

# ESTUDO DO DANO E DA SUBSTITUIÇÃO DOS TIRANTES NUMA PONTE ATIRANTADA

**GONÇALO PINTO**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA  
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM  
ENGENHARIA CIVIL



# **ESTUDO DO DANO E DA SUBSTITUIÇÃO DOS TIRANTES NUMA PONTE ATIRANTADA**

**GONÇALO SILVESTRE GOIS PINTO**

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

Assinado por: **Elsa de S Caetano**

Num. de Identificação: BI06941652

Data: 2020.07.22 17:57:52+01'00'

---

Orientadora: Professora Doutora Elsa de S Caetano



JUNHO DE 2020

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2019/2020**

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 - 2019/2020 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2020*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

## **AGRADECIMENTOS**

À Professora Elsa Caetano, orientadora da minha dissertação, agradeço pela disponibilidade, apoio prestado e partilha de conhecimentos e informação, fundamentais para a sua realização.

Aos meus pais, irmão e avó, agradeço pelo incansável apoio incondicional, incentivo e força, indispensáveis para as minhas formações académica e pessoal.

À minha namorada Inês, agradeço a empatia, compreensão, disponibilidade e carinho com que sempre me apoiou.

A todos os meus colegas e amigos, agradeço todo o apoio prestado e companheirismo dedicado na realização do curso ao longo destes anos.



## RESUMO

O desenvolvimento das pontes atirantadas remonta à década de 70, sendo que só no início dos anos 90 foram dados os primeiros passos na análise adequada dos requerimentos de durabilidade específicos a este tipo de pontes. Neste contexto, a Ponte da Figueira da Foz, primeira do seu tipo em Portugal, enquadra-se na tipologia das pontes atirantadas de *primeira geração* (Mathivat, 1994), constituindo-se, em função do reduzido número de tirantes consecutivamente espaçados (de 30 em 30 metros) ao nível do tabuleiro, uma ponte com pouca redundância no que respeita à capacidade de redistribuição de esforços. Com efeito, o colapso da ponte torna-se, mediante a falha de um dos cabos, praticamente inevitável, já que a elevada carga suportada por esse mesmo cabo teria que ser redistribuída pelos poucos tirantes restantes.

A esta tipologia de construção, acresce ainda que a ponte em estudo se encontra inserida em ambiente marítimo, com as fundações e vigas de travamento das torres da ponte em contacto direto com a água. De facto, tais condições de exposição sujeitam a estrutura a ações agressivas, entre as quais a penetração, no interior do betão, de cloretos provenientes do meio exterior (tanto da água do estuário, como da própria atmosfera envolvente. Assim, importa salientar que alguns dos tirantes podem já apresentar algum dano em função do ambiente agreste em que a obra se localiza e do envelhecimento natural a que a mesma está sujeita. Realmente, apesar de os cabos manterem a proteção de galvanização, a sua pintura exhibe, genericamente, alguma degradação, passível de observar pelo aparecimento de líquenes e de alguns fios de aço já partidos no interior dos feixes de ancoragem ao tabuleiro.

Neste âmbito, e uma vez que o tempo de vida útil desta obra de arte está longe de ser atingido, urge a necessidade de substituir os tirantes existentes e, portanto, de analisar criteriosa e meteticulosamente a solução de reparação a implementar, visto que soluções sem uma sólida fundamentação científica podem incrementar o risco de acidentes na estrutura. Deste modo, cumpre destacar que, nas pontes de tirantes antigas, a separação e substituição dos cabos não era considerada na fase de projeto, pelo que o tabuleiro e os cabos adjacentes não são capazes de aguentar as cargas resultantes da ausência de um cabo. Assim, revela-se necessária, na generalidade dos casos, a instalação de um sistema de cabos temporários nas proximidades dos tirantes a remover, já que facilita os trabalhos de reabilitação e minimiza a variação de tensões na estrutura durante a substituição.

Em face do exposto, o presente trabalho visa estudar os potenciais efeitos do dano decorrente da degradação dos tirantes da ponte, com recurso a uma análise estruturada da margem de segurança existente e a uma investigação minuciosa das diferentes opções para a substituição dos cabos na estrutura em causa. De facto, desde a entrada da ponte em funcionamento que se têm vindo a evidenciar sinais da progressiva degradação ao nível de diversos elementos estruturais, o que culminou na necessidade de proceder a um conjunto de estudos com vista à reabilitação da obra. Assim, e dado que a única reabilitação relevante ocorreu há cerca de 15 anos, pretende-se sensibilizar os leitores para a eventual necessidade de reforço estrutural pela substituição e/ou modificação do sistema de atirantamento e de apoio do tabuleiro.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pontes atirantadas, Tirantes, Dano, Substituição, Reabilitação, (Segurança)



## **ABSTRACT**

The development and construction of cable-stayed bridges had its origins in the 70's and, until the early 90's, their specific durability requirements were not properly assessed. The Figueira da Foz Bridge, the first of its kind in Portugal, belongs to the first generation of cable-stayed bridges (Mathivat, 1994), which typically implies a reduced number of stays (in this case spaced consecutively every 30 m at the deck level) and, therefore, a bridge with low redundancy concerning the loads redistribution capacity. In such a context, the bridge collapse becomes, upon failure of one of the cables, practically inevitable, given the massive load that needs to be distributed by the few remaining stays.

Besides, the cable-stayed bridge under analysis is located in a maritime climate, with the foundations and the crossing beams of the bridge towers in direct contact with the water. Such exposure places the structure under aggressive climate conditions, such as the infiltration, into the concrete, of chlorides from the external environment (from both the estuary water and the surroundings of the construction site). Considering this, it is plausible that some of the stays are, due to the rough environmental conditions and the natural aging process, already damaged. In fact, despite the cables' galvanization protection being intact, the painting reveals a considerable degree of deterioration, which becomes evident by the presence of lichens and the broken steel wires inside the anchorage bucket to the deck.

As the expected lifetime of this work of art is far from being met, it becomes utterly important to proceed with the replacement of the existing stays and, thus, with a meticulous analysis on the subject, as impulsive or undocumented repair solutions might increase the risk of an accident taking place within the structure. Indeed, in older cable-stayed bridges, neither the separation nor the replacement of the cables was considered in the design phase, hence indicating that the deck and the adjacent cables are unprepared and unfit to sustain the loads that arise in the absence of a cable. As a result, most cases require the installation of a temporary cable system near the stays to remove, facilitating the rehabilitation works and minimizing the stress variation in the structure during the process of stays' replacement.

Under the described scenario, this study intends to analyze the potential damage effects arising from the degradation of the bridge stays and includes the evaluation of the existing safety margin, as well as the investigation of multiple options for the replacement of the cables in this structure. Admittedly, the bridge under analysis has been showing signs of progressive degradation in several structural elements from an early stage, which led to several studies on the rehabilitation of construction. Once the only consistent action in this matter occurred about 15 years ago, the author intends to raise awareness of the eventual need for structural strengthening through the replacement and/or modification of both the stay cable system and the deck support.

**KEYWORDS:** Cable-stayed bridge, Stay cable, Damage, Replacement, Rehabilitattion, (Safety)



## ÍNDICE GERAL

|                                                              |        |
|--------------------------------------------------------------|--------|
| <b>AGRADECIMENTOS</b> .....                                  | i      |
| <b>RESUMO</b> .....                                          | iii    |
| <b>ABSTRACT</b> .....                                        | v      |
| <br><b>1. INTRODUÇÃO</b> .....                               | <br>1  |
| 1.1 PREÂMBULO .....                                          | 1      |
| 1.2 OBJETIVOS .....                                          | 1      |
| 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....                         | 2      |
| <br><b>2. ESTADO DE ARTE</b> .....                           | <br>3  |
| 2.1 HISTÓRIA CONSTRUTIVA .....                               | 3      |
| 2.2 SISTEMA ESTRUTURAL .....                                 | 12     |
| 2.2.1 DISPOSIÇÃO GERAL .....                                 | 12     |
| 2.2.2 ARRANJO DE TIRANTES .....                              | 13     |
| 2.2.2.1 Arranjo transversal de tirantes .....                | 14     |
| 2.2.2.2 Arranjo longitudinal de tirantes .....               | 15     |
| 2.2.3 RÁCIO ENTRE VÃOS LATERAIS E CENTRAL .....              | 16     |
| 2.2.4 ALTURA, FORMATO E RIGIDEZ DAS TORRES .....             | 17     |
| 2.2.5 TABULEIRO .....                                        | 21     |
| 2.3 TIRANTES E ANCORAGENS .....                              | 29     |
| 2.4 PROCESSO CONSTRUTIVO .....                               | 32     |
| <br><b>3. CASO DE ESTUDO</b> .....                           | <br>35 |
| 3.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DA PONTE DA FIGUEIRA DA FOZ ..... | 35     |
| 3.2 PONTE DE TIRANTES .....                                  | 36     |
| 3.2.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS .....                           | 36     |
| 3.2.2 TABULEIRO .....                                        | 37     |
| 3.2.3 TIRANTES E ANCORAGENS .....                            | 38     |
| 3.2.4 TORRES .....                                           | 39     |
| 3.3 VIADUTOS DE ACESSO .....                                 | 40     |
| 3.4 REGULAMENTAÇÃO ATUAL VS. ADOTADA NO PROJETO .....        | 42     |
| 3.4.1 GENERALIDADES .....                                    | 42     |
| 3.4.2 AÇÕES EM PONTES E VIADUTOS .....                       | 42     |
| 3.4.2.1 Ações permanentes .....                              | 44     |
| 3.4.2.2 Sobrecargas rodoviárias .....                        | 44     |
| 3.4.2.3 Vento .....                                          | 45     |

