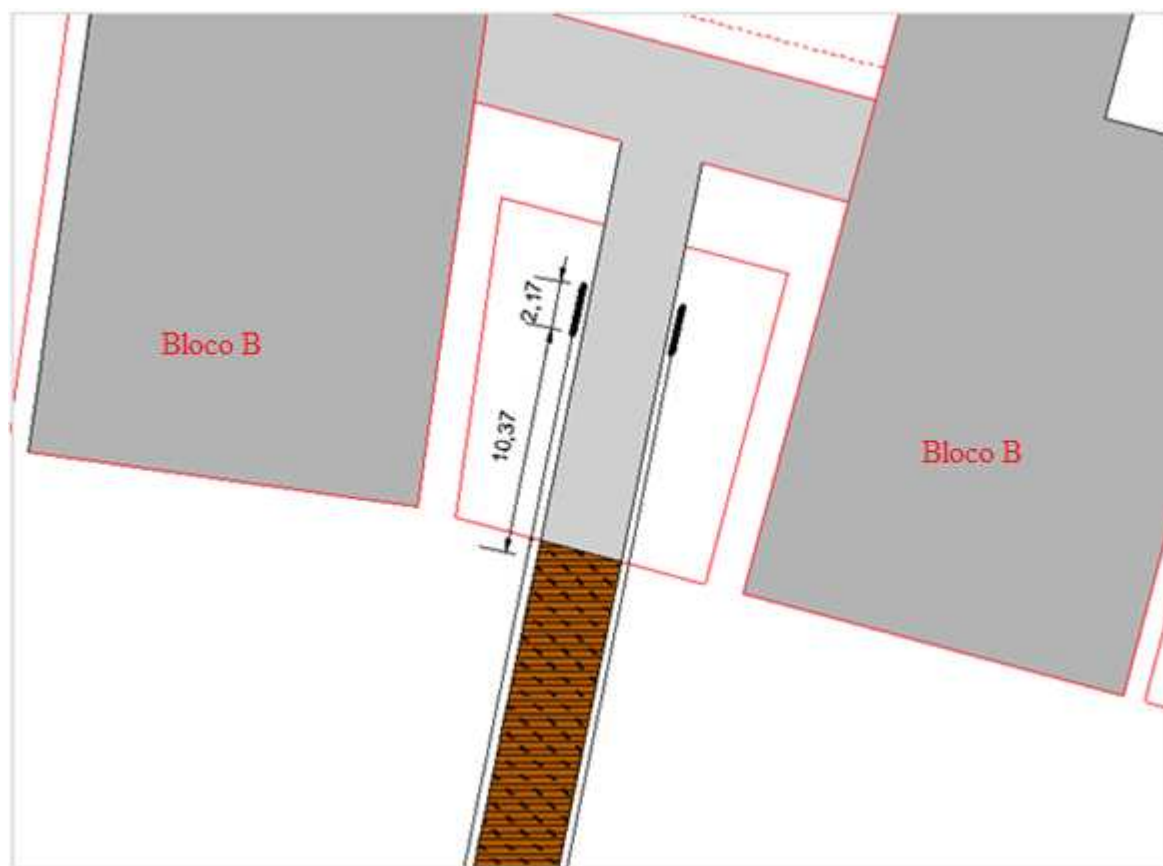


Figura 7.27- Esquema de implantação das ancoragens, mostrando que estas não interferem com a estrutura do edifício;

O tipo de ancoragem mais utilizado no nosso país contempla um alargamento da zona de amarração, conseguido à custa da injeção de calda sob alta pressão. Este alargamento permite um aumento de eficácia da ancoragem. Os principais passos da sua execução são explicados na Figura 7.28.

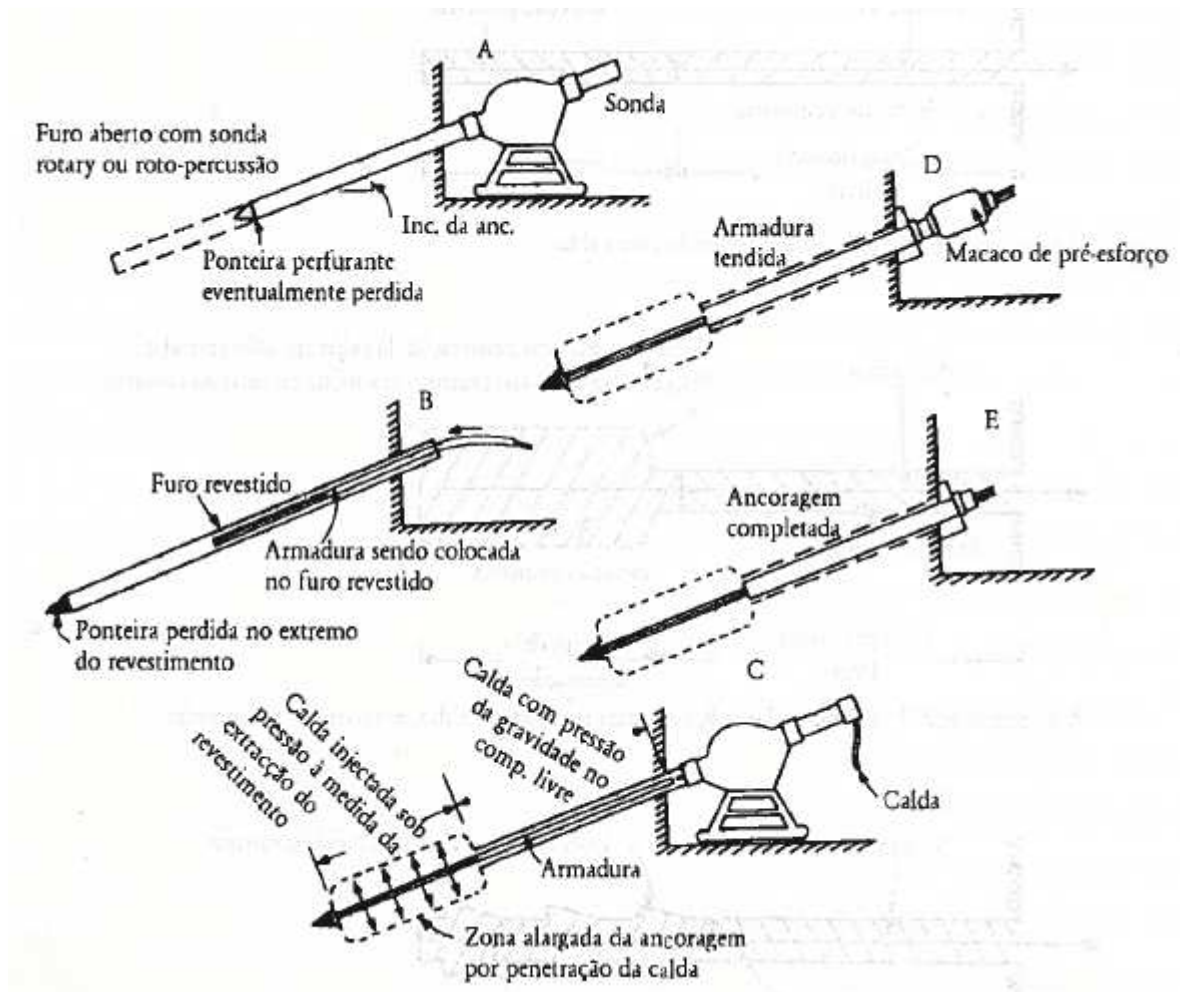


Figura 7.28- Sequencia de operações na execução da ancoragem;

## 7.7. GUARDAS

Estes elementos têm como função principal garantir a segurança dos peões, mantendo-os dentro dos limites do tabuleiro e diminuindo o seu risco de queda, conforme foi abordado em 1.5. Considerou-se como suficiente a adopção de uma altura de 1.1m para estes elementos.

Conforme foi também abordado em 2.5.5., a escolha do material a empregar nas guardas recaiu sobre o vidro, numa escolha claramente influenciada pela estética. Em prol da transparência da solução a adoptar, decidiu-se pelo emprego de guardas de vidro laminado suportadas por elementos de aço.

As acções específicas em passadiços presentes na regulamentação portuguesa, sugerem que o dimensionamento das guardas deva ser feito considerando uma força horizontal uniformemente distribuída, de valor característico 1,5kN/m e valores reduzidos nulos.

O método de dimensionamento escolhido para estes elementos passa por um procedimento simplificado em que foram apenas considerados os elementos verticais das guardas, espaçados de 1.25m e desprezando o seu peso próprio.

$$\sigma_{rd} \geq \frac{M_{sd}}{I} y = \frac{1,5qhl}{I} y \quad (7.10)$$

Na expressão (16xx),  $q$ ,  $h$  e  $l$  são, respectivamente, o valor da sobrecarga, a altura e o afastamento das guardas.

O sistema metálico adoptado para as guardas consiste num conjunto de cantoneiras dispostas horizontal e verticalmente cuja função é a de fixar os painéis de vidro laminado.

A disposição destes elementos metálicos está dependente da espessura escolhida para os painéis, pelo que este deverá ser o primeiro passo a ser tomado. De acordo com a DTU 39 versão de Maio de 1993, para um vidro plano simples, recozido, não armado e encastrado em dois lados opostos, a espessura é dada por:

$$e = \frac{l\sqrt{p}}{4,9} [mm] \quad (7.11)$$

Na expressão (7.11),  $l$  corresponde ao comprimento dos bordos livres, em metros, enquanto  $P$  corresponde à pressão, medida em *Pascal*, a que o vidro estará sujeito.

Uma vez que todas as guardas se encontram a uma cota inferior a 15m, tomou-se como valor da pressão aplicada ao vidro aquele que é originado pelo vento, referente à zona B do território nacional, para cotas inferiores a este valor. Esta pressão, de acordo com o RSA, toma o valor de 1.25kPa. Conjuntamente com o referido espaçamento entre guardas de 1.25m, resulta numa espessura,  $e$ , de 9.02mm.

Uma vez que, tal como foi referido, as guardas serão em vidro laminado duplo, a espessura obtida requer uma “conversão” para este tipo de vidro,  $e_t$ . Esta espessura poderá ser obtida multiplicando a obtida anteriormente pelo facto de 1.3, resultado numa espessura,  $e_t$ , de 11.73mm.

Adoptou-se assim o vidro SGG STADIP PROTECT SP 512, cuja espessura é 12mm, podendo ser encontrada em anexo mais informação sobre este elemento.

Para a espessura encontrada, decidiu-se pela adopção de um afastamento entre elementos verticais de suporte de 15mm.

Em concordância com a expressão (7.10), os elementos verticais a adoptar deverão estar preparados para resistir a um momento máximo de 3.1kNm. Decidiu-se pela adopção do esquema estrutural indicado na Figura 7.29, que consiste numa associação de 4 cantoneiras L30x5, que resultam numa inércia total de 39.064cm<sup>4</sup>.

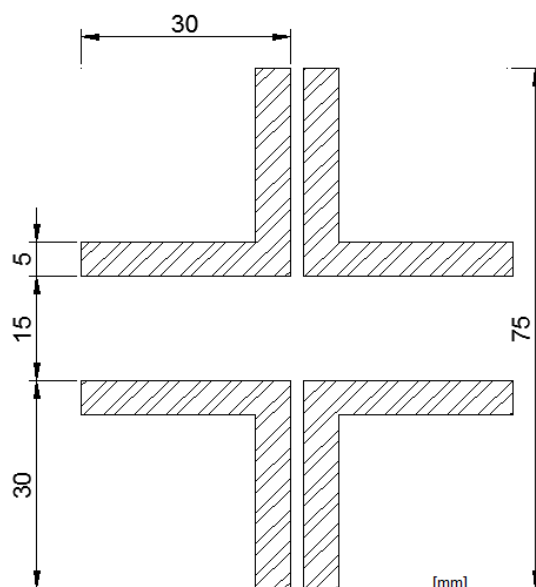


Figura 7.29- Esquema dos elementos verticais metálicos adoptados para as guardas;

Aplicando a expressão (7.10), resulta numa tensão máxima de 277MPa, inferior à tensão resistente dos elementos de aço, pelo que esta configuração se mostra como adequada.