|                                                               |           |
|---------------------------------------------------------------|-----------|
| 3.4.2.4 Variação de temperatura .....                         | 47        |
| 3.4.2.5 Sismos .....                                          | 47        |
| <b>3.5 INSPEÇÕES E REABILITAÇÕES .....</b>                    | <b>49</b> |
| 3.5.1 INSPEÇÃO DE 1997-1998 POR RITO ET AL. (1998) .....      | 49        |
| 3.5.2 REABILITAÇÃO DE 2005 POR RITO E APPLETON (2005) .....   | 49        |
| 3.5.3 INSPEÇÃO DE 2012-2013 POR RITO E BISPO (2013) .....     | 50        |
| <b>3.6 PERTINÊNCIA DO ESTUDO E OBJETIVOS .....</b>            | <b>51</b> |
| <b>4. MODELAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DE SEGURANÇA .....</b>     | <b>53</b> |
| <b>4.1 MODELO ESTRUTURAL .....</b>                            | <b>53</b> |
| 4.1.1 GENERALIDADES .....                                     | 53        |
| 4.1.2 TABULEIRO .....                                         | 55        |
| 4.1.3 TORRES E FUNDAÇÕES .....                                | 56        |
| 4.1.4 TIRANTES E SELAS .....                                  | 58        |
| <b>4.2 CALIBRAÇÃO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA .....</b>             | <b>59</b> |
| 4.2.1 ANÁLISE ESTÁTICA .....                                  | 59        |
| 4.2.1.1 Análise linear .....                                  | 59        |
| 4.2.1.2 Análise não-linear .....                              | 61        |
| 4.2.2 ANÁLISE DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS .....                | 63        |
| <b>4.3 ANÁLISE DE SEGURANÇA .....</b>                         | <b>64</b> |
| 4.3.1 ASPETOS GERAIS .....                                    | 64        |
| 4.3.2 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NOS TIRANTES .....             | 65        |
| 4.3.3 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NO TABULEIRO .....             | 66        |
| 4.3.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NAS TORRES .....               | 68        |
| <b>5. DANO E SUBSTITUIÇÃO DE TIRANTES .....</b>               | <b>71</b> |
| <b>5.1 SUBSTITUIÇÃO DE TIRANTES NA PONTE ATIRANTADA .....</b> | <b>71</b> |
| 5.1.1 INTRODUÇÃO .....                                        | 71        |
| 5.1.2 METODOLOGIA DE SUBSTITUIÇÃO DE TIRANTES .....           | 72        |
| 5.1.2.1 Avaliação da estrutura .....                          | 72        |
| 5.1.2.2 Modelação numérica .....                              | 72        |
| 5.1.2.3 Cabos temporários .....                               | 73        |
| 5.1.2.4 Destensionamento e desmontagem dos tirantes .....     | 74        |
| 5.1.3 DESCRIÇÃO DE SOLUÇÕES ADOTADAS .....                    | 74        |
| 5.1.3.1 Ponte de <i>Ewijk</i> .....                           | 74        |
| 5.1.3.2 Ponte <i>Hale Boggs</i> .....                         | 78        |
| 5.1.3.3 Ponte de <i>Rande</i> .....                           | 80        |
| <b>5.2 DISCUSSÃO DE RESULTADOS .....</b>                      | <b>83</b> |
| 5.2.1 AVALIAÇÃO DA ESTRUTURA .....                            | 83        |

|                                               |           |
|-----------------------------------------------|-----------|
| 5.2.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA .....                | 84        |
| 5.2.2.1 Introdução .....                      | 84        |
| 5.2.2.2 Substituição de tirantes curtos ..... | 85        |
| 5.2.2.3 Substituição de tirantes médios ..... | 87        |
| 5.2.2.4 Substituição de tirantes longos ..... | 88        |
| 5.2.3 SOLUÇÕES DE REABILITAÇÃO .....          | 91        |
| <b>6. CONCLUSÕES .....</b>                    | <b>93</b> |
| <b>6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>         | <b>93</b> |
| <b>6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>     | <b>94</b> |
| <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>       | <b>95</b> |



## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1: Conceção primitiva de cordas como tirantes nas embarcações egípcias (Leonhardt e Zellner, 1991). .....                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 3  |
| Figura 2: Proposta de Verantius (Itália, 1617) (Caetano, 2000). .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 4  |
| Figura 3: Proposta de Löscher (Alemanha, 1784) totalmente em madeira com vista longitudinal e em planta, respetivamente (Caetano, 2000). .....                                                                                                                                                                                                                                                       | 4  |
| Figura 4: Ponte ferroviária de <i>Niagara Falls</i> (EUA, 1855) (Bierstadt, 2004). .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | 5  |
| Figura 5: Ponte de <i>Brooklyn</i> (EUA, 1883) (Janberg, 2016). .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 6  |
| Figura 6: Ponte de <i>Strömsund</i> (Suécia, 1955). Exemplo de torres compostas por pórticos metálicos fundados em maciços de betão armado (Lindahl, 2010). .....                                                                                                                                                                                                                                    | 7  |
| Figura 7: Família de pontes atirantadas em <i>Düsseldorf</i> (Caetano, 2000). .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 8  |
| Figura 8: Ponte <i>General Rafael Urdaneta</i> (Venezuela, 1962): (a) Vista geral (Pozo, 2009); (b) Exemplo de torres rígidas em <i>W</i> (Benson, 2018). .....                                                                                                                                                                                                                                      | 9  |
| Figura 9: Viaduto de Polcevera (Itália, 1967): (a) Vista geral (Papalini, 2010); (b) Colapso de 2018 originou 43 vítimas mortais (Merzagora, 2019). .....                                                                                                                                                                                                                                            | 9  |
| Figura 10: Ponte Wadi Kuf (Líbia, 1972): (a) Vista geral (ANON, 1971); (b) Exemplo de cabos pré-esforçados envolvidos numa camada de betão (Krewi, 2013). .....                                                                                                                                                                                                                                      | 9  |
| Figura 11: Ponte de Brotonne (França, 1977). Exemplo do sistema de suspensão parcial (Bourret, 2006). .....                                                                                                                                                                                                                                                                                          | 10 |
| Figura 12: Ponte de Barrios de Luna (Espanha, 1983). Exemplo de um plano vertical de tirantes (Brigido, 2014). .....                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 11 |
| Figura 13: Caminhos de forças em pontes atirantadas: (a) Ancoragem no solo; (b) Ancoragem no encontro (Pacheco, 2019). .....                                                                                                                                                                                                                                                                         | 12 |
| Figura 14: Disposição de vãos: (a) Vão triplo convencional; (b) Vão duplo simétrico; (c) Vão duplo antissimétrico; (d) Vão único; (e) Vãos múltiplos (Caetano, 2000). .....                                                                                                                                                                                                                          | 13 |
| Figura 15: Arranjo transversal dos tirantes: (a) Pano único vertical; (b) Pano duplo vertical; (c) Pano duplo inclinado; (d) Pano duplo com interseção; (e) Pano duplo com pares de cabos para evitar excentricidade nas ancoragens; (f) Pano triplo vertical; (g) Pano quádruplo (Caetano, 2000). .....                                                                                             | 14 |
| Figura 16: Arranjo longitudinal dos tirantes: (a) Configuração em harpa; (b) Configuração radial; (c) Configuração em leque (Caetano, 2000). .....                                                                                                                                                                                                                                                   | 16 |
| Figura 17: Ponte de Barrios de Luna - desenvolvimento longitudinal. Exemplo de ancoragens ao solo dos cabos de retenção para vãos laterais muito curtos (Leonhardt e Zellner, 1991). .....                                                                                                                                                                                                           | 17 |
| Figura 18: Viaduto de acesso de betão como zona de ancoragem para os tirantes de uma ponte leve em aço (Leonhardt e Zellner, 1991). .....                                                                                                                                                                                                                                                            | 17 |
| Figura 19: Quantidade de tirantes em função da altura relativa das torres (Leonhardt e Zellner, 1991). .....                                                                                                                                                                                                                                                                                         | 18 |
| Figura 20: Arranjo transversal das torres: (a) Mastro; (b) Dois pilares verticais conectados ao nível do tabuleiro; (c) Formato em <i>H</i> ; (d) (e) (f) Modificações do formato em <i>H</i> ; (g) Formato em <i>Y</i> invertido; (h) Formato em <i>A</i> ; (i) Formato em $\Delta$ ; (j) Formato em <i>diamante</i> ; (k) Formato em <i>diamante</i> com travamento no topo (Caetano, 2000). ..... | 19 |
| Figura 21: Ponte <i>Kniebrücke</i> (Alemanha, 1969). Exemplo de pilares esbeltos num sistema de suspensão lateral em harpa (Janberg, 2012). .....                                                                                                                                                                                                                                                    | 20 |
| Figura 22: Ponte de <i>Farø</i> (Dinamarca, 1984). Exemplo de torres com formato em <i>diamante</i> (Kramarczik, 2012). .....                                                                                                                                                                                                                                                                        | 21 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                             |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 23: Tipos de tabuleiros metálicos: (a) com vigas em I; (b) em caixão; (c) (d) (e) (f) com modificações de caixões; (g) (h) (i) com treliças (Caetano, 2000).                                                                                                                         | 22 |
| Figura 24: Secção transversal com laje rígida para pontes rodoviárias (Leonhardt, 1987).                                                                                                                                                                                                    | 22 |
| Figura 25: Ponte <i>Evrípos</i> (Grécia, 1992). Exemplo de tabuleiro pré-esforçado com espessura reduzida (Bjertnæs, 2014).                                                                                                                                                                 | 23 |
| Figura 26: Secção transversal para largura > 20 m, vãos até 500 m (Leonhardt e Zellner, 1991).                                                                                                                                                                                              | 24 |
| Figura 27: Secção transversal da Ponte <i>Pasco-Kennewick</i> (EUA, 1978) (Leonhardt e Zellner, 1991).                                                                                                                                                                                      | 24 |
| Figura 28: Secção transversal da Ponte de <i>Brotonne</i> (França, 1977) (Leonhardt e Zellner, 1991).                                                                                                                                                                                       | 24 |
| Figura 29: Secções em caixão de betão armado pré-esforçado (Caetano, 2000).                                                                                                                                                                                                                 | 25 |
| Figura 30: Ponte <i>Alex Fraser</i> (Canadá, 1986): (a) Vista geral (Cortright, 1995); (b) Secção transversal do tabuleiro (Taylor, 1991).                                                                                                                                                  | 26 |
| Figura 31: Ponte da Normandia (França, 1994): (a) Exemplo de torre em Y invertido (Janberg, 2010); (b) Secção transversal dos viadutos de acesso em betão (em cima) e do vão central em aço (em baixo) (Virlogeux et al., 1994); (c) Desenvolvimento longitudinal (Virlogeux et al., 1994). | 27 |
| Figura 32: Terceira Ponte de Bósforo (Turquia, 2016): (a) Vista geral (Klein, 2017); (b) Desenvolvimento longitudinal (Astaldi, 2017); (c) Secção transversal do tabuleiro (Klein, 2017); (d) Exemplo de torre em A (Klein, 2017).                                                          | 29 |
| Figura 33: Tipos de tirantes: (a) Cordões em espiral; (b) Cordões em paralelo; (c) Cordões “locked coil” (Caetano, 2000).                                                                                                                                                                   | 30 |
| Figura 34: Ancoragens no tabuleiro: (a) Encaixe de zinco; (b) Encaixe “Hi-Am” (Caetano, 2000).                                                                                                                                                                                              | 31 |
| Figura 35: Detalhas de ancoragens dos cabos: (a) Tabuleiro - Encaixe “Hi-Am”; (b) Torre (Leonhardt e Zellner, 1991).                                                                                                                                                                        | 32 |
| Figura 36: Métodos de construção: (a) Vãos laterais em apoios provisórios – Ponte <i>Friedrich Ebert</i> (Alemanha, 1967); (b) Avanços sucessivos – Ponte de <i>Zárate-Brazo Largo</i> (Argentina, 1977) (Leonhardt e Zellner, 1991).                                                       | 33 |
| Figura 37: Ações na fase construtiva: “bolha” de momentos negativos condicionantes para o tabuleiro, uma vez que grande parte do mesmo fica com predominância de momentos positivos na fase de serviço (Pacheco, 2019).                                                                     | 34 |
| Figura 38: Ponte da Figueira da Foz e Viadutos de acesso (Portugal, 1982): (a) Vista geral (Rito e Appleton, 2005); (b) Desenvolvimento longitudinal (Rito et al., 1998).                                                                                                                   | 35 |
| Figura 39: Ponte Edgar Cardoso (Portugal, 1982): (a) Vista geral (Cortright, 2007); (b) Alçado longitudinal (Rito et al., 1998); (c) Planta (Rito et al., 1998).                                                                                                                            | 36 |
| Figura 40: Tabuleiro: (a) Secção transversal (Rito et al., 1998); (b) Vista inferior – estrutura metálica (Rito e Bispo, 2013).                                                                                                                                                             | 38 |
| Figura 41: Geometria e principais dimensões das torres (Rito et al., 1998).                                                                                                                                                                                                                 | 39 |
| Figura 42: Corte longitudinal e planta do viaduto da margem direita (Rito et al., 1998).                                                                                                                                                                                                    | 40 |
| Figura 43: Vista inferior da ponte e do viaduto da margem esquerda em curva (Caetano, 2018).                                                                                                                                                                                                | 41 |
| Figura 44: Detalhe do encontro “harmónico” da margem direita (Caetano, 2018).                                                                                                                                                                                                               | 41 |
| Figura 45: Representação das forças concentradas de modo a maximizar o momento fletor no vão central.                                                                                                                                                                                       | 45 |
| Figura 46: Vista geral da ponte em reparação e das plataformas de trabalho (Rito e Appleton, 2005).                                                                                                                                                                                         | 50 |
| Figura 47: Reabilitação geral das selas de desvio (Rito e Appleton, 2005).                                                                                                                                                                                                                  | 50 |
| Figura 48: Vista geral do modelo de cálculo tridimensional realizado no SAP2000.                                                                                                                                                                                                            | 54 |
| Figura 49: Detalhe do tabuleiro: Elementos de barra a azul e elementos de casca a vermelho.                                                                                                                                                                                                 | 55 |

|                                                                                                                                                                                                          |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 50: Características geométricas e mecânicas da secção transversal da estrutura metálica do tabuleiro (Rito et al., 1998).                                                                         | 56 |
| Figura 51: Secção transversal retangular oca das torres (Cardoso, 1977).                                                                                                                                 | 57 |
| Figura 52: Detalhe da torre Norte: (a) Vista <i>standard</i> ; (b) Vista <i>extrude</i> .                                                                                                                | 57 |
| Figura 53: Selas de apoio dos cabos nas torres: (a) Longos; (b) Médios; (c) Curtos (Cardoso, 1977).                                                                                                      | 58 |
| Figura 54: Posicionamento das selas e calços da torre Norte: (a) Projeto de Cardoso (1977); (b) Modelo de cálculo.                                                                                       | 59 |
| Figura 55: Deformada da ponte em análise linear.                                                                                                                                                         | 61 |
| Figura 56: Deformada da ponte em análise não-linear.                                                                                                                                                     | 63 |
| Figura 57: Número de fios por cabo e respetiva enumeração (Rito et al., 1998).                                                                                                                           | 65 |
| Figura 58: Verificação de segurança do tabuleiro: (a) Identificação das secções de cálculo do tabuleiro; (b) Tensões normais de cálculo no Anteprojeto (Rito et al., 1998).                              | 67 |
| Figura 59: Esquema com a localização e identificação de secções analisadas (Rito et al., 1998).                                                                                                          | 70 |
| Figura 60: Mecanismo de concentração de tensão no cabo longo mais antigo devido à diferença de rigidez dos cabos (Mellier, 2011).                                                                        | 73 |
| Figura 61: Viga de travamento ancorando cabos temporários (Mellier, 2011).                                                                                                                               | 73 |
| Figura 62: Ponte de <i>Ewijk</i> (Holanda, 1976). Vista geral antes dos trabalhos de reabilitação (Apdency, 2012).                                                                                       | 74 |
| Figura 63: Detalhes dos cabos: (a) Torre; (b) Tabuleiro (Lavery et al., 2013).                                                                                                                           | 75 |
| Figura 64: Detalhes das selas dos cabos: (a) Sela superior; (b) Sela inferior (Lavery et al., 2013).                                                                                                     | 76 |
| Figura 65: Representação esquemática da substituição dos tirantes na sela superior (Lavery et al., 2013).                                                                                                | 76 |
| Figura 66: Sequência de substituição adotada (Lavery et al., 2013).                                                                                                                                      | 77 |
| Figura 67: Ponte <i>Hale Boggs</i> (EUA, 1983): (a) Vista geral; (b) Detalhe das secções gémeas do tabuleiro durante a construção (Mehrabi et al., 2010).                                                | 78 |
| Figura 68: Dano nos tirantes: (a) Abertura no tubo de polietileno resultante em corrosão dos fios; (b) Separação das ligações entre os tubos (Mehrabi et al., 2010).                                     | 78 |
| Figura 69: Representação esquemática da metodologia construtiva (Mehrabi et al., 2010).                                                                                                                  | 79 |
| Figura 70: Ponte de <i>Rande</i> (Espanha, 1977). Vista geral antes dos trabalhos de reabilitação (Kanakaris-Wirtl, 2009).                                                                               | 80 |
| Figura 71: Secção transversal do novo tabuleiro lateral (Serrano-Corral et al., 2019).                                                                                                                   | 81 |
| Figura 72: Comportamento estrutural após reabilitação (Serrano-Corral et al., 2019).                                                                                                                     | 82 |
| Figura 73: Processo de reabilitação: (a) Elevação de uma peça da nova ancoragem metálica; (b) Elevação típica de segmentos (Serrano-Corral et al., 2019).                                                | 83 |
| Figura 74: Ponte de <i>Rande</i> (Espanha, 1977). Vista geral após os trabalhos de reabilitação (Serrano-Corral et al., 2019).                                                                           | 83 |
| Figura 75: Condição externa de alguns tirantes: (a) Superfície exterior de tirante; (b) Degradação da pintura, queimadura; (c) Deposição de areia e resíduos nas aberturas do tabuleiro (Caetano, 2018). | 84 |