Foi ainda tratado o dimensionamento de elementos horizontais metálicos, colocados ao nível do corrimão e ao nível do solo. Para estes foi adoptada a utilização de duas cantoneiras L30x5, que foram verificados do seguinte modo simplificado.

$$\sigma_{sd} = \frac{1,5 \frac{ql^2}{8}}{I} y = 84MPa < \sigma_{Rd} \rightarrow OK$$

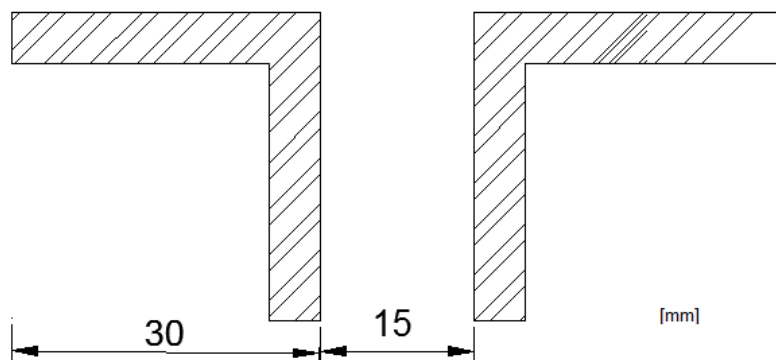


Figura 7.30- Esquema representativo dos elementos metálicos horizontais utilizados;



# 8

## PROCESSO CONSTRUTIVO

Uma das preocupações na realização do projecto de uma ponte pedonal diz respeito à forma como os diversos elementos deverão ser executados de maneira a minimizar o tempo de construção e tornar simples o processo construtivo. Este deve ser equacionado desde o início da fase de projecto, considerando os processos de execução da infra e da supra-estrutura. Os processos construtivos são essencialmente condicionados pelos seguintes factores:

- Economia;
- Exequibilidade;
- Segurança;
- Tempo de execução.

Assim sendo, estudou-se um processo construtivo que procura minimizar o uso de maquinaria pesada, tentando que isso não se reflecta no tempo de execução previsto.

A construção da ponte iniciar-se-á com a construção da plataforma de ligação ao antigo bar dos alunos e com a regularização dos terrenos onde a obra estará situada. Seguir-se-á a execução das ancoragens e das fundações. O passo seguinte será a montagem dos pilares pré-fabricados, com auxílio de guas, devendo ser estudada a necessidade de colocação de torres auxiliares provisórias para o seu suporte durante a fase construtiva.



Figura 8.1- Colocação dos pilares;

Posteriormente serão realizados os encontros do tabuleiro e colocados os cabos ancorados no terreno. Estes assumem um papel de extrema importância, não só no funcionamento da estrutura durante a sua vida útil, mas também durante o processo construtivo, já que serão eles os elementos estabilizadores dos pilares durante a fase de montagem do tabuleiro.



Figura 8.2- Colocação dos cabos ancorados no terreno;

O passo seguinte consistirá na montagem dos vãos extremos do tabuleiro. Nesta fase, não havendo ainda pendurais e aproveitando a acessibilidade ao tabuleiro a partir do solo, este será construído recorrendo a um sistema de apoio no solo (cf. Figura 8.3).



Figura 8.3- Construção dos vãos extremos do tabuleiro;

A fase seguinte consistirá na montagem da zona central do tabuleiro. Esta será realizada do modo mais simétrico possível, por avanços, a partir de ambos os pilares. A sua montagem será realizada por módulos de 5m que, assim que montados, serão ligados na sua extremidade aos tirantes (cf. Figuras 8.4 a 8.7).



Figura 8.4- Montagem dos módulos centrais do tabuleiro, I;



Figura 8.5- Montagem dos módulos centrais do tabuleiro, II;



Figura 8.6- Montagem dos módulos centrais do tabuleiro, III;

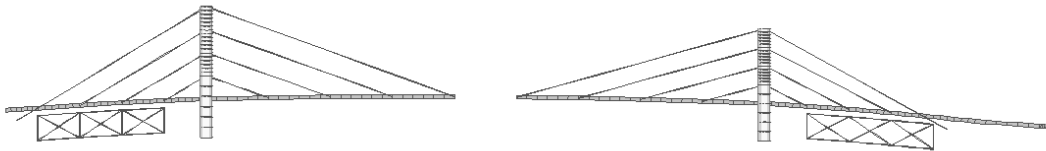


Figura 8.7- Montagem dos módulos centrais do tabuleiro, IV;

Numa última fase será colocado o módulo central do tabuleiro, de fecho, e retirados os apoios provisórios dos vãos extremos. Será ainda aplicado o pré-esforço nas ancoragens.

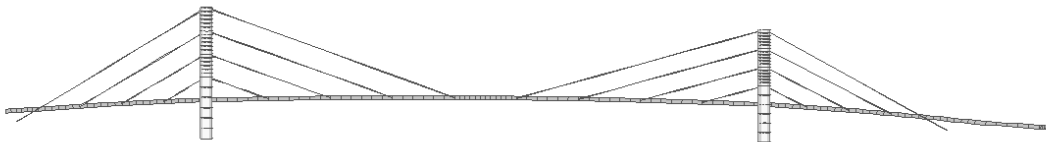


Figura 8.8- Colocação do módulo de "fecho" do tabuleiro;

Haverá ainda uma fase de “acabamentos”, em que serão atendidos os seguintes pontos:

- Construção de acessos à ponte;
- Colocação de chapas metálicas sob a grelha do tabuleiro, para cobrir os seus elementos estruturais;
- Colocação do pavimento de madeira;
- Colocação de guardas, iluminação e restantes acabamentos;

Por fim, é indispensável a realização de ensaios de carga, para verificação da qualidade da estrutura, e de testes de comportamento dinâmico, para averiguar a necessidade de aplicação de medidas de controlo de vibrações e, se necessário, posterior aplicação das mesmas.



## 9

## ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

Procedeu-se a uma estimativa dos custos relacionados unicamente com os custos directos na aquisição do material para a construção da ponte. A Tabela 9.1 apresenta a forma como esta estimativa foi obtida:

Tabela 9.1- Estimativa orçamental;

| Trabalho                         | Item                                   | Quantidade | U. S.          | Custo unitário (€) | Custo parcial (€) |
|----------------------------------|----------------------------------------|------------|----------------|--------------------|-------------------|
| Fundações e ancoragens           | Fundações                              | 4.65       | m <sup>3</sup> | 250.00             | 1162.50           |
|                                  | Ancoragens                             | 58         | m              | 165.00             | 9570.00           |
| Pilares metálicos pré-fabricados | Pilares                                | 32492      | kg             | 3.50               | 113722.00         |
| Cabos                            | LC35                                   | 2436       | kg             | 14.00              | 34104.00          |
| Estrutura metálica do tabuleiro  | IPE220                                 | 1991       | kg             | 4.00               | 7964.00           |
|                                  | IPE300                                 | 20952      | kg             | 4.00               | 83808.00          |
| Pavimento                        | Madeira Cumaru com 3cm de espessura    | 320        | m <sup>2</sup> | 80.00              | 25600.00          |
|                                  | L 30 x 5                               | 2743       | kg             | 4.00               | 10972.00          |
| Guardas                          | Painéis de vidro SGG SP512 de 1.25x1.1 | 136        | -              | 130.00             | 17680.00          |
| Acabamentos gerais               | (10% do restante)                      | -          | -              | -                  | 30458.25          |
| Total                            |                                        |            |                |                    | 335041.00         |

Foi estimado um custo total aproximado para a obra que ronda os 335000€ (trezentos e trinta e cinco mil euros).



# 10

## CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A solução desenvolvida, cuja concepção foi condicionada pela estética e funcionalidade pretendidas para a obra, constitui uma solução de grande leveza e transparência e, entende-se, com uma boa integração na paisagem existente, sendo estas características indispensáveis para uma obra com as suas características.

O projecto elaborado teve como ponto de partida uma necessidade e um enquadramento existentes, tendo em vista uma localização e uma utilização específica para a estrutura. No entanto, a falta de elementos técnicos caracterizadores do local levou à consideração de um cenário possível, sendo que em determinadas situações certas características do local, indispensáveis para o desenvolvimento deste trabalho, foram simplesmente arbitradas, não correspondendo fielmente às características reais. Este aspecto, em conjunto com a própria complexidade inerente à estrutura em questão, faz com que se deva encarar o presente documento como um estudo prévio e não como uma solução definitiva, uma vez que existem questões dependentes dos resultados a obter, quer através de ensaios experimentais, quer de sondagens a realizar no local.

Por outro lado, o estudo dinâmico elaborado permite concluir que, no que respeita às vibrações induzidas por peões, um grupo limitado de peões não deverá causar problemas na ponte. No entanto, esta conclusão não dispensa que sejam realizados testes na estrutura construída como forma de validar as conclusões tiradas, podendo tornar-se necessária a adopção de medidas de controlo de vibrações a fim de se obter um melhor desempenho da estrutura quando solicitada por multidões.

No que diz respeito à acção do vento, embora os principais indicadores apontem para a ausência de problemas face à sua acção, a leveza e flexibilidade da estrutura aconselham um estudo mais rigoroso, se possível através de ensaios em túnel aerodinâmico, de modo a observar o seu comportamento face à acção dinâmica do vento.

Por último, os resultados obtidos na análise da estrutura e o dimensionamento efectuado permitem concluir que este sistema estrutural é, à partida, uma solução exequível, embora seja indispensável uma verificação exaustiva das condições específicas do local de implantação e a realização de ensaios para a avaliação do comportamento da estrutura, podendo ser necessário proceder a ajustes ao projecto elaborado.



## BIBLIOGRAFIA

- [1] Fédération internationale du béton. *Guidelines for the design of footbridges*. FIB - Féd. Int. du Béton, Lausanne, 2005.
- [2] M. J. Ryall, et al. *The manual of bridge engineering*. Thomas Telford, 2000.
- [3] René Walther. *Cable Stayed Bridges*. Thomas Telford, 1999.
- [4] Jiri Strasky. *Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges*. Thomas Telford, 2005.
- [5] Caetano, Elsa, et al. *Modelação numérica e validação experimental do comportamento dinâmico de uma ponte pedonal*. 2004.
- [6] Botelho, Diogo. *Utilização de cabos em pontes: Estudos paramétricos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [7] Manterola, J. *Puentes*. Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2000.
- [8] Buchholdt, H. A. *An introduction to cable roof structures*. Thomas Telford, London, 1999.
- [9] <http://www.redaellitenoteci.com/>. Junho de 2009.
- [10] <http://www.bridon.com/live/index.htm>. Junho de 2009.
- [11] <http://pt.saint-gobain-glass.com/b2c/default.asp>. Maio de 2009.
- [12] Fédération internationale du béton. *Guidance for good bridge design*. FIB - Féd. Int. du Béton, Lausanne, 2000.
- [13] Eurocódigo 3 : *Projecto de estruturas de aço - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios*. ENV 1993-1-1.
- [14] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*, Porto Editora, Porto, 2004.
- [15] Sousa Coutinho, J. *Materiais de Construção 1 – Madeiras*, FEUP, 1999.
- [16] Sousa Coutinho, J. *Materiais de Construção 1 – Metais e Ligas Metálicas*, FEUP, 2003.
- [17] <http://www.ico.pt>. ICO – Soluções de Madeira. Março de 2009.
- [18] <http://www.macalloy.com/>. Macalloy Ltd Website. Março de 2009.
- [19] <http://pt.saint-gobain-glass.com/b2c/default.asp>. Saint Gobain Glass - Espaço técnico. Março de 2009.
- [20] Ribeiro, Edgar. *Projecto de uma ponte pedonal entre Porto e Gaia*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [21] Clough, Ray W. *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, New York, 1993.
- [22] Delgado, R. *Apontamentos sobre a Acção do Vento (Capítulo V do RSA) para a disciplina de Concepção e Dimensionamento de Edifícios Altos*.
- [23] Bachmann, Hugo. *Vibration problems in structures: practical guidelines*. Birkhauser Verlag, Berlin, 1995.

- [24] Hivoss. *Vibrações em pontes pedonais: Recomendações técnicas de projecto*. Setembro de 2008. [http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/docs/Footbridge\\_Guidelines\\_PT01.pdf](http://www.stb.rwth-aachen.de/projekte/2007/HIVOSS/docs/Footbridge_Guidelines_PT01.pdf). Junho de 2009.
- [25] SETRA. *Footbridges - Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*, 2006.
- [26] Caetano, Elsa, et al. *Análise experimental da eficácia de TMD's para a atenuação da resposta sísmica de estruturas de edifícios*. 2004.
- [27] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos - I Volume*, FEUP, 1994.
- [28] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos - II Volume*, FEUP, 1995.
- [29] Coelho, S. *Tecnologia de Fundações*. Escola Profissional Gustave Eiffel, Amadora, 1996.
- [30] Eurocode 1: *Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. EN 1991-2:2003 (E).
- [31] Eurocode : *Basis of structural design. Annex A2 : Application for bridges (Normative)*. EN 1990.
- [32] Delgado, R. *Apontamentos sobre a Acção do Vento (Capítulo V do RSA) para a disciplina de Concepção e Dimensionamento de Edifícios Altos*.
- [33] Eurocode 1: *Actions on structures – Part 1-5: General actions - Wind actions*. Draft prEN 1991-1-4.6:2002 (E)
- [34] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Porto Editora, Porto, 2004.
- [35] Mota Freitas, J. *Barras Comprimidas Axialmente e Barras Comprimidas e Flectidas*. FEUP, 1999.
- [36] Arêde, A. *Fundações directas*, FEUP, 2002/2003.
- [37] Reis, A. J. *Folhas da Disciplinas de Pontes*. Instituto Superior Técnico, 2002.
- [38] <http://www.ico.pt>. *ICO – Soluções de Madeira*. Abril de 2009.

## **ANEXOS**

**A1 – INQUÉRITO SOBRE NECESSIDADE DE UMA PONTE PEDONAL**

**A2 – CATÁLOGOS DE CABOS *TENSOTECI E BRIDON***

**A3 – FICHA TÉCNICA DA MADEIRA CUMARU *ICO***

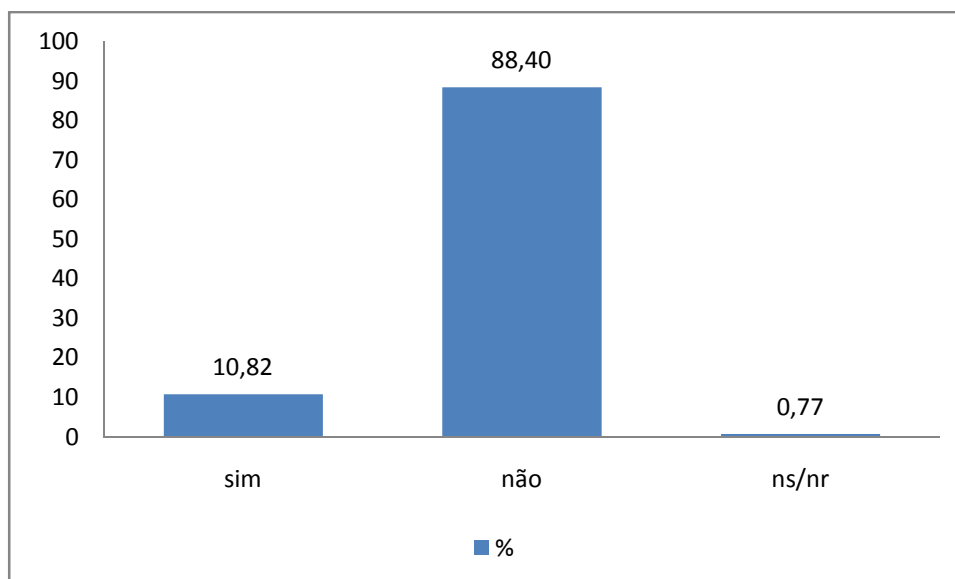
**A4 – CATÁLOGO DE PERFIS *IPE ARCELORMITTAL***

**A5 – CATÁLOGO DO VIDRO LAMINADO DE SEGURANÇA *SAINT-GOBAIN GLASS***

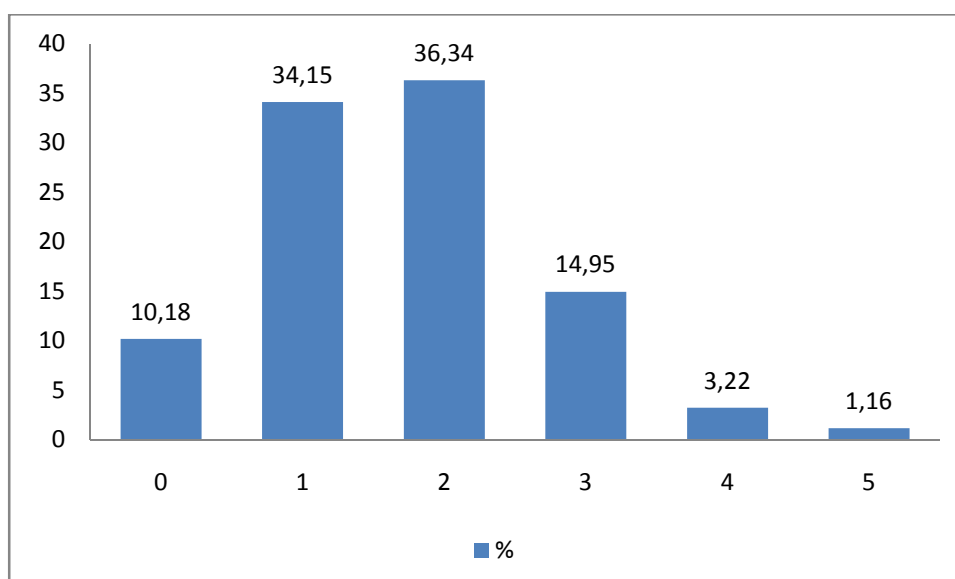


## **A1 – INQUÉRITO SOBRE A NECESSIDADE DE UM APONTE PEDONAL**

1. Consideras que as novas instalações da AEFEUP têm uma **boa acessibilidade**?

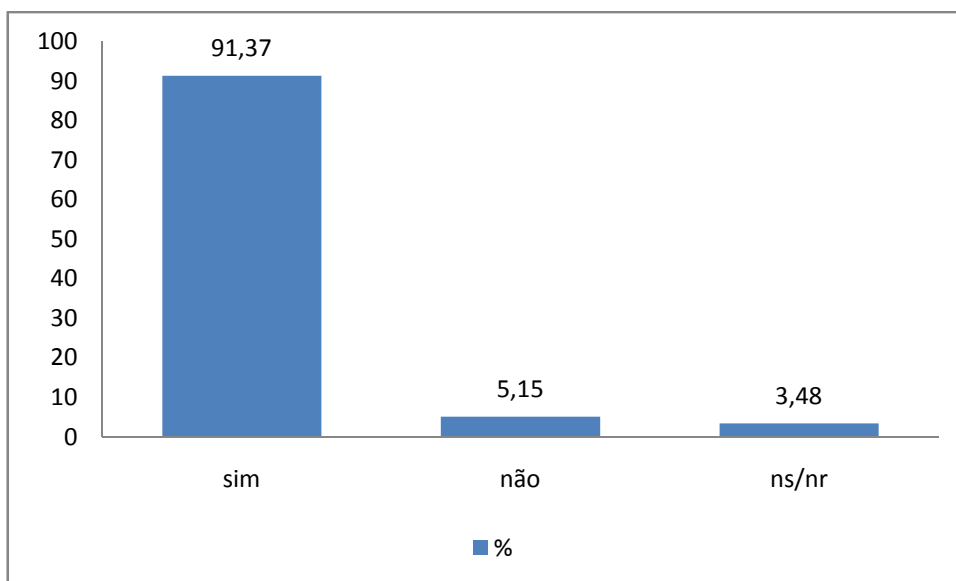


2. Numa escala de 0 a 5, em quanto avalias essa acessibilidade?

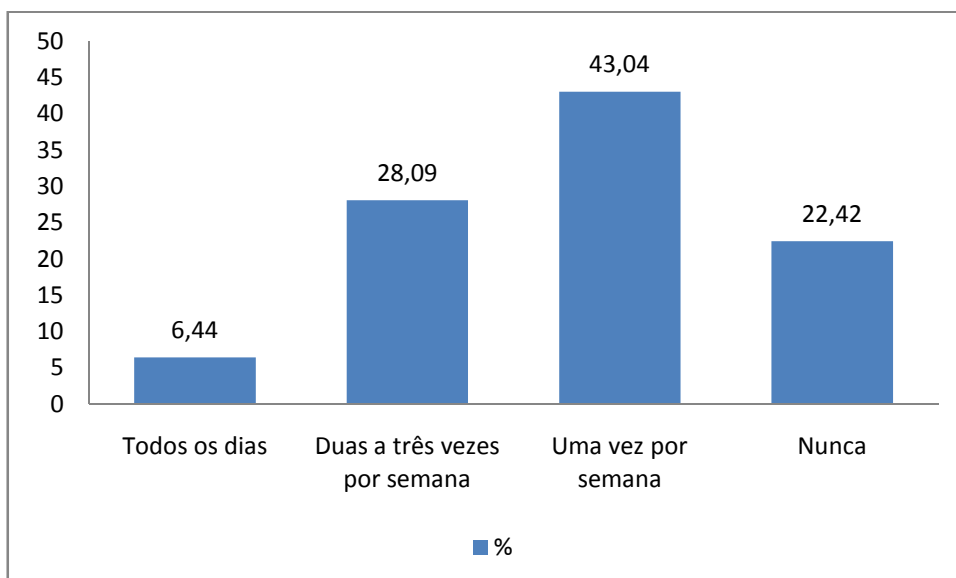


|                     |
|---------------------|
| Classificação média |
| 1.70                |

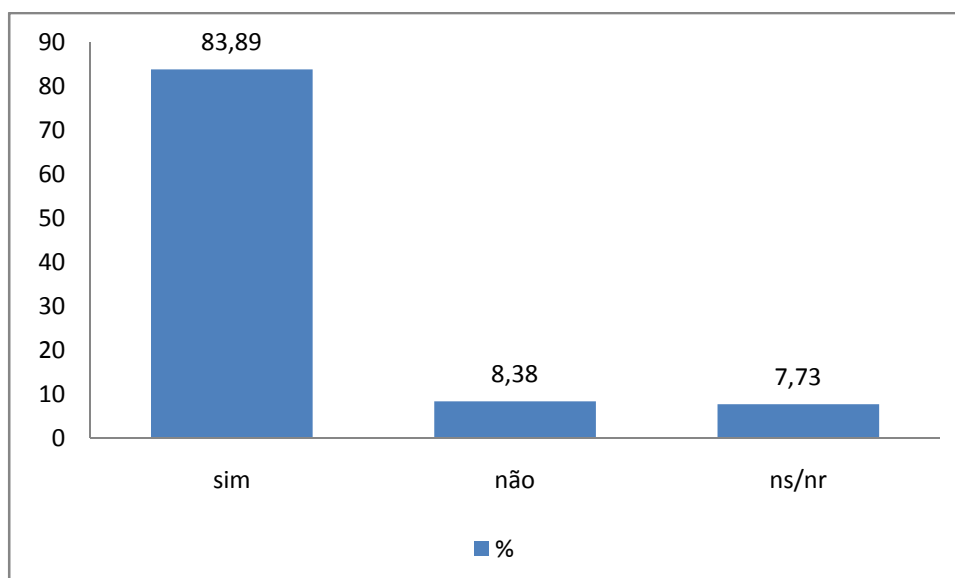
3. Julgas que deveriam ser tomadas medidas para melhorar a sua acessibilidade?