## ÍNDICE DE TABELAS

|                                                                                                                                                                    |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabela 1: Características mecânicas dos tirantes (Caetano, 2018).                                                                                                  | 38 |
| Tabela 2: Análise e comparação entre a regulamentação atual e a adotada no projeto.                                                                                | 48 |
| Tabela 3: Síntese das estimativas de força instalada por Caetano (2018) e comparação com as obtidas no modelo numérico devido às cargas permanentes.               | 62 |
| Tabela 4: Frequências e configurações modais identificadas experimentalmente (LNEC, 1997) e obtidas no modelo numérico.                                            | 64 |
| Tabela 5: Verificação de segurança dos tirantes no Anteprojeto (Rito et al., 1998).                                                                                | 65 |
| Tabela 6: Verificação de segurança nos tirantes em estado limite último de resistência (EC).                                                                       | 66 |
| Tabela 7: Tensões normais de cálculo nas vigas longitudinais para estado limite último de resistência (EC).                                                        | 68 |
| Tabela 8: Esforços de cálculo de flexão longitudinal, compressão axial e corte registados no Anteprojeto (Rito et al., 1998).                                      | 69 |
| Tabela 9: Capacidade de carga vertical dos cilindros de fundação das torres e correspondentes coeficientes de segurança segundo o Anteprojeto (Rito et al., 1998). | 69 |
| Tabela 10: Esforços característicos de flexão, tração e compressão axiais nas torres.                                                                              | 70 |
| Tabela 11: Conjunto de tirantes curtos removidos e acréscimo de força nos restantes comparativamente à força registada para ações permanentes.                     | 85 |
| Tabela 12: Esforços de cálculo nos tirantes condicionantes para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).                                  | 86 |
| Tabela 13: Tensões normais de cálculo nas vigas longitudinais para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).                               | 86 |
| Tabela 14: Conjunto de tirantes médios removidos e acréscimo de força nos restantes comparativamente à força registada para ações permanentes.                     | 87 |
| Tabela 15: Esforços de cálculo nos tirantes condicionantes para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).                                  | 88 |
| Tabela 16: Tensões normais de cálculo nas vigas longitudinais para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).                               | 88 |
| Tabela 17: Conjunto de tirantes longos removidos e acréscimo de força nos restantes comparativamente à força registada para ações permanentes.                     | 89 |
| Tabela 18: Esforços de cálculo nos tirantes condicionantes para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).                                  | 90 |
| Tabela 19: Tensões normais de cálculo nas vigas longitudinais para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).                               | 90 |
| Tabela 20: Conjunto de tirantes removidos e variações dos deslocamentos associados para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).          | 90 |



# 1.

## INTRODUÇÃO

### 1.1 PREÂMBULO

Na última década, inspeções detalhadas de pontes atirantadas por todo o mundo evidenciaram danos sérios nos cabos como aberturas nos tubos de proteção, corrosão precoce e deterioração por fadiga, que afetam a segurança e o período de vida da ponte. Atualmente, o comportamento destas estruturas e dos seus cabos é relativamente complexo e influenciado pelas condições ambientais e de exploração da obra. De facto, o tempo de vida útil destas estruturas está longe de ser atingido, o que implica a necessidade de substituição dos tirantes existentes.

A Ponte da Figueira da Foz encontra-se inserida em ambiente marítimo, estando as fundações e vigas de travamento das torres da ponte em contacto direto com a água. As inspeções mais recentes desta obra identificaram que estava patente algum dano nos tirantes, como a presença de fios de aço partidos e uma degradação geral da sua pintura, resultando numa possível perda de secção e gerando uma incerteza quanto à capacidade real resistente destes elementos.

Adicionalmente, esta obra de arte integra-se na estrada nacional EN109 e constitui uma ligação regional crítica com o Porto da Figueira da Foz. Deste modo, revela-se um ponto de passagem obrigatório para o tráfego que tem como origem e/ou destino este Porto, levando a uma travessia constante de camiões bastante sobrecarregados, capazes de provocar um efeito de variação de tensões e instalar dano nos tirantes, uma vez que estes não foram dimensionados para os níveis de carregamento atuais.

Nas pontes de tirantes antigas, a separação e substituição dos cabos não foi considerada na fase de projeto e, portanto, o tabuleiro e os cabos adjacentes não são capazes de aguentar as cargas quando um tirante está em falta. Assim sendo, na generalidade dos casos, revela-se necessária a instalação de um sistema de cabos temporários nas proximidades dos tirantes a remover.

### 1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal desta dissertação passa pelo estudo dos potenciais efeitos do dano decorrente da degradação dos tirantes na Ponte da Figueira da Foz, contemplando a análise da margem de segurança existente e a investigação das diferentes opções relativas à substituição dos cabos nesta estrutura.

Neste contexto, o estudo da ponte existente realizar-se-á através de uma análise numérica, com recurso ao software SAP2000 para determinação dos esforços nos diferentes elementos estruturais da obra, de modo a avaliar detalhadamente a estrutura na etapa de ausência de tirantes, prévia à instalação dos novos, uma vez que se revela a mais condicionante em termos de repartições de forças pela estrutura existente.

### **1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação está dividida em 6 capítulos. O primeiro capítulo apresenta uma introdução aos assuntos abordados no presente trabalho, nomeadamente o dano e a substituição dos tirantes numa ponte atirantada, introduzindo a estrutura considerada neste caso de estudo e a definição dos objetivos principais a serem atingidos no desenvolvimento desta dissertação.

No capítulo 2, designado de “Estado de Arte”, são apresentadas as pontes atirantadas descrevendo a sua história construtiva, o seu sistema estrutural, os tirantes e ancoragens mais usuais e o processo construtivo deste tipo de estruturas.

No 3º capítulo, intitulado de “Caso de Estudo”, é apresentada uma descrição da Ponte da Figueira da Foz, desde as fundações ao topo das torres. Em seguida, compara-se a regulamentação atual com a adotada no projeto e as suas implicações na definição dos valores das ações. Por fim, são salientadas as inspeções e reabilitações relevantes já ocorridas nesta ponte.

No capítulo 4, referente ao estudo numérico e verificação de segurança, procede-se à descrição da modelação numérica, desde a escolha do software às considerações na simulação da estrutura. Adicionalmente, caracteriza-se a resposta estrutural da ponte às diversas ações e combinações, finalizando com a análise de segurança nos tirantes, tabuleiro e torres.

No 5º capítulo, denominado de “Dano e Substituição dos Tirantes”, é exposta uma metodologia de substituição de tirantes e são descritas algumas soluções previamente adotadas. Seguidamente, são discutidos os resultados obtidos no modelo numérico e apresentadas as possíveis propostas de soluções de reabilitação para esta estrutura.

Finalmente, no capítulo 6, são sumarizadas as principais conclusões alcançadas no estudo desenvolvido e sugestões que poderão vir a ser desenvolvidas em trabalhos futuros sobre esta ponte.

## 2. ESTADO DE ARTE

### 2.1 HISTÓRIA CONSTRUTIVA

O conceito de suportar uma viga com cordas inclinadas ou com correntes pendentes de um mastro remonta ao tempo egípcio, no qual, tais sistemas eram usados nos seus navios de navegação (Leonhardt e Zellner, 1991).