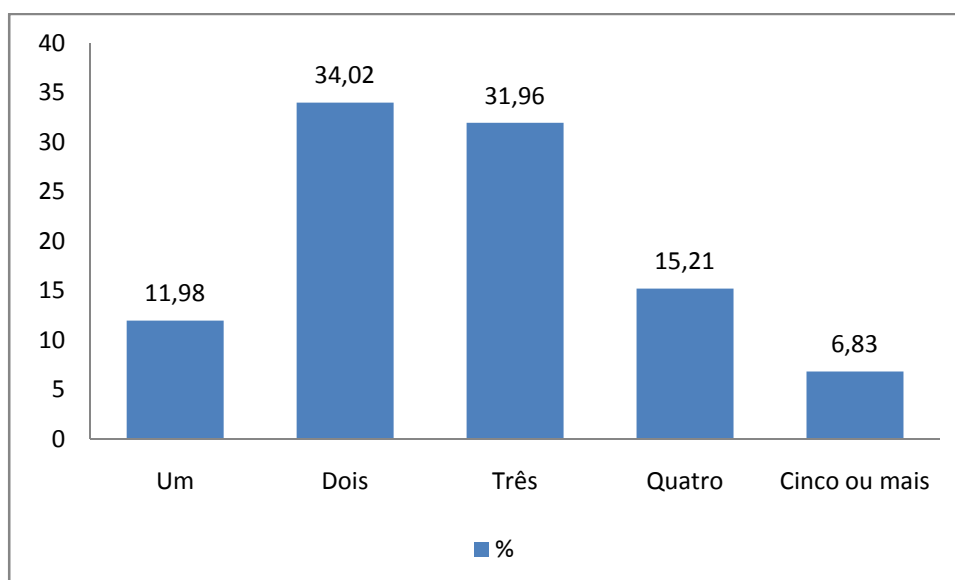
4. Com que **frequência te deslocas** às novas instalações da AEFEUP (o que também inclui o bar dos alunos e o centro de cópias)?



5. Se as **condições de acesso** fossem **melhoradas** deslocar-te-ias mais vezes a estas novas instalações?

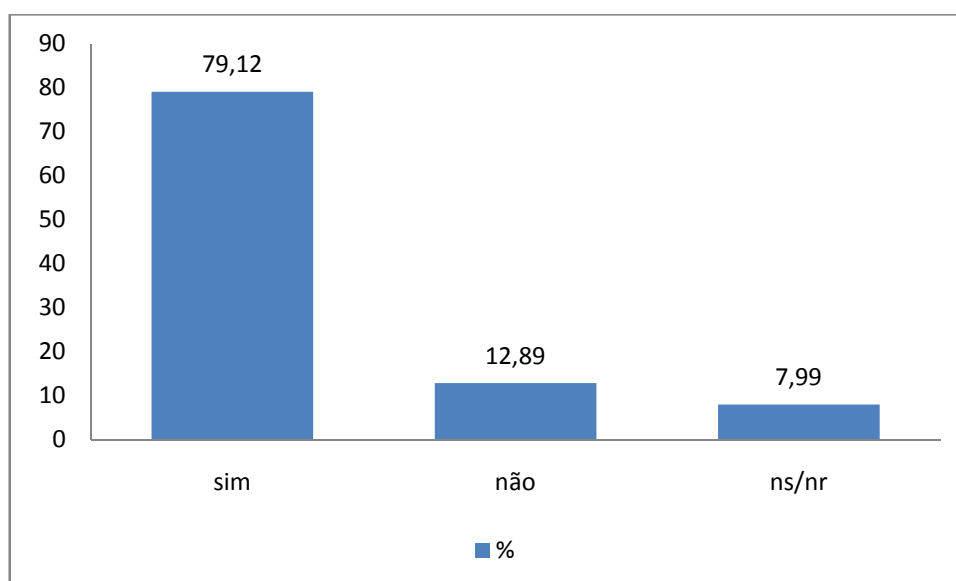


6. Qual o **tempo máximo** que estarias disposto a despendar para a deslocação de qualquer ponto do **bloco B** até às **novas instalações da AEFEUP**?

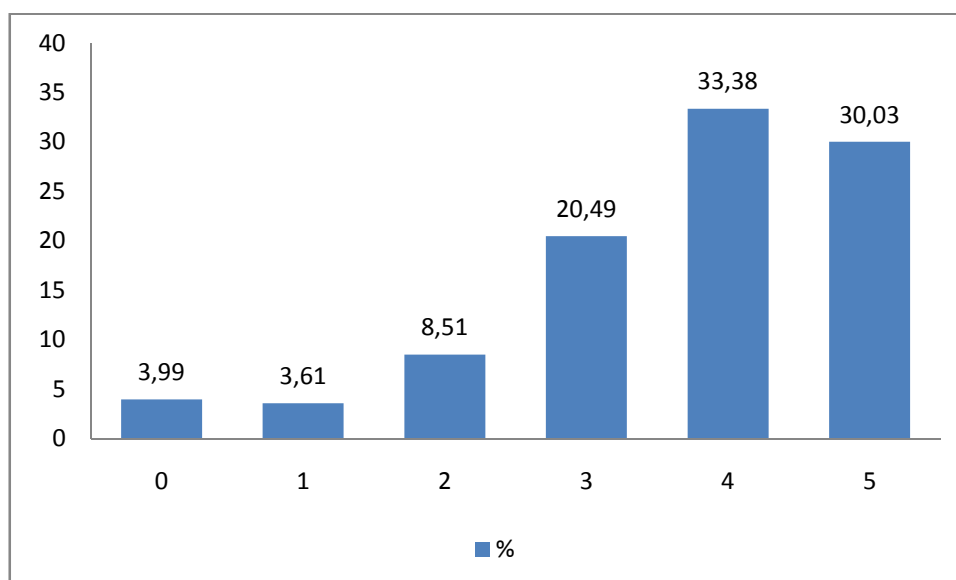


|                    |
|--------------------|
| Tempo máximo médio |
| 2.71 Minutos       |

7. Julgas que a criação de uma **ponte pedonal de ligação** do Bloco B até estas instalações (que serviria igualmente como acesso à cantina) seria uma boa solução?



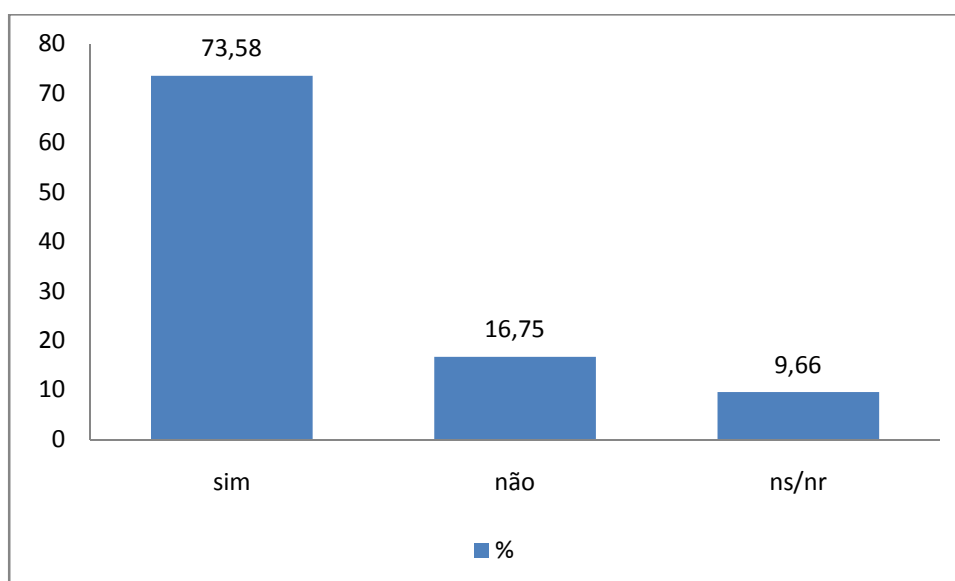
8. Numa escala de 0 a 5, como classificarias esta solução?



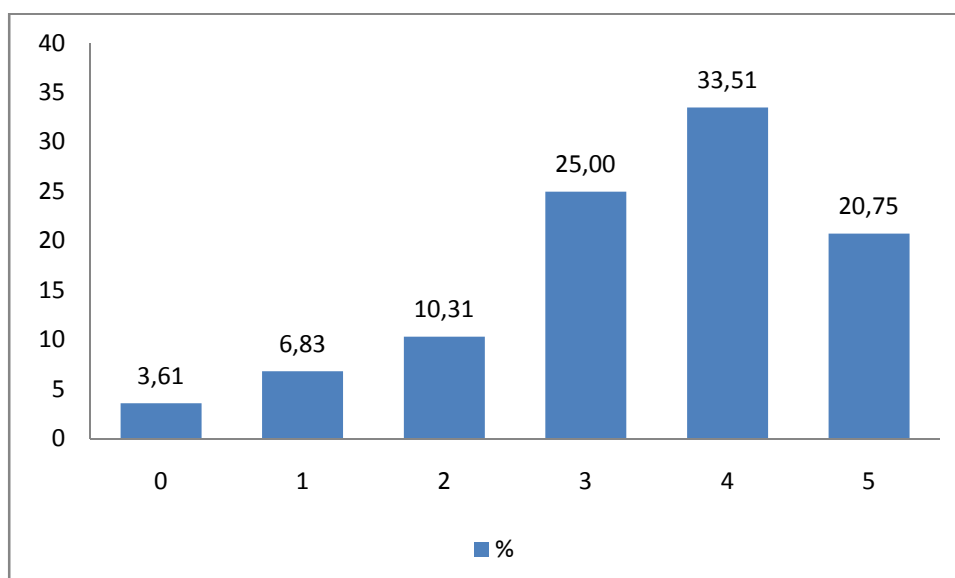
Classificação média

3.66

9. Na tua opinião, a utilização do **antigo bar dos alunos** como entrada para a faculdade, servindo como **ponto de acesso para esta ponte** seria uma boa solução?



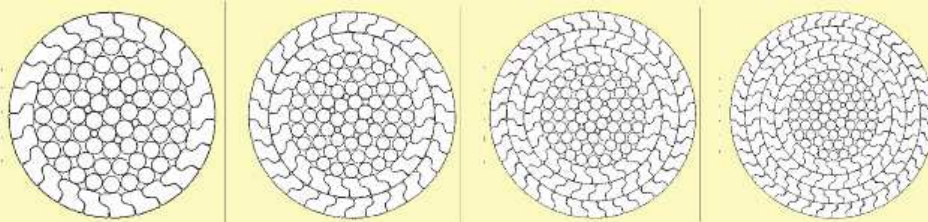
10. Numa escala de 0 a 5, como avalias esta solução?



|                     |
|---------------------|
| Classificação média |
|---------------------|

|      |
|------|
| 3.40 |
|------|





### *Fune chiusa*

Funi portanti e stabilizzanti  
per tensostrutture  
Stralli per ponti  
Pendini per ponti sospesi  
Stralli e funi di  
sospensione per edifici

### *Full locked coil strand*

Carrying and prestressing  
strands for tensostructures  
Stays for bridges  
Hangers for suspension  
bridges  
Stays and suspension  
cables for buildings

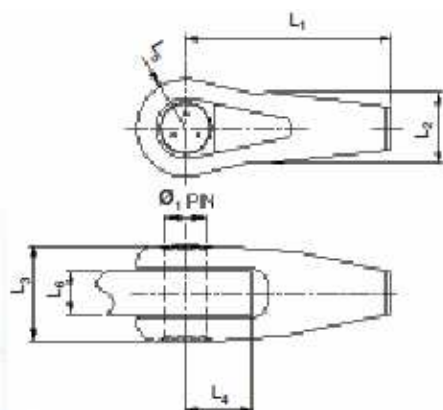
| Ø<br>d (mm) | Sezione metallica<br>Metallic cross section<br>A (mm²) | Forza di rottura minima<br>Minimum breaking force<br>MBF (kN) | Rigidezza elastica<br>Elastic stiffness<br>E-A (MN) | Massa<br>Mass<br>m (kg/m) |
|-------------|--------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|---------------------------|
| 32          | 681                                                    | 1015                                                          | 112                                                 | 5.6                       |
| 36          | 862                                                    | 1285                                                          | 142                                                 | 7.1                       |
| 40          | 1077                                                   | 1605                                                          | 178                                                 | 8.9                       |
| 44          | 1303                                                   | 1945                                                          | 215                                                 | 10.7                      |
| 48          | 1551                                                   | 2315                                                          | 256                                                 | 12.8                      |
| 52          | 1841                                                   | 2750                                                          | 304                                                 | 15.2                      |
| 56          | 2136                                                   | 3190                                                          | 352                                                 | 17.6                      |
| 60          | 2452                                                   | 3660                                                          | 405                                                 | 20.2                      |
| 64          | 2789                                                   | 4165                                                          | 460                                                 | 23.0                      |
| 68          | 3149                                                   | 4700                                                          | 513                                                 | 26.0                      |
| 72          | 3530                                                   | 5210                                                          | 575                                                 | 29.1                      |
| 76          | 3933                                                   | 5790                                                          | 641                                                 | 32.4                      |
| 80          | 4358                                                   | 6405                                                          | 710                                                 | 35.9                      |
| 84          | 4805                                                   | 7045                                                          | 783                                                 | 39.6                      |
| 88          | 5274                                                   | 7720                                                          | 860                                                 | 43.5                      |
| 92          | 5764                                                   | 8430                                                          | 940                                                 | 47.5                      |
| 96          | 6276                                                   | 9165                                                          | 1023                                                | 51.7                      |
| 100         | 6890                                                   | 10050                                                         | 1123                                                | 56.8                      |
| 104         | 7452                                                   | 10860                                                         | 1215                                                | 61.4                      |
| 108         | 8037                                                   | 11700                                                         | 1310                                                | 66.2                      |
| 112         | 8643                                                   | 12575                                                         | 1409                                                | 71.2                      |
| 116         | 9271                                                   | 13480                                                         | 1511                                                | 76.4                      |
| 120         | 9922                                                   | 14415                                                         | 1617                                                | 81.8                      |
| 124         | 10594                                                  | 15385                                                         | 1727                                                | 87.3                      |
| 128         | 11289                                                  | 16385                                                         | 1840                                                | 93.0                      |