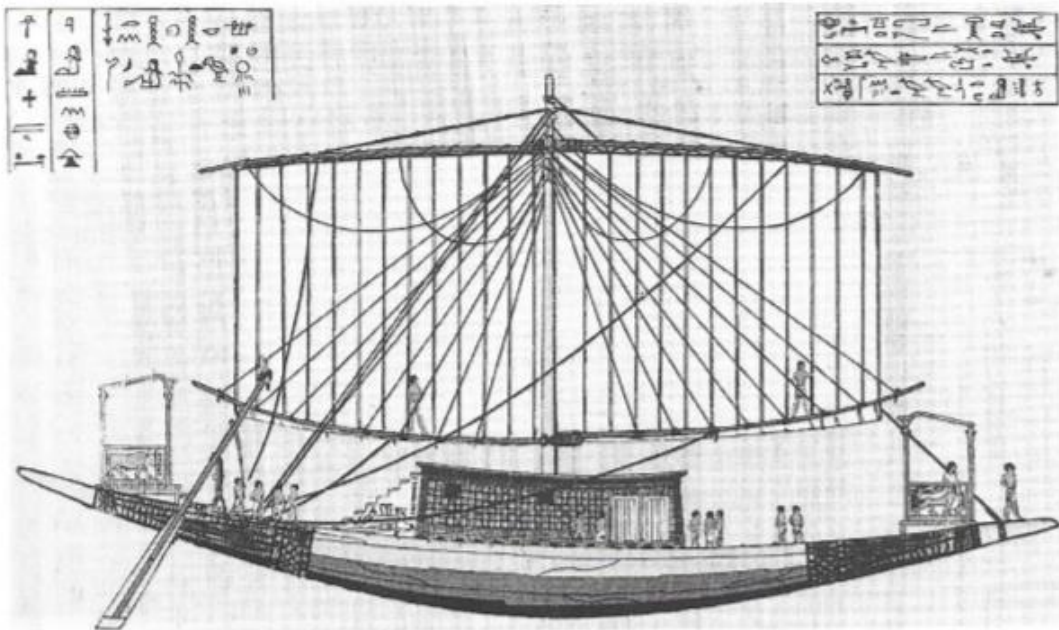


Figura 1: Conceção primitiva de cordas como tirantes nas embarcações egípcias (Leonhardt e Zellner, 1991).

A origem das pontes atirantadas deu-se no século XVII com a proposta de Verantius (Fig. 2) de uma ponte com o tabuleiro em madeira suportado por correntes inclinadas. Na literatura europeia também são reconhecidas outras aplicações deste sistema estrutural, como a ponte pedestre reforçada com elementos de madeira inclinados (Fig. 3) desenvolvida por Löscher na Alemanha, em 1784, ou a ponte de *King's Meadow* (Reino Unido, 1817), que foi a pioneira no uso de cabos de aço como tirantes (Leonhardt e Zellner, 1991). Os primeiros estudos, realizados em 1820, sobre pontes de tirantes (com correntes de ferro) pertencem a Navier e impulsionaram tentativas de identificação do caminho de forças deste sistema estrutural (Pacheco, 2019).

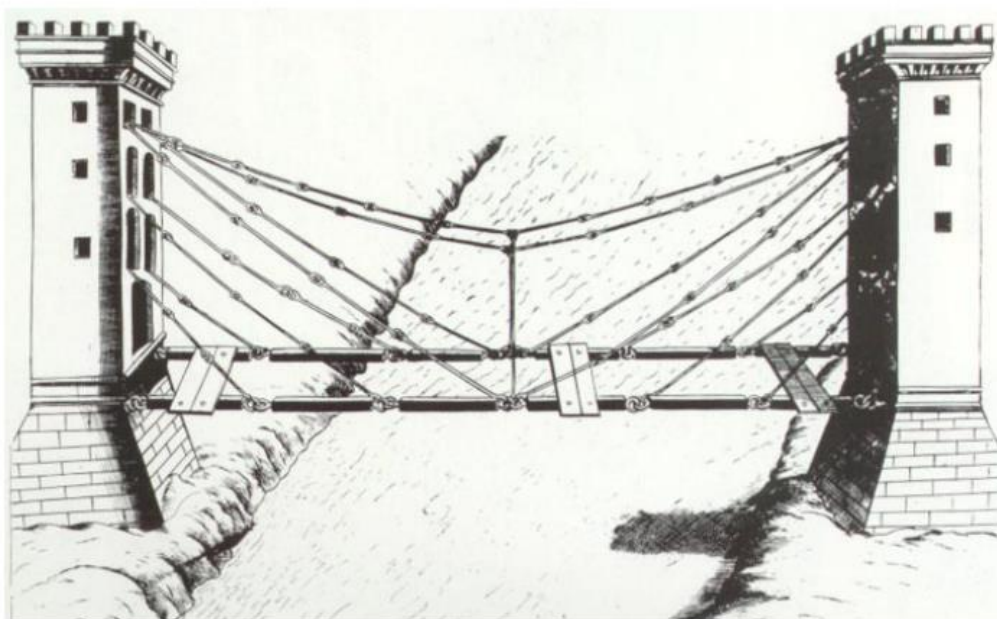


Figura 2: Proposta de Verantius (Itália, 1617) (Caetano, 2000).

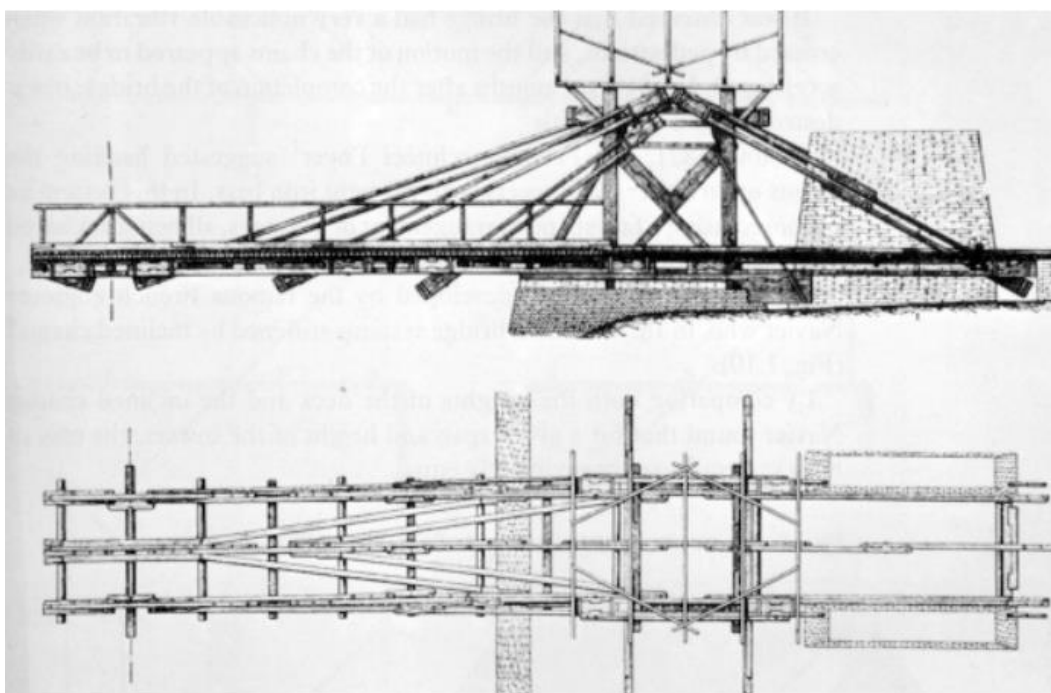


Figura 3: Proposta de Löscher (Alemanha, 1784) totalmente em madeira com vista longitudinal e em planta, respetivamente (Caetano, 2000).

A maioria destas pontes acabou mesmo por colapsar, conduzindo este sistema estrutural ao esquecimento e evidenciando a falta de conhecimento do comportamento estrutural de pontes suspensas e atirantadas, bem como dos defeitos e limitações do processo construtivo da época. As principais razões para o insucesso eram as limitações quanto a modelos de análise, a secção transversal adotada não ser adequada ao sistema estrutural e a falta de tensão nos cabos na fase construtiva, que originava grandes deformações na estrutura antes de os cabos serem mobilizados (Caetano, 2000).

Durante o século XIX foram adotados modelos híbridos, combinando o sistema de ponte suspensa clássica com tirantes inclinados transversalmente, melhorando quer a rigidez global da ponte, quer a sua estabilidade face à ação do vento. A primeira grande aplicação desta estratégia teve lugar na Ponte ferroviária de *Niagara Falls* (EUA, 1855) projetada por John Roebling, com um vão central de 250 m (Fig. 4). Roebling usou o mesmo sistema na famosa Ponte de *Brooklyn* (EUA, 1883), alcançando um marco histórico na Engenharia de Pontes com um comprimento de 1825 m e um vão central de 487 m (Fig. 5).