## Locked Coil Strand (LC)

BRIDON Structural Systems

| Product Code / Strand Diameter | Minimum Breaking Load | Design Load $G_{rd} = \text{MBL} / 1,5 / 1,1$ | Nominal Metallic Cross Section | Nominal Axial Stiffness | Nominal Metallic Mass |
|--------------------------------|-----------------------|-----------------------------------------------|--------------------------------|-------------------------|-----------------------|
| d                              | MBL                   | $G_{rd}$                                      | A                              | EA                      | Mass                  |
| mm                             | kN                    | kN                                            | mm <sup>2</sup>                | MN                      | kg/m                  |
| LC 20                          | 368                   | 223                                           | 254                            | 42                      | 2.04                  |
| LC 25                          | 574                   | 348                                           | 398                            | 66                      | 3.20                  |
| LC 30                          | 858                   | 520                                           | 594                            | 98                      | 4.77                  |
| LC 35                          | 1170                  | 709                                           | 808                            | 133                     | 6.49                  |
| LC 40                          | 1580                  | 958                                           | 1090                           | 180                     | 8.76                  |
| LC 45                          | 2000                  | 1212                                          | 1390                           | 229                     | 11.1                  |
| LC 50                          | 2470                  | 1497                                          | 1710                           | 282                     | 13.7                  |
| LC 55                          | 3020                  | 1830                                          | 2090                           | 345                     | 16.8                  |
| LC 60                          | 3590                  | 2176                                          | 2490                           | 411                     | 20.0                  |
| LC 65                          | 4220                  | 2558                                          | 2920                           | 482                     | 23.5                  |
| LC 70                          | 4890                  | 2964                                          | 3390                           | 559                     | 27.2                  |
| LC 75                          | 5620                  | 3406                                          | 3890                           | 642                     | 31.3                  |
| LC 80                          | 6390                  | 3873                                          | 4420                           | 729                     | 35.5                  |
| LC 85                          | 7220                  | 4376                                          | 5000                           | 824                     | 40.1                  |
| LC 90                          | 8090                  | 4903                                          | 5600                           | 924                     | 45.0                  |
| LC 95                          | 9120                  | 5527                                          | 6310                           | 1040                    | 50.7                  |
| LC 100                         | 10100                 | 6121                                          | 6990                           | 1150                    | 56.2                  |
| LC 105                         | 11100                 | 6727                                          | 7710                           | 1270                    | 61.9                  |
| LC 110                         | 12200                 | 7394                                          | 8460                           | 1400                    | 68.0                  |
| LC 115                         | 13300                 | 8061                                          | 9280                           | 1530                    | 74.5                  |
| LC 120                         | 14500                 | 8788                                          | 10100                          | 1670                    | 81.1                  |
| LC 125                         | 15700                 | 9515                                          | 11000                          | 1820                    | 88.4                  |
| LC 130                         | 16200                 | 9818                                          | 11900                          | 1960                    | 95.6                  |
| LC 135                         | 17500                 | 10606                                         | 12920                          | 2130                    | 104                   |
| LC 140                         | 18700                 | 11333                                         | 13900                          | 2290                    | 112                   |
| LC 145                         | 20100                 | 12182                                         | 14910                          | 2460                    | 120                   |
| LC 150                         | 21500                 | 13030                                         | 15900                          | 2620                    | 128                   |
| LC 155                         | 23000                 | 13939                                         | 16990                          | 2800                    | 136                   |
| LC 160                         | 24500                 | 14848                                         | 18100                          | 2990                    | 145                   |
| LC 165                         | 26100                 | 15818                                         | 19250                          | 3180                    | 155                   |
| LC 170                         | 27600                 | 16727                                         | 20400                          | 3370                    | 164                   |
| LC 175                         | 29300                 | 17758                                         | 21650                          | 3570                    | 174                   |
| LC 180                         | 31000                 | 18788                                         | 22900                          | 3780                    | 184                   |



## Stylite Fork Sockets (ST-F)

BRIDON Structural Systems

| Product Code /<br>Strand Diameter | L <sub>1</sub> | L <sub>2</sub> | L <sub>3</sub> | L <sub>4</sub> | L <sub>5</sub> | L <sub>6</sub> |     | Ø <sub>1</sub> |          | Weight |              |
|-----------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----|----------------|----------|--------|--------------|
|                                   |                |                |                |                |                | Max            | Min | Pin            | Pin Hole | Socket | Pin+<br>Caps |
| mm                                | mm             | mm             | mm             | mm             | mm             | mm             | mm  | mm             | mm       | kg     | kg           |
| ST-F 25                           | 275            | 88             | 121            | 73             | 58             | 57             | 55  | 45             | 46       | 8      | 1.7          |
| ST-F 30                           | 330            | 105            | 154            | 86             | 70             | 71             | 68  | 55             | 56       | 15.5   | 2.9          |
| ST-F 35                           | 385            | 120            | 175            | 100            | 82.5           | 85             | 79  | 65             | 66       | 22.5   | 4.7          |
| ST-F 40                           | 410            | 130            | 187            | 120            | 95             | 90             | 82  | 75             | 76       | 31.5   | 6.6          |
| ST-F 45                           | 420            | 145            | 210            | 124            | 100            | 95             | 90  | 80             | 81       | 43     | 8.4          |
| ST-F 50                           | 440            | 155            | 221            | 144            | 115            | 100            | 93  | 90             | 91       | 56     | 11           |
| ST-F 55                           | 477            | 168            | 233            | 155            | 115            | 110            | 100 | 100            | 101      | 60     | 14           |
| ST-F 60                           | 520            | 180            | 250            | 168            | 125            | 120            | 110 | 110            | 111      | 74     | 18           |
| ST-F 65                           | 565            | 195            | 267            | 187            | 137            | 129            | 115 | 120            | 121      | 94     | 24           |
| ST-F 70                           | 610            | 210            | 285            | 202            | 148            | 137            | 125 | 130            | 131      | 117    | 30           |
| ST-F 75                           | 645            | 225            | 307            | 211            | 154            | 147            | 135 | 135            | 136      | 141    | 34           |
| ST-F 80                           | 690            | 240            | 322            | 226            | 166            | 157            | 145 | 145            | 146      | 167    | 42           |
| ST-F 85                           | 735            | 255            | 348            | 240            | 177            | 167            | 155 | 155            | 156      | 209    | 51           |
| ST-F 90                           | 780            | 270            | 366            | 255            | 188            | 178            | 165 | 165            | 166      | 245    | 61           |
| ST-F 95                           | 825            | 285            | 383            | 274            | 200            | 186            | 175 | 175            | 176      | 291    | 72           |
| ST-F 100                          | 870            | 300            | 421            | 294            | 211            | 197            | 185 | 185            | 186      | 352    | 87           |
| ST-F 105                          | 905            | 315            | 438            | 298            | 218            | 206            | 195 | 190            | 191      | 394    | 96           |
| ST-F 110                          | 950            | 330            | 458            | 318            | 228            | 215            | 205 | 200            | 201      | 457    | 112          |
| ST-F 115                          | 995            | 345            | 474            | 332            | 240            | 225            | 215 | 210            | 211      | 517    | 128          |
| ST-F 120                          | 1035           | 365            | 482            | 347            | 255            | 235            | 225 | 220            | 221      | 578    | 144          |
| ST-F 125                          | 1080           | 375            | 501            | 361            | 266            | 245            | 230 | 230            | 231      | 649    | 164          |
| ST-F 130                          | 1140           | 385            | 524            | 396            | 273            | 257            | 240 | 235            | 237      | 740    | 178          |
| ST-F 135                          | 1185           | 400            | 539            | 410            | 279            | 267            | 250 | 240            | 242      | 825    | 192          |
| ST-F 140                          | 1230           | 415            | 557            | 430            | 290            | 277            | 260 | 250            | 252      | 920    | 215          |
| ST-F 145                          | 1276           | 425            | 575            | 445            | 306            | 287            | 270 | 260            | 262      | 1009   | 239          |
| ST-F 150                          | 1321           | 440            | 587            | 465            | 315            | 297            | 280 | 270            | 272      | 1099   | 265          |





## CUMARU

**Nomes Científicos** *Dipteryx spp.*

**Família** *Fabaceae*

**Origens**  
(mais comuns) Brasil

**Nomes**  
(mais comuns) Cumaru, Cumaru Ferro

**Borve** Branco amarelado, bem diferenciado

**Cerne**

Cor Amarelo acastanhado a castanho avermelhado, com finos veios escuros

Veio/Fio Contrafio frequente, por vezes forte

Grão Médio

Textura Extremamente fina

Medula -



| Transformação         |                                                                                                                                   | Características Tecnológicas                                 |        |
|-----------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|--------|
| <b>Acabamento</b>     | Bom                                                                                                                               | <b>Peso em Verde (Kg/m³)</b>                                 | 1.200  |
| <b>Aparafusamento</b> | Necessita de pré-furação                                                                                                          | <b>Peso a 12% (Kg/m³)</b>                                    | 1.070  |
| <b>Colagem</b>        | Delicada                                                                                                                          | <b>Retração Linear Tangencial (T%)</b>                       | 7,9    |
| <b>Encurvamento</b>   | -                                                                                                                                 | <b>Retração Linear Radial (R%)</b>                           | 5,5    |
| <b>Maquinação</b>     | Dificuldades devido ao contrafio, usar ferramentas adequadas                                                                      | <b>Retração Volumétrica para 1% de Humidade (V%)</b>         | -      |
| <b>Pregagem</b>       | Necessita de pré-furação                                                                                                          | <b>Contração de Ruptura à Compressão Axial (C12) (N/mm²)</b> | 105    |
| <b>Secagem</b>        | Conduzir lentamente, risco de deformações e fendas mais ou menos importantes, risco de cimentação para as espessuras mais grossas | <b>Contração de Ruptura à Tração Axial (C12) (N/mm²)</b>     | -      |
| <b>Serragem</b>       | Necessita de força, efeito desafiante médio                                                                                       | <b>Contração de Ruptura à Flexão Estática (F12) (N/mm²)</b>  | 199    |
| <b>Folha</b>          | Interessante em corte plano                                                                                                       | <b>Módulo de Elasticidade em Flexão (E12) (N/mm²)</b>        | 22.000 |

| Observações                      |                                                                                                               |
|----------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Formas de Comercialização</b> | Prancha                                                                                                       |
| <b>Durabilidade</b>              | Durabilidade natural boa                                                                                      |
| <b>Conservação</b>               | Má impregnação, grande resistência a fungos e a térmitas e boa resistência contra os insectos da madeira seca |
| <b>Outras Considerações</b>      | -                                                                                                             |

### Aplicações mais comuns

Construções Portuárias      Torneados  
Contraplacados  
Decks  
Soalhos

A amostra de madeira reproduzida nesta ficha é meramente exemplificativa, não podendo ser totalmente fiel à realidade da madeira, produto natural e variável no seu aspecto.