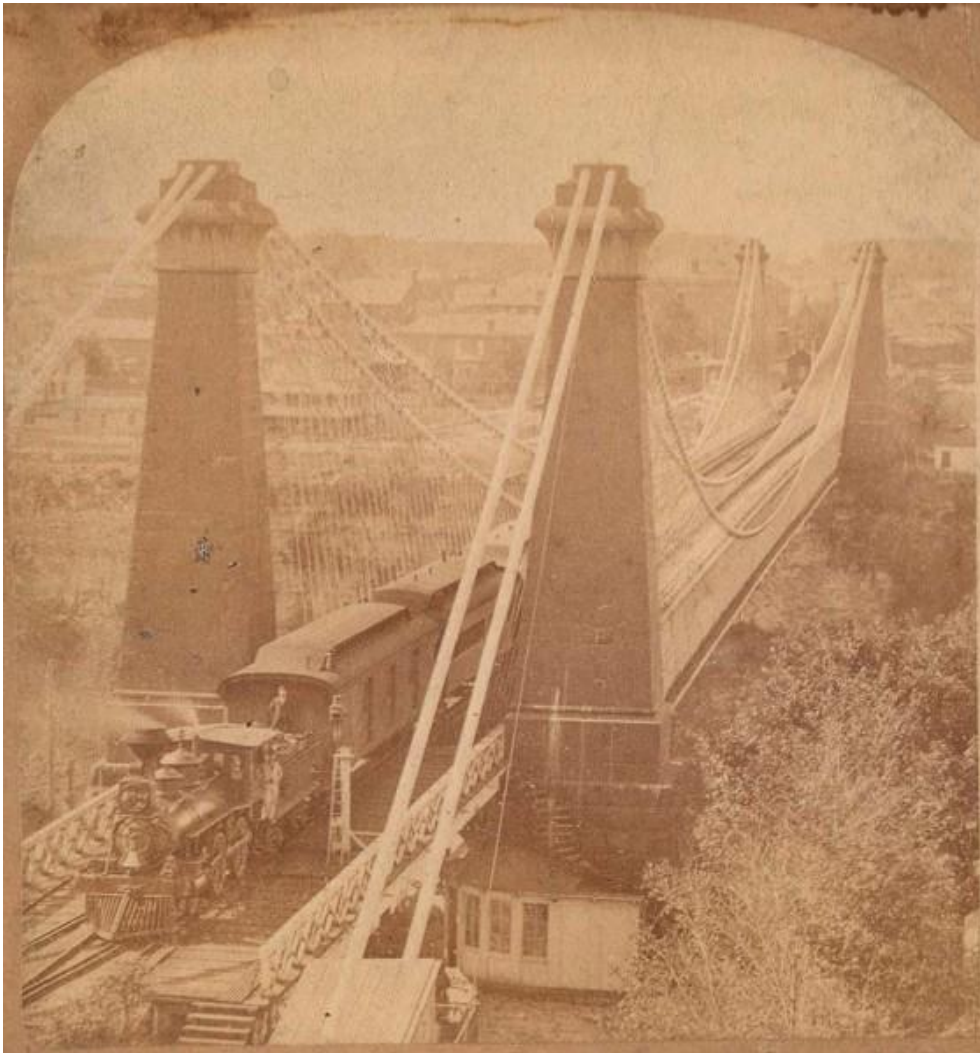


Figura 4: Ponte ferroviária de *Niagara Falls* (EUA, 1855) (Bierstadt, 2004).



Figura 5: Ponte de *Brooklyn* (EUA, 1883) (Janberg, 2016).

No entanto, foi devido à descoberta de dois fatores fundamentais que nasceram as pontes de tirantes modernas. Através do estudo realizado por Dischinger, em 1938, concluiu-se que se atingia maior estabilidade e rigidez quando os cabos eram altamente tensionados, diminuindo o efeito de descaimento e perda de tensão dos cabos longos. Aliás, só os cabos altamente tensos são suficientemente rígidos para manter os deslocamentos da ponte dentro de limites aceitáveis. O outro aspeto fulcral para o sucesso destas pontes foi o desenvolvimento da superestrutura como uma unidade sem juntas, com continuidade do tabuleiro metálico não só nos apoios intermédios, mas também nas torres (Leonhardt e Zellner, 1991).

De acordo com a literatura, a primeira ponte da era moderna foi a Ponte de *Strömsund*, na Suécia, concluída em 1955 (Fig. 6). Esta ponte rodoviária tem um comprimento total de 332 m, dividido entre 182 m de vão central e 75 m de vãos laterais, apresentando duas torres metálicas fundadas em maciços de betão armado e com 4 pares de cabos que sustentam o tabuleiro. Trata-se de uma estrutura mista, ou seja, é composta por vigas metálicas e tabuleiro de betão que, quando atuam em conjunto, aumentam a rigidez e a resistência a esforços axiais e momentos fletores na ponte, podendo ser intitulada como a precursora das pontes modernas mistas (Taylor, 1994).



Figura 6: Ponte de Strömsund (Suécia, 1955). Exemplo de torres compostas por pórticos metálicos fundados em maciços de betão armado (Lindahl, 2010).

Apesar do conceito original datar de 3 séculos atrás ou mais, as técnicas das pontes de tirantes modernas somente foram iniciadas após a Segunda Guerra Mundial pelos engenheiros alemães. A necessidade de reconstruir tais pontes num período curto de tempo criou a oportunidade para o desenvolvimento de soluções inovadoras. De facto, a sua construção tornou-se viável devido à disponibilidade de aço de alta resistência, à compreensão completa do seu comportamento estrutural e ao progresso na análise estrutural e métodos de construção (Ito, 1991). As pontes de tirantes tornaram-se, portanto, bastantes populares na Alemanha, resultando da combinação de um uso eficiente dos materiais, das suas qualidades estéticas e da rápida execução a custos comparativamente baixos, estabelecendo-se as mesmas como uma nova categoria entre os sistemas estruturais clássicos, como pontes suspensas e em arco.

As primeiras pontes deste tipo na Alemanha foram construídas entre 1956 e 1972 para a cidade de *Düsseldorf* atravessando o rio *Rhine*. Estas três pontes foram concebidas como uma “família de pontes” (Fig. 7) com a mesma disposição dos cabos, em harpa, enquadrando-se na gama de vãos longos, de 100 a 400 m. As três estruturas incluem torres com dois mastros verticais independentes sem conexão e com uma esbelteza significativa.



Figura 7: Família de pontes atirantadas em Düsseldorf (Caetano, 2000).

Rapidamente estas pontes se alargaram ao resto do mundo face ao sucesso verificado na Alemanha, tornando-se no primeiro caso de globalização na Engenharia de Pontes (Pacheco, 2019). As primeiras pontes incluem um tabuleiro com betão pré-esforçado e foram projetadas por Riccardo Morandi com torres rígidas de uma conceção muito particular, pois a sua forma em W suporta o tabuleiro por baixo com pilares inclinados e por cima com os tirantes (Mathivat, 1994).

As obras mais marcantes de Morandi, baseadas neste tipo de conceção, são: (i) a Ponte *General Rafael Urdaneta* (Fig. 8) sobre o lago Maracaibo na Venezuela, construída em 1962, que apresenta um desenvolvimento total de 8.7 km, 5 vãos múltiplos com 235 m e vãos laterais com 160 m conectando a ponte aos viadutos de acesso; (ii) o Viaduto de *Polcevera*, também conhecido como Ponte *Morandi*, em Génova (Fig. 9), terminado em 1967 e que colapsou a 14 de Agosto de 2018, era composto por vãos múltiplos com 202.5 – 207.9 – 142.7 m de extensão, perfazendo um comprimento total de 1102 m; (iii) a Ponte *Wadi Kuf* localizada na Líbia e completada em 1971 (Fig. 10), com 282 m de vão central, comprimento de 447 m e *gabarit* (distância máxima na vertical entre o tabuleiro e a superfície de solo ou água abaixo do vão da ponte) de cerca de 160 m, o segundo maior em África (HighestBridges, 2009).

As pontes de Morandi incorporavam o uso de cabos de betão pré-esforçado como tirantes, dada a sua técnica notável com este material. Uma vantagem desta solução é a capacidade de eliminar as oscilações nos cabos que podem danificar as ancoragens. A única exceção à regra foi a Ponte *General Rafael Urdaneta*, a qual foi construída com cabos de aço. Contudo, a maior parte das suas pontes apresentaram falhas de conceção que conduziram a dano e/ou efeitos de fadiga em fases muito iniciais.



(a)



(b)

Figura 8: Ponte *General Rafael Urdaneta* (Venezuela, 1962): (a) Vista geral (Pozo, 2009); (b) Exemplo de torres rígidas em W (Benson, 2018).



(a)



(b)

Figura 9: Viaduto de *Polcevera* (Itália, 1967): (a) Vista geral (Papalini, 2010); (b) Colapso de 2018 originou 43 vítimas mortais (Merzagora, 2019).



(a)



(b)

Figura 10: Ponte *Wadi Kuf* (Líbia, 1972): (a) Vista geral (ANON, 1971); (b) Exemplo de cabos pré-esforçados envolvidos numa camada de betão (Krewi, 2013).