**Bibliografia:** Atlas des Bois Tropicaux d'Amérique Latine (édition O.B.T./CIRAD/ATIBT, 1993)

Ficha Técnica

www.ico.pt

América do Sul

FT\_CUM\_ICO010837



| Désignation<br>Designation<br>zeichnung | Valeurs statiques / Section properties / Statistische Kennwerte |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     |                                                       |                                     |                                     |                                     |                |                                     |                                     | Classification<br>EN 1993-1-1: 2005 |                     |      |      |                     |      | EN 10C2 S-2: 2004 | EN 10025-4: 2004 | EN 10225:2001 |  |
|-----------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------------|------|------|---------------------|------|-------------------|------------------|---------------|--|
|                                         | axe fort y-y<br>strong axis y-y<br>starke Achse y-y             |                                     |                                     |                                     |                                     |                                     | axe faible z-z<br>weak axis z-z<br>schwache Achse z-z |                                     |                                     |                                     |                |                                     |                                     |                                     | Pure<br>bending y-y |      |      | Pure<br>compression |      |                   |                  |               |  |
|                                         | G                                                               | I <sub>y</sub>                      | W <sub>ey</sub>                     | W <sub>ey</sub> *                   | I <sub>y</sub>                      | A <sub>e</sub>                      | I <sub>z</sub>                                        | W <sub>oz</sub>                     | W <sub>oz</sub> *                   | I <sub>z</sub>                      | s <sub>x</sub> | I <sub>t</sub>                      | I <sub>h</sub>                      |                                     |                     |      |      |                     |      |                   |                  |               |  |
|                                         | kg/m                                                            | mm <sup>4</sup><br>x10 <sup>4</sup> | mm <sup>3</sup><br>x10 <sup>3</sup> | mm <sup>3</sup><br>x10 <sup>3</sup> | mm <sup>4</sup><br>x10 <sup>4</sup> | mm <sup>2</sup><br>x10 <sup>2</sup> | mm <sup>4</sup><br>x10 <sup>4</sup>                   | mm <sup>3</sup><br>x10 <sup>3</sup> | mm <sup>3</sup><br>x10 <sup>3</sup> | mm <sup>4</sup><br>x10 <sup>4</sup> | mm             | mm <sup>4</sup><br>x10 <sup>4</sup> | mm <sup>4</sup><br>x10 <sup>8</sup> | S235                                | S355                | S450 | S235 | S355                | S450 |                   |                  |               |  |
| IFE AA 80                               | 4,9                                                             | 64,1                                | 16,4                                | 18,9                                | 3,19                                | 3,00                                | 6,35                                                  | 2,98                                | 4,7                                 | 1,04                                | 17,5           | 0,40                                | 0,09                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 1                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE A 80                                | 5,0                                                             | 64,4                                | 16,5                                | 19,0                                | 3,18                                | 3,07                                | 6,35                                                  | 2,98                                | 4,7                                 | 1,04                                | 17,6           | 0,42                                | 0,09                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 1                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE 80                                  | 5,0                                                             | 80,1                                | 20,0                                | 23,2                                | 3,24                                | 3,58                                | 8,49                                                  | 3,69                                | 5,6                                 | 1,05                                | 20,1           | 0,70                                | 0,12                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 1                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE AA 100                              | 5,7                                                             | 135                                 | 27,9                                | 31,9                                | 3,98                                | 4,40                                | 12,6                                                  | 4,57                                | 7,2                                 | 1,21                                | 20,8           | 0,73                                | 0,27                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 1                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE A 100                               | 5,9                                                             | 141                                 | 28,0                                | 33,0                                | 4,01                                | 4,44                                | 13,1                                                  | 4,77                                | 7,5                                 | 1,22                                | 21,2           | 0,77                                | 0,28                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 1                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE 100                                 | 8,1                                                             | 171                                 | 34,2                                | 39,4                                | 4,07                                | 5,08                                | 15,9                                                  | 5,79                                | 9,2                                 | 1,34                                | 23,7           | 1,20                                | 0,35                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 1                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE AA 120                              | 8,4                                                             | 244                                 | 41,7                                | 47,6                                | 4,79                                | 5,36                                | 21,1                                                  | 6,59                                | 10,4                                | 1,41                                | 21,6           | 0,95                                | 0,66                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 1                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE A 120                               | 8,7                                                             | 257                                 | 42,9                                | 49,9                                | 4,82                                | 5,41                                | 22,1                                                  | 7,00                                | 11,0                                | 1,42                                | 22,2           | 1,04                                | 0,71                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 1                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE 120                                 | 10,4                                                            | 313                                 | 53,0                                | 60,7                                | 4,90                                | 6,31                                | 27,7                                                  | 8,65                                | 13,6                                | 1,45                                | 25,2           | 1,74                                | 0,89                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 1                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE AA 140                              | 10,1                                                            | 407                                 | 59,7                                | 67,6                                | 5,64                                | 6,14                                | 33,8                                                  | 9,27                                | 14,5                                | 1,63                                | 22,4           | 1,19                                | 1,40                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 2                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE A 140                               | 10,5                                                            | 435                                 | 63,3                                | 71,6                                | 5,70                                | 6,21                                | 36,4                                                  | 10,0                                | 15,5                                | 1,65                                | 23,2           | 1,36                                | 1,58                                | 1                                   | 1                   | 1    | 1    | 2                   | 3    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE 140                                 | 12,9                                                            | 541                                 | 77,3                                | 88,3                                | 5,74                                | 7,64                                | 44,9                                                  | 12,3                                | 19,3                                | 1,65                                | 26,7           | 2,45                                | 1,98                                | 1                                   | 1                   | 1    | 1    | 1                   | 2    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE AA 160                              | 12,1                                                            | 645                                 | 82,6                                | 93,3                                | 5,47                                | 7,24                                | 51,6                                                  | 12,6                                | 19,6                                | 1,83                                | 23,4           | 1,57                                | 2,93                                | 1                                   | 1                   | -    | 1    | 3                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE A 160                               | 12,7                                                            | 689                                 | 87,8                                | 99,1                                | 5,53                                | 7,80                                | 54,4                                                  | 13,3                                | 20,7                                | 1,83                                | 26,3           | 1,96                                | 3,09                                | 1                                   | 1                   | 1    | 1    | 3                   | 4    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE 160                                 | 15,8                                                            | 863                                 | 109                                 | 124                                 | 5,58                                | 9,66                                | 68,3                                                  | 16,7                                | 25,1                                | 1,84                                | 30,3           | 3,60                                | 3,96                                | 1                                   | 1                   | 1    | 1    | 1                   | 2    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE AA 180                              | 14,9                                                            | 1020                                | 116                                 | 131                                 | 7,32                                | 9,13                                | 78,1                                                  | 17,2                                | 25,7                                | 2,03                                | 27,2           | 2,48                                | 5,64                                | 1                                   | 1                   | -    | 2    | 3                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE A 180                               | 15,4                                                            | 1063                                | 120                                 | 135                                 | 7,37                                | 9,20                                | 81,9                                                  | 18,0                                | 26,0                                | 2,05                                | 27,8           | 2,70                                | 5,93                                | 1                                   | 1                   | 1    | 2    | 3                   | 4    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE 180                                 | 18,8                                                            | 1317                                | 146                                 | 166                                 | 7,42                                | 11,3                                | 101                                                   | 22,2                                | 34,6                                | 2,05                                | 31,8           | 4,79                                | 7,43                                | 1                                   | 1                   | 1    | 1    | 2                   | 3    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE O 180                               | 21,3                                                            | 1505                                | 165                                 | 189                                 | 7,45                                | 12,7                                | 117                                                   | 25,5                                | 39,9                                | 2,08                                | 34,5           | 6,76                                | 8,74                                | 1                                   | 1                   | 1    | 1    | 1                   | 2    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE AA 200                              | 18,0                                                            | 1553                                | 156                                 | 176                                 | 8,19                                | 11,4                                | 112                                                   | 22,4                                | 35,0                                | 2,21                                | 32,0           | 3,84                                | 10,1                                | 1                                   | 1                   | -    | 2    | 4                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE A 200                               | 18,4                                                            | 1591                                | 162                                 | 182                                 | 8,23                                | 11,5                                | 117                                                   | 23,4                                | 35,5                                | 2,23                                | 32,6           | 4,11                                | 10,5                                | 1                                   | 1                   | 1    | 2    | 4                   | 4    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE 200                                 | 22,4                                                            | 1943                                | 194                                 | 221                                 | 8,26                                | 14,0                                | 142                                                   | 28,5                                | 44,6                                | 2,24                                | 36,7           | 6,96                                | 13,0                                | 1                                   | 1                   | 1    | 1    | 2                   | 3    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE O 200                               | 25,1                                                            | 2211                                | 219                                 | 249                                 | 8,32                                | 15,5                                | 169                                                   | 33,1                                | 51,9                                | 2,30                                | 39,3           | 9,45                                | 15,6                                | 1                                   | 1                   | 1    | 1    | 1                   | 2    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE AA 220                              | 21,2                                                            | 2219                                | 205                                 | 230                                 | 9,07                                | 12,8                                | 165                                                   | 29,9                                | 45,5                                | 2,47                                | 33,6           | 5,02                                | 17,9                                | 1                                   | 1                   | -    | 2    | 4                   | -    | ✓                 |                  |               |  |
| IFE A 220                               | 22,2                                                            | 2317                                | 214                                 | 240                                 | 9,05                                | 13,5                                | 171                                                   | 31,2                                | 48,5                                | 2,46                                | 34,5           | 5,60                                | 18,7                                | 1                                   | 1                   | 1    | 2    | 4                   | 4    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE 220                                 | 26,2                                                            | 2772                                | 252                                 | 285                                 | 9,11                                | 15,9                                | 205                                                   | 37,3                                | 59,1                                | 2,48                                | 38,4           | 9,07                                | 22,7                                | 1                                   | 1                   | 1    | 1    | 2                   | 4    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |
| IFE O 220                               | 29,4                                                            | 3134                                | 282                                 | 321                                 | 9,16                                | 17,7                                | 240                                                   | 42,8                                | 65,9                                | 2,53                                | 41,1           | 12,3                                | 26,8                                | 1                                   | 1                   | 1    | 1    | 2                   | 2    | ✓                 | ✓                | ✓             |  |

| Désignation<br>Designation<br>Bezeichnung | Dimensions<br>Abmessungen |         |                      |                      |         |                  | Dimensions de construction<br>Dimensions for detailing<br>Konstruktionsmaße |         |       |                        |                        |                        | Surface<br>Oberfläche  |       |
|-------------------------------------------|---------------------------|---------|----------------------|----------------------|---------|------------------|-----------------------------------------------------------------------------|---------|-------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|-------|
| G<br>kg/m                                 | h<br>mm                   | b<br>mm | t <sub>w</sub><br>mm | t <sub>r</sub><br>mm | r<br>mm | A<br>mm²<br>x10² | h <sub>t</sub><br>mm                                                        | d<br>mm | Ø     | p <sub>min</sub><br>mm | p <sub>max</sub><br>mm | A <sub>L</sub><br>m²/m | A <sub>c</sub><br>m²/t |       |
| IPE AA 240*                               | 24,9                      | 236,4   | 120                  | 4,8                  | 8,0     | 15,0             | 31,7                                                                        | 220,4   | 190,4 | M 12                   | 64                     | 68                     | 0,917                  | 36,86 |
| IPE A 240+                                | 26,2                      | 237     | 120                  | 5,2                  | 8,3     | 15,0             | 33,3                                                                        | 220,4   | 190,4 | M 12                   | 64                     | 68                     | 0,918                  | 35,10 |
| IPE 240                                   | 30,7                      | 240     | 120                  | 6,2                  | 9,8     | 15,0             | 39,1                                                                        | 220,4   | 190,4 | M 12                   | 66                     | 68                     | 0,922                  | 30,02 |
| IPE O 240+                                | 34,3                      | 242     | 122                  | 7,0                  | 10,8    | 15,0             | 43,7                                                                        | 220,4   | 190,4 | M 12                   | 66                     | 70                     | 0,932                  | 27,17 |
| IPE A 270+                                | 30,7                      | 267     | 135                  | 5,5                  | 8,7     | 15,0             | 39,2                                                                        | 249,6   | 219,6 | M 16                   | 70                     | 72                     | 1,037                  | 33,75 |
| IPE 270                                   | 36,1                      | 270     | 135                  | 6,6                  | 10,2    | 15,0             | 45,9                                                                        | 249,6   | 219,6 | M 16                   | 72                     | 72                     | 1,041                  | 28,86 |
| IPE O 270+                                | 42,3                      | 274     | 136                  | 7,5                  | 12,2    | 15,0             | 53,8                                                                        | 249,6   | 219,6 | M 16                   | 72                     | 72                     | 1,051                  | 24,88 |
| IPE A 300+                                | 36,5                      | 297     | 150                  | 6,1                  | 9,2     | 15,0             | 46,5                                                                        | 278,6   | 248,6 | M 16                   | 72                     | 86                     | 1,156                  | 31,65 |
| IPE 300                                   | 42,2                      | 300     | 150                  | 7,1                  | 10,7    | 15,0             | 53,8                                                                        | 278,6   | 248,6 | M 16                   | 72                     | 86                     | 1,160                  | 27,46 |
| IPE O 300+                                | 49,3                      | 304     | 152                  | 8,0                  | 12,7    | 15,0             | 62,8                                                                        | 278,6   | 248,6 | M 16                   | 74                     | 88                     | 1,174                  | 23,81 |
| IPE A 330+                                | 43,0                      | 327     | 160                  | 6,5                  | 10,0    | 18,0             | 54,7                                                                        | 307,0   | 271,0 | M 16                   | 78                     | 96                     | 1,250                  | 29,09 |
| IPE 330                                   | 49,1                      | 330     | 160                  | 7,5                  | 11,5    | 18,0             | 62,6                                                                        | 307,0   | 271,0 | M 16                   | 78                     | 96                     | 1,254                  | 25,52 |
| IPE O 330+                                | 57,0                      | 334     | 162                  | 8,5                  | 13,5    | 18,0             | 72,6                                                                        | 307,0   | 271,0 | M 16                   | 80                     | 98                     | 1,268                  | 22,24 |
| IPE A 360+                                | 50,2                      | 357,6   | 170                  | 6,6                  | 11,5    | 18,0             | 64,0                                                                        | 334,6   | 298,6 | M 22                   | 86                     | 88                     | 1,351                  | 26,91 |
| IPE 360                                   | 57,1                      | 360     | 170                  | 8,0                  | 12,7    | 18,0             | 72,7                                                                        | 334,6   | 298,6 | M 22                   | 88                     | 88                     | 1,353                  | 23,70 |
| IPE O 360+                                | 66,0                      | 364     | 172                  | 9,2                  | 14,7    | 18,0             | 84,1                                                                        | 334,6   | 298,6 | M 22                   | 90                     | 90                     | 1,367                  | 20,69 |
| IPE A 400+                                | 57,4                      | 397     | 180                  | 7,0                  | 12,0    | 21,0             | 73,1                                                                        | 373,0   | 331,0 | M 22                   | 94                     | 98                     | 1,464                  | 25,51 |
| IPE 400                                   | 66,3                      | 400     | 180                  | 8,6                  | 13,5    | 21,0             | 84,5                                                                        | 373,0   | 331,0 | M 22                   | 96                     | 98                     | 1,467                  | 22,12 |
| IPE O 400+                                | 75,7                      | 404     | 182                  | 9,7                  | 15,5    | 21,0             | 96,4                                                                        | 373,0   | 331,0 | M 22                   | 96                     | 100                    | 1,481                  | 19,57 |
| IPE A 450+                                | 67,2                      | 447     | 190                  | 7,6                  | 13,1    | 21,0             | 85,6                                                                        | 420,8   | 378,8 | M 24                   | 100                    | 102                    | 1,603                  | 23,87 |
| IPE 450                                   | 77,6                      | 450     | 190                  | 9,4                  | 14,6    | 21,0             | 98,8                                                                        | 420,8   | 378,8 | M 24                   | 100                    | 102                    | 1,605                  | 20,69 |
| IPE O 450+                                | 92,4                      | 456     | 192                  | 11,0                 | 17,6    | 21,0             | 118                                                                         | 420,8   | 378,8 | M 24                   | 102                    | 104                    | 1,622                  | 17,56 |
| IPE A 500+                                | 79,4                      | 497     | 200                  | 8,4                  | 14,5    | 21,0             | 101                                                                         | 468,0   | 426,0 | M 24                   | 100                    | 112                    | 1,741                  | 21,94 |
| IPE 500                                   | 90,7                      | 500     | 200                  | 10,2                 | 16,0    | 21,0             | 116                                                                         | 468,0   | 426,0 | M 24                   | 102                    | 112                    | 1,744                  | 19,23 |
| IPE O 500+                                | 107                       | 506     | 202                  | 12,0                 | 19,0    | 21,0             | 137                                                                         | 468,0   | 426,0 | M 24                   | 104                    | 114                    | 1,760                  | 16,4  |





SAINT-GOBAIN GLASS PROTECT

# SGG STADIP® / SGG STADIP® PROTECT

*Vidro laminado de segurança*

## Descrição do produto

Os vidros laminados de segurança são compostos por dois ou mais vidros envidraçados através de um ou mais filmes de polivinil butiral (PVB).

Os vidros SGG STADIP são compostos por um único filme de PVB com uma espessura nominal de 0,38 mm distinguindo-se assim dos SGG STADIP PROTECT cujo filme de PVB tem uma espessura nominal de 0,76 mm. Fazendo variar o número e/ou a espessura de cada componente, obtêm-se vidros laminados com diferentes níveis de segurança.

Em caso de rotura do vidro, o ou os filmes de PVB mantêm os fragmentos agregados. No caso duma utilização convencional, a integridade e a resistência residual do vidro mantêm-se até que seja possível substituí-lo.

## Aplicações

### Protecção contra ferimentos.

Em caso de rotura do vidro, os fragmentos continuam agregados ao intercalar. Os vidros SGG STADIP e SGG STADIP PROTECT asseguram a integridade da superfície envidraçada na sua posição de utilização. Esta segurança, frequentemente obrigatória (por ex.: em edifícios públicos, escolas, creches...) acaba por também se justificar no sector residencial onde reforça a segurança dos moradores. A utilização de vidros em coberturas também introduz exigências de segurança, de isolamento térmico reforçado, de protecção solar, etc. A segurança das pessoas é assegurada pela utilização de vidros laminados de segurança (no lado interior da cobertura). Na realidade, no caso de um objecto danificar uma cobertura em vidro, os vidros laminados de segurança SGG STADIP PROTECT retêm o objecto em queda e os fragmentos de vidro. Dependendo da performance específica, os vidros laminados de segurança SGG STADIP PROTECT permitem a realização de obras em conformidade com os requisitos legais impostos aos produtos de vidro aplicados em coberturas.

### Protecção contra a queda de pessoas

Um correcto dimensionamento, uma montagem adequada e suportes cumprindo a regulamentação e as exigências em vigor (EN12600), conferem aos vidros laminados de segurança SGG STADIP ou SGG STADIP PROTECT (dependendo do nível de segurança pretendido):

- estabilidade residual em caso de rotura;
- a retenção do corpo que provocou a rotura do vidro.

A principal aplicação dos vidros laminados de segurança é em paramentos, guarda-corpos, divisórias em vidro e vidros inclinados.

### Protecção contra vandalismo e intrusos

Para garantir a segurança de bens e dos ocupantes de um edifício, pode-se recorrer aos vidros laminados de segurança SGG STADIP PROTECT que, quando integrados em caixilharia adaptada, podem funcionar como importantes elementos de dissuasão.

## Aplicações .../...

Os vidros laminados de segurança *sggSTADIP PROTECT SP* contribuem para a segurança de espaços comerciais e escritórios. Associados a uma eventual protecção complementar, podem ser utilizados em montras e portas de lojas e em portas de acesso e janelas de escritórios, adaptadas aos níveis de protecção requeridos.

• O grau do risco e as exigências regulamentares determinam o nível de protecção a obter e consequentemente o tipo de vidro laminado de segurança *sggSTADIP PROTECT* ou

*sgg STADIP PROTECT SP*. A decisão está ligada à natureza e ao valor dos bens a proteger, ao tipo de edifício (por ex.: edifício com ou sem facilidade de acesso, casa individual...) e à sua localização (por ex.: casa isolada, não isolada, em zona de risco...). A apreciação deste risco deve ser feita caso a caso e tendo em conta eventuais recomendações ou exigências das seguradoras.

### Protecção contra tiros de armas de fogo

Os vidros laminados de segurança *sggSTADIP PROTECT* anti-balas asseguram protecção contra ataques à mão armada (por ex.: estabelecimentos financeiros, bancos, esquadras, instalações governamentais ou militares...). Na versão anti-estilhaço (NS), evitam a projecção de estilhaços para o lado oposto ao do impacto.

Os vidros *sggSTADIP PROTECT HS* resistem às munições de armas ligeiras e de guerra. Os vidros *sgg STADIP PROTECT HC* resistem a munições de armas de caça. Os vidros *sggSTADIP PROTECT FS* associam a resistência a munições de algumas armas de fogo, à protecção contra vandalismo e intrusão. Por isso, aplicam-se quando é necessária multifuncionalidade a nível da segurança e da protecção.

### Protecção contra explosões

A prevenção das consequências duma explosão accidental ou criminal implica a utilização de vidros de protecção contra a pressão gerada por essas explosões. Num meio industrial, nos locais situados em zonas de risco, deverão utilizar-se vidros do tipo *sggSTADIP PROTECT BS*.

### Protecção contra ruído

Os produtos da gama *sggSTADIP* apresentam características de isolamento acústico. Deverão ser utilizados em qualquer aplicação em que sejam requeridas performances elevadas deste tipo de isolamento.

Os vidros laminados acústicos e de segurança *sggSTADIP SILENCE* são utilizados em aplicações em que o isolamento acústico é essencial (por ex.: cabines de tradução simultânea, habitação próxima de aeroportos, de centros urbanos, de caminhos de ferro ou de auto estradas...), sem contudo permitirem concessões aos aspectos de segurança contra choques.

### Protecção contra UV

Os vidros da gama *sggSTADIP*, *sggSTADIP PROTECT* filtram a maioria dos raios UV. São utilizados para protecção máxima de elementos de interior susceptíveis de descoloração por exposição aos raios solares (por ex.: montras de loja, cortinas, tapetes...).

### Pavimentos

*sgg LITE-FLOOR* é um vidro laminado de segurança especialmente concebido e dimensionado para sustentar a circulação de pessoas.

Atenção! O intercalar em polivinil butiral (PVB) tem um comportamento que varia conforme a temperatura a que está submetido. A estabilidade das performances mecânicas dos vidros *sgg STADIP*, e *sgg STADIP PROTECT* está garantida numa gama de temperaturas de 10°C a 45°C medidas no centro do vidro.

## Gama

Na ausência de qualquer outra informação relativa ao tipo de vidro utilizado, a designação *sggSTADIP* ou *sggSTADIP PROTECT* aplica-se aos vidros laminados da gama compostos por vidros incolores *sgg PLANILUX*.

Contudo estes podem incluir outros tipos de vidro na sua composição:

- vidro extra claro *sggDIAMANT*;
- vidro colorido na massa *sggPARSOL*;
- vidro de controlo solar das gamas *sggCOOL-LITE* ou *sggANTELIO*;
- vidro de baixa emissividade *sggPLANITHERM FUTUR N*;
- alguns vidros impressos *sgg DECORGLASS* ou *sgg MASTERGLASS*.

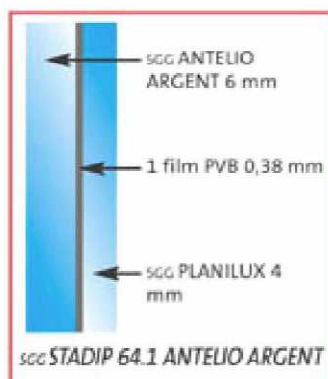
Nestes casos, acrescenta-se o nome do produto a seguir à designação *sggSTADIP* ou *sggSTADIP PROTECT*.

Gama .../...

#### Exemplo

sggSTADIP 64.1 ANTELIO ARGENT é composto por um vidro de controlo solar sggANTELIO ARGENT de 6 mm associado a um vidro sggPLANILUX de 4 mm e um filme PVB de 0,38 mm de espessura.

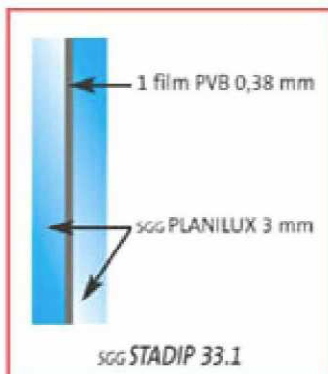
Os filmes PVB estão disponíveis em cores claras, opalinas ou intensas (verssgSTADIP COLOR).



sggSTADIP: protecção contra ferimentos

- Composição: vidro laminado com um único filme PVB de 0,38 mm de espessura.
- Designação: sggSTADIP XX.1 em que X representa a espessura nominal de um vidro;
- o dígito 1 que se segue ao ponto indica a presença de um único filme PVB de 0,38 mm de espessura.