De acordo com Mathivat (1994), as pontes denominadas como de *primeira geração* são caracterizadas por um número reduzido de tirantes, normalmente entre 2 e 6 pares. Estes cabos estavam espaçados de várias dezenas de metros (30 a 80 m) e, devido ao seu número reduzido, eram de grande resistência e compostos por vários cordões. Isto originava esforços concentrados elevados nas ancoragens, sendo necessário um reforço local para suportar tais tensões. Outra dificuldade adicional era a necessidade de estruturas auxiliares para a montagem dos tabuleiros relativamente rígidos. O tabuleiro trabalhava à flexão entre os pontos de ancoragem dos tirantes e devia apresentar, portanto, uma rigidez à flexão elevada. Nestas pontes, os tirantes substituíam certos apoios do tabuleiro que não permitiriam a navegação de embarcações. A Ponte de *Strömsund* (Fig. 6) e as obras de *Morandi* (Figs. 8 a 10) já mencionadas fazem parte desta categoria de pontes.

As pontes de *segunda geração* eram caracterizadas pela adoção de um sistema de suspensão parcial, no qual o tabuleiro era rigidamente suportado pelas torres na sua proximidade e suspenso por múltiplos cabos distribuídos com espaçamento de alguns metros. Este sistema possibilitou as três seguintes inovações: (i) o tabuleiro assemelhava-se a uma viga sobre apoios elásticos, permitindo uma rigidez à flexão moderada; (ii) devido ao maior número de tirantes, as forças atuavam como um carregamento distribuído pelo tabuleiro, ao invés das forças concentradas da geração anterior, tornando as ancoragens mais simples e não sendo necessário o reforço da viga; (iii) o espaçamento curto dos tirantes permitia um processo de construção simplificado através de consolas livres (Caetano, 2000).

O protótipo destas obras é a Ponte de *Brotonne*, construída em 1977, com um vão central de 320 m e comprimento total de 1278 m (Fig. 11). Foi a primeira implementação do sistema de cabos múltiplos, permitindo tabuleiros mais esbeltos que requerem uma rigidez à flexão menor (Leonhardt e Zellner, 1991).



Figura 11: Ponte de *Brotonne* (França, 1977). Exemplo do sistema de suspensão parcial (Bourret, 2006).

A terceira geração é constituída por pontes de tirantes múltiplos distribuídos e com suspensão total, sendo este o modelo mais usual em obras com vãos longos. Em construções deste tipo, os tirantes suportam o tabuleiro por todo o seu comprimento, não estando o último apoiado nas torres. Segundo Mathivat (1994), o comportamento destas pontes apresenta-se semelhante ao de uma treliça espacial, em que o tabuleiro é o elemento comprimido e os tirantes diagonais estão tracionados. A espessura e inércia destes tabuleiros tornam-se reduzidos, diminuindo consideravelmente os momentos longitudinais. Por este motivo, a altura da secção do tabuleiro torna-se quase independente do vão, desde que apresente uma rigidez à flexão capaz de garantir segurança à encurvadura e as suas deformações longitudinais permaneçam compatíveis com as condições de exploração da obra.

Estas considerações permitiram construir pontes atirantadas esbeltas em betão, assinaladas por uma simplicidade de forma e facilidade de execução que as torna particularmente económicas. Um dos primeiros exemplos desta geração é a Ponte de *Barrios de Luna* (Espanha, 1983), também denominada localmente *Puente Ingeniero Carlos Fernández Casado* (Fig. 12). Esta ponte estabeleceu, na altura, o recorde do maior vão central com 440 m. As torres têm forma de *H* e, através do alinhamento do eixo de cada pilar com as ancoragens do tabuleiro, permitem o arranjo dos cabos num plano vertical que ajuda a evitar momentos transversais. De modo a deixar o tabuleiro livre, os pilares abrem na forma de um trapézio que o envolve (Manterola, 1994).



Figura 12: Ponte de *Barrios de Luna* (Espanha, 1983). Exemplo de um plano vertical de tirantes (Brigido, 2014).

## 2.2 SISTEMA ESTRUTURAL

### 2.2.1 DISPOSIÇÃO GERAL

Nesta secção serão abordados os elementos estruturais das pontes atirantadas, que incluem o arranjo dos cabos, as formas das torres e tabuleiros e seus materiais. Como tudo em Engenharia, não será possível abordar os constituintes isoladamente dadas as implicações que têm entre si, logo o propósito de vários capítulos revela-se no sentido de guiar a leitura e o raciocínio do leitor.

No procedimento de análise de uma ponte, frequentemente estuda-se de forma interligada o sistema estrutural, a secção transversal, os materiais e o processo construtivo. O entendimento dos sistemas estruturais passa por uma idealização clara das condições de apoio e dos principais caminhos de forças (Fig. 13) e, na maior parte das vezes, a escolha do sistema estrutural reflete a experiência do projetista.

Normalmente, a construção em tirantes é aplicada a pontes de vãos longos, entre os 100 e 400 m. No entanto a sua utilização também pode ser bastante viável em pontes pedestres com apenas 40 m, tal como em pontes rodoviárias de betão pré-esforçado com vãos até aos 700 m ou até 1000 m caso sejam estruturas mistas (Leonhardt, 1987).

O potencial alcance de tais pontes não é tanto limitado pela encurvadura longitudinal, que raramente se revela crítica, mas sim por problemas de estabilidade aerodinâmica. Investigações teóricas e experimentais, bem como a própria experiência prática, já evidenciaram que pontes de tirantes com vãos múltiplos e dois panos de cabos revelam um comportamento satisfatório neste aspeto (Walther, 1994). Adicionalmente, de acordo com Leonhardt (1987) constatou-se que, no domínio de vãos muito grandes, os custos de uma ponte suspensa podem facilmente ser 20% ou 30% acima dos custos de uma ponte de tirantes.

A maioria destas pontes são compostas por um grande vão central e dois vãos laterais menores. No entanto, existem outras aplicações que incluem só dois vãos, com comprimentos iguais ou diferentes, apenas só um vão ou vãos múltiplos de comprimento variável (Fig. 14).

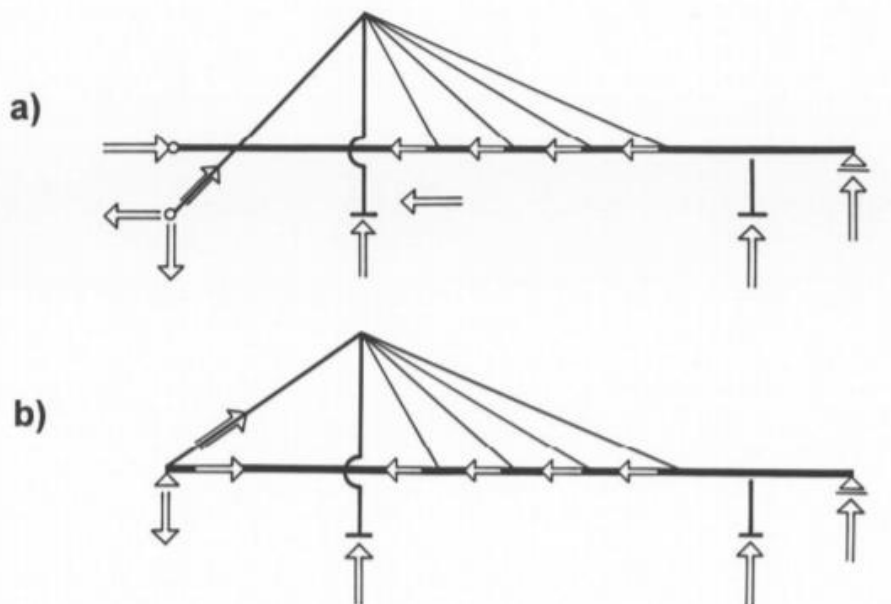


Figura 13: Caminhos de forças em pontes atirantadas: (a) Ancoragem no solo; (b) Ancoragem no encontro (Pacheco, 2019).