#### Exemplo



sggSTADIP PROTECT: protecção contra a queda de pessoas e protecção de base contra vandalismo e intrusos

- Composição: vidro laminado munido no mínimo de dois filmes PVB de 0,38 mm de espessura ou um filme de 0,76 mm.
  - Designação: sggSTADIP PROTECT XX.Y em que X representa a espessura nominal de um vidro;
- Y indica o número de filmes PVB de 0,38 mm de espessura:  $Y \geq 2$

Gama .../...

| SGG STADIP PROTECT                                        |                |              |                         |
|-----------------------------------------------------------|----------------|--------------|-------------------------|
| Protecção contra a queda de pessoas - Classe EN 12600 1B1 |                |              |                         |
| SGG STADIP PROTECT                                        | Espessura (mm) | Peso (Kg/m²) | Superfície máx.(1) (m²) |
| 33.2 ou 107                                               | 7              | 16           | ≤0,5                    |
| 44.2 ou 209                                               | 9              | 21           | 0,5 < S ≤ 2             |
| 55.2 ou 211                                               | 11             | 26           | 2 < S ≤ 4,5             |
| 66.2 ou 213                                               | 13             | 31           | 4,5 < S ≤ 6             |

| SGG STADIP PROTECT                     |            |                |              |
|----------------------------------------|------------|----------------|--------------|
| Protecção contra vandalismo e intrusos |            |                |              |
| Classe NBN EN 356                      | SGG STADIP | Espessura (mm) | Peso (Kg/m²) |
| P1A                                    | 33.2       | 7              | 16           |
| P2A                                    | 44.2       | 9              | 21           |
| P3A                                    | 44.3       | 9              | 21           |
| P4A                                    | 44.4       | 10             | 22           |

**sggSTADIP PROTECT SP: protecção reforçada contra vandalismo e intrusos**

- Composição: vários componentes vidro associados através de vários filmes PVB de 0,38 mm ou 0,76 mm de espessura.
- Designação:sggSTADIP PROTECT SP XYY em que X define a classe da norma europeia correspondente (EN 356); YY exprime a espessura total do vidro em mm.

As adaptações de sggSTADIP PROTECT SP 150 existem em função das dimensões e solicitações climáticas:

| SGG STADIP PROTECT SP                  |                    |                |              |
|----------------------------------------|--------------------|----------------|--------------|
| Protecção contra vandalismo e intrusos |                    |                |              |
| Classe NBN EN 356                      | SGG STADIP PROTECT | Espessura (mm) | Peso (Kg/m²) |
| P5A                                    | SP 510             | 10             | 23           |
| P6B                                    | SP 615             | 15             | 34           |
| P7B                                    | SP 722             | 22             | 51           |
| P8B                                    | SP 825             | 25             | 53           |

| SGG STADIP PROTECT SP |                |              |
|-----------------------|----------------|--------------|
| SGG STADIP PROTECT    | Espessura (mm) | Peso (Kg/m²) |
| SP 512                | 12             | 28           |
| SP 514                | 14             | 33           |
| SP 518                | 18             | 43           |

Cama .../...



SGG STADIP PROTECT HS, HC e FS: protecção contra ataques à mão armada

- Os vidros SGG STADIP PROTECT HS (elevada segurança) protegem contra munições de armas ligeiras ou outras descritas na norma EN 1063 para as classes BR (ou seja, excepção feita a armas de caça).
- Os vidros SGG STADIP PROTECT HC (calibre de caça) protegem contra as munições de armas de caça (classes SG1 e SG2).
- Composição: diferentes componentes frequentemente com diferentes espessuras associados através de vários filmes PVB de 0,38 mm ou 0,76 mm de espessura.
- Designação: SGG STADIP PROTECT HS XYV (N)S em que X define a classe de norma europeia correspondente (EN 1063) (por ex.: 1 para a BR1); YY define a espessura total do vidro expressa em mm; e NS ou S indica a ausência ou a presença, na ocorrência de um impacto, de estilhaços agressivos do lado protegido.

| SGG STADIP PROTECT HC                   |                    |                |              |
|-----------------------------------------|--------------------|----------------|--------------|
| Protecção contra tiros de armas de fogo |                    |                |              |
| Classe NBN EN 1063                      | SGG STADIP PROTECT | Espessura (mm) | Peso (Kg/m²) |
| BR1 S                                   | HS 133-S           | 13             | 31           |
| BR1 NS                                  | HS 120-NS          | 20             | 48           |
| BR2 S                                   | HS 219-S           | 19             | 44           |
| BR2 NS                                  | HS 234-NS          | 34             | 83           |
| BR3 S                                   | HS 323-S           | 23             | 53           |
| BR3 NS                                  | HS 349-S           | 49             | 119          |
| BR4 S                                   | HS 431-S           | 31             | 73           |
| BR4 NS                                  | HS 454-NS          | 54             | 130          |
| BR5 S                                   | HS 536-S           | 36             | 82           |
| BR5 NS                                  | HS 558-NS          | 58             | 140          |
| BR6 S                                   | HS 647-S           | 47             | 112          |
| BR6 NS                                  | CP-HS 673-NS       | 73             | 149          |
| BR7 S                                   | CP-HS 783-S        | 83             | 176          |
| BR7 NS                                  | HS 787-NS          | 87             | 205          |

Gama .../...

| SGG STADIP PROTECT HC      |                       |                   |                    |
|----------------------------|-----------------------|-------------------|--------------------|
| Protecção contra explosões |                       |                   |                    |
| Classe NBN<br>EN 1063      | SGG STADIP<br>PROTECT | Espessura<br>(mm) | Peso<br>(Kg/m²>2>) |
| SG1 S                      | HC 133-S              | 33                | 75                 |
| SG1 NS                     | HC 171-NS             | 71                | 171                |
| SG2 S                      | HC 247-S              | 47                | 114                |
| SG2 NS                     | CP-HC 284-NS          | 84                | 177                |

- Os vidros SGG STADIP PROTECT FS (segurança total) beneficiam, para além da sua(s) classificação anti-balas (EN 1063), duma classificação de protecção contra vandalismo e intrusão (EN 356). Estes vidros estão recomendados para aplicações multifunções de segurança e de protecção acumulando performances de protecção contra disparos de armas de fogo, vandalismo e intrusão.
- Composição: vários componentes frequentemente de diferente espessura associados através de vários filmes PVB de 0,38 mm ou 0,76 mm de espessura.
- Designação: SGG STADIP PROTECT FS RST.YY (N)S em que R define a classe anti-intrusão do vidro segundo a EN 356; S define a classe anti-balas BR do vidro segundo a EN 1063;

| SGG STADIP PROTECT BS      |                       |                   |                    |
|----------------------------|-----------------------|-------------------|--------------------|
| Protecção contra explosões |                       |                   |                    |
| Classe NBN<br>EN 13541     | SGG STADIP<br>PROTECT | Espessura<br>(mm) | Peso<br>(Kg/m²>2>) |
| ER1 S                      | BS 110-S              | 10                | 22                 |
| RE1 NS                     | BS 118-NS             | 18                | 40                 |
| ER2 S                      | BS 218-S              | 18                | 39                 |
| ER2 NS                     | BS 226-NS             | 26                | 63                 |
| ER3 S                      | BS 331-S              | 31                | 73                 |
| ER4 S                      | BS 427-S              | 27                | 68                 |
| ER4 NS                     | BS 433-NS             | 33                | 83                 |

#### SGG STADIP PROTECT BS: protecção contra explosões

Os vidros SGG STADIP PROTECT BS (segurança à explosão) são testados segundo os requisitos da norma EN 13541 e classificados em 4 categorias. Os vidros laminados de segurança SGG STADIP PROTECT BS estão disponíveis na versão estilhaço (S, estilhaços vulnerantes potencialmente perigosos sob acção da explosão) ou na versão anti-estilhaço (NS, sem estilhaços potencialmente perigosos sob acção da explosão).

#### SGG STADIP SILENCE: Protecção contra ruído

Os vidros laminados acústicos e de segurança SGG STADIP SILENCE melhoram a atenuação do ruído. As suas características mecânicas são idênticas às dos outros vidros da gama SGG STADIP e SGG STADIP PROTECT.

Para a mesma composição, os vidros laminados de segurança SGG STADIP SILENCE oferecem o mesmo tipo de protecção que os vidros laminados de segurança tradicionais.

#### SGG LITE-FLOOR: para pavimentos

A forte resistência mecânica dos vidros SGG STADIP permite a sua aplicação em soluções estruturais. Integrados num sistema completo, os vidros SGG LITE-FLOOR são dimensionados de forma a sustentar as cargas derivadas da utilização prevista.

#### Transformação em fábrica

Os vidros das gamas sGGSTADIP e sGG STADIP PROTECT podem ser:

- manufacturados: após composição se o conjunto dos componentes não for temperado nem endurecido;
  - foscados ou tornados mate por ataque ácido (atenção: este tratamento altera as qualidades mecânicas do produto);
  - termo-endurecidos (sGGPLANIDUR) ou temperados (sGGSECURIT e sGGSECURIPOINT).
- O termo-endurecimento ou a têmpera dos componentes é realizado antes da sua associação em vidro laminado;
- furos ou entalhes. Os componentes base devem ser submetidos a um tratamento térmico antes da sua associação em vidro laminado;
  - dotados duma capa de controlo solar (sGGSTADIP ANTELIO, sGGSTADIP COOL-LITE) ou de baixa emissividade (sGGSTADIP PLANITHERM FUTUR N);
  - montados como vidro de isolamento (sGGCLIMALIT SAFE, sGGCLIMAPLUS SAFE, sGGCLIMALIT PROTECT, sGGCLIMAPLUS PROTECT, sGGCLIMALIT SILENCE, sGG CLIMAPLUS SILENCE).

A transformação dos vidros sGGSTADIP SILENCE é realizada de forma idêntica à de outros vidros da gama sGGSTADIP e sGGSTADIP PROTECT.



*Casa particular - Bruxelas, Bélgica*

#### Montagem em obra

- A montagem de todos os produtos previamente referidos deve ser feita de acordo com os requisitos da norma nas nossas recomendações específicas de montagem. Devem-se privilegiar caixilhos com drenagem. O PVB é um material hidrófilo. O seu contacto prolongado com água estagnada dentro do caixilho pode provocar-lhe alterações. No caso de se realizarem manipulações, é importante preservar a integridade das arestas e dos cantos dos vidros laminados.

- Está interdita a utilização de mastiques com óleo de linhaça. Os mastiques ou outro qualquer produto de estanqueidade susceptível de estar em contacto com o PVB deve ser submetido e satisfazer um teste de compatibilidade físico-química.

- Em qualquer tipo de aplicação, deverá impedir-se que os vidros sGGSTADIP e sGG STADIP PROTECT possam sofrer roturas consecutivas por tensões de origem térmica. Para limitar este risco, deve evitar-se a proximidade de fontes de calor (por ex.: focos luminosos, radiadores, convectores susceptíveis de criar um aquecimento localizado). Também não se deve colocar nenhum filtro ou filme sobre o vidro (publicidade, inscrições, letras coladas, ...).

#### Montagem em obra .../...

- Em complemento das restrições específicas de cada tipo de aplicação, deverá garantir-se que os vidros sggSTADIP e sggSTADIP PROTECT não são expostos a temperaturas superiores a 60°C.
- Quando se utiliza um vidro laminado montado em vidro duplo, deverá ser colocado de preferência do lado interior.
- Para assegurar uma protecção reforçada contra vandalismo, intrusão, tiros de armas de fogo ou explosões, os vidros sggSTADIP PROTECT serão montados em caixilhos apropriados.

Dependendo do tipo de protecção desejada, deverá verificar-se, com base nas normas indicadas, a concordância entre as performances do caixilho seleccionado e o nível de protecção do vidro.

#### Regulamentação

Os produtos da gama sggSTADIP e sggSTADIP PROTECT cumprem os requisitos das normas EN 12543 e EN 14449 e evidenciam marcação CE.