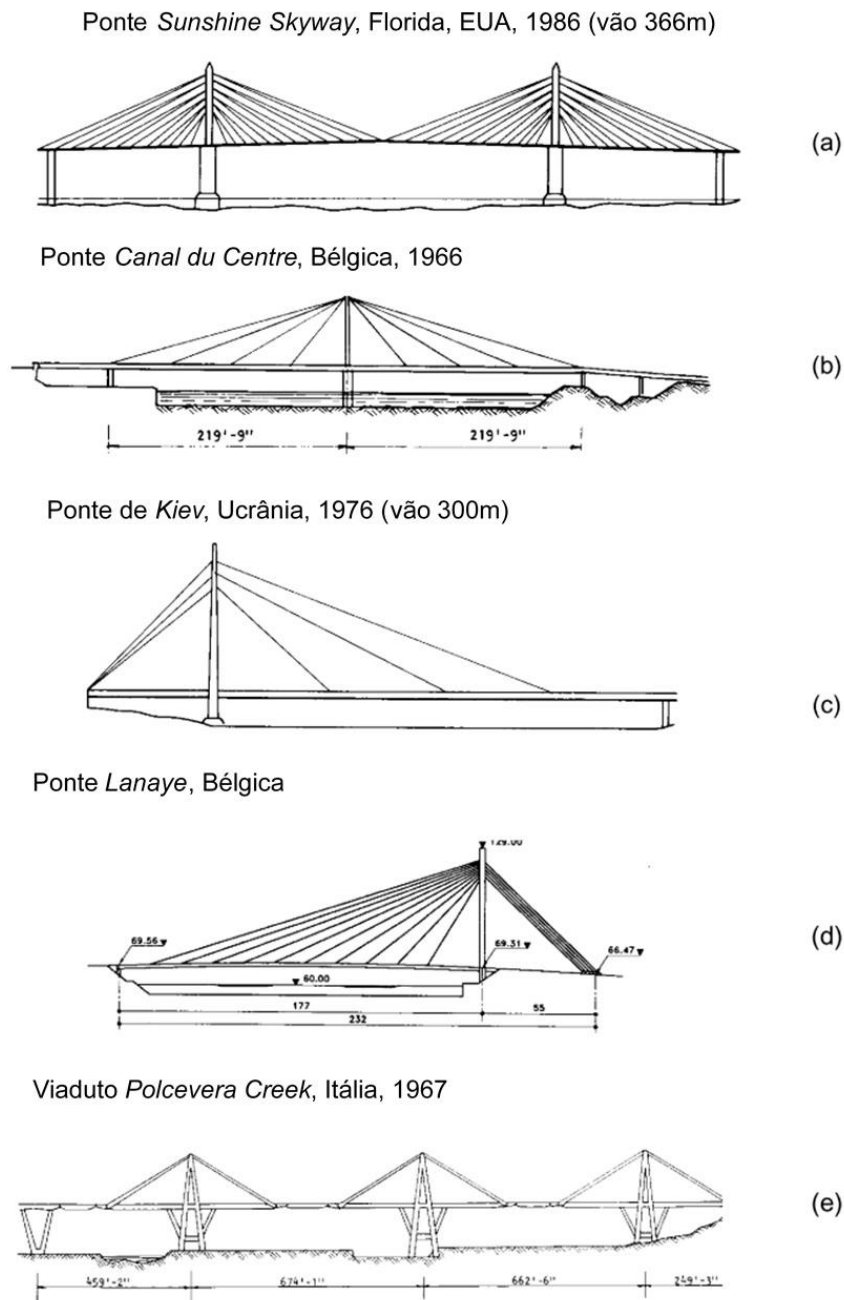


Figura 14: Disposição de vãos: (a) Vão triplo convencional; (b) Vão duplo simétrico; (c) Vão duplo antissimétrico; (d) Vão único; (e) Vãos múltiplos (Caetano, 2000).

## 2.2.2 ARRANJO DE TIRANTES

Nos projetos de pontes de tirantes o arranjo dos cabos é um aspeto determinante na influência do sistema estrutural e da estética da obra. Aliás, isto deriva de o sistema ser bastante flexível e permitir as mais variadas configurações geométricas. De facto, o design com um só plano de cabos requiere tabuleiros mais rígidos, enquanto que o arranjo em dois planos produz um sistema estrutural com maior resistência à torção, permitindo tabuleiros mais esbeltos.

Nos dias correntes é reconhecido que a qualidade estética nas estruturas e principalmente nas pontes, é tão significativa como os seus outros atributos de durabilidade e economia, à parte da segurança. O tipo e a escala destes trabalhos devem ser desenvolvidos respeitando primeiramente o ambiente em que se inserem.

Projetar uma ponte não é mais que encontrar o equilíbrio certo entre o mínimo de peso próprio e o máximo de rigidez, jogo este que se torna mais interessante e relevante à medida que o vão aumenta (Schlaich, 1994).

#### 2.2.2.1 Arranjo transversal de tirantes

Com a evolução destas estruturas deu-se a introdução de um número elevado de tirantes com espaçamento reduzido, diminuindo o tamanho dos mesmos e das ancoragens e, assim, facilitando o processo de construção. Geralmente, as três formas mais usadas de posicionar os cabos são os dois panos verticais ou inclinados e o pano único (Fig. 15). A primeira configuração enumerada normalmente é usada em conjunto com as torres em *H*, a segunda combinada com as torres *delta* ( $\Delta$ ) ou em *A* e a terceira conjuntamente com torres únicas (Billington e Deodatis, 1991).

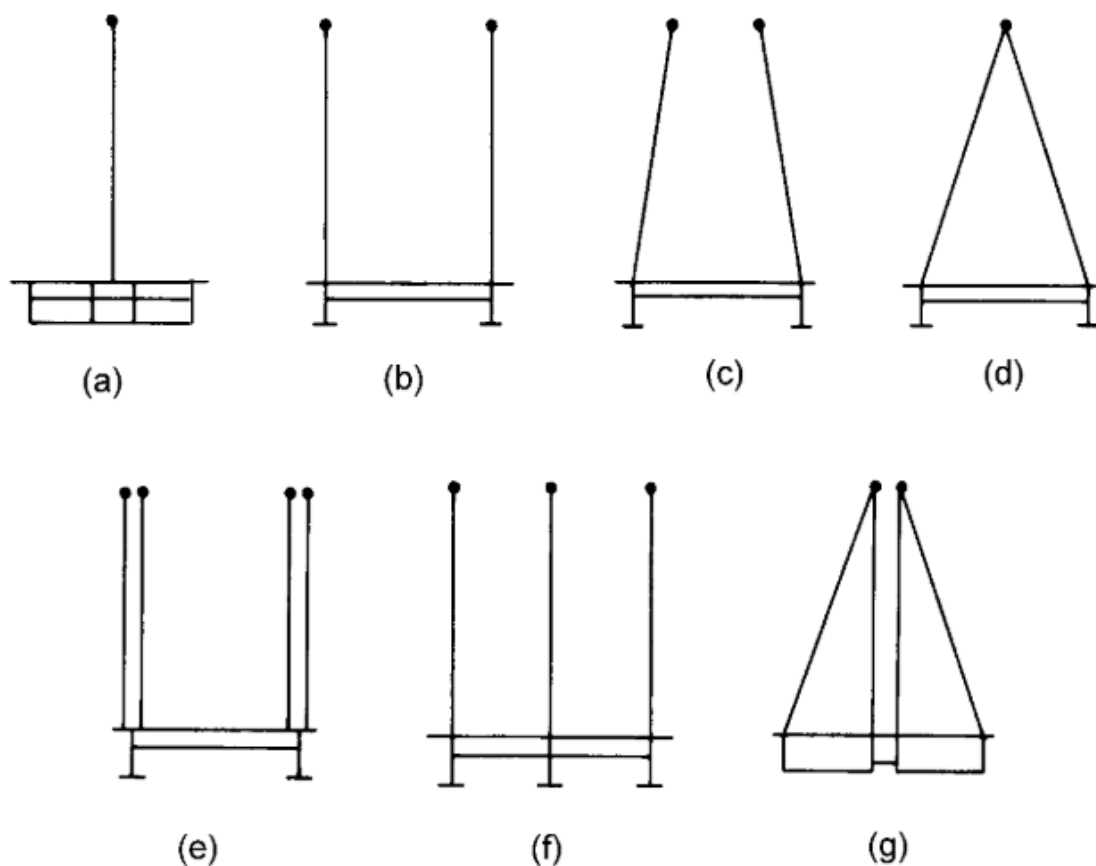


Figura 15: Arranjo transversal dos tirantes: (a) Pano único vertical; (b) Pano duplo vertical; (c) Pano duplo inclinado; (d) Pano duplo com interseção; (e) Pano duplo com pares de cabos para evitar excentricidade nas ancoragens; (f) Pano triplo vertical; (g) Pano quádruplo (Caetano, 2000).

O arranjo em um só pano requiere, como já referido, um tabuleiro com maior rigidez à torção, como por exemplo uma secção em caixão de betão armado pré-esforçado. De um ponto de vista estético, devido à ausência de sobreposição de cabos, este arranjo torna-se fascinante pela sua perfeita transparência. Além disto, é possível tornar mais harmoniosa a transição da ponte principal para os seus acessos, pois os últimos também podem ser suportados pelos tirantes na construção e, deste modo, exibirem secções transversais semelhantes (Walther, 1994).

No entanto, o sistema mais comum é o de pano duplo nas bordas do tabuleiro, por razões estruturais e económicas. Este tipo de suspensão lateral aumenta a rigidez à torção de todo o sistema estrutural, melhorando o seu comportamento aerodinâmico. De forma a aperfeiçoar este efeito, pode-se realizar a intersecção dos cabos no topo da torre, prevenindo forças diferenciais nas ancoragens (Caetano, 2000). Quando o espaçamento entre os tirantes é mantido curto, um tabuleiro mais esbelto pode ser escolhido, correspondendo, geralmente, à solução mais económica.

#### 2.2.2.2 Arranjo longitudinal de tirantes

Sempre que os cabos são arrançados de forma paralela e as ancoragens igualmente distribuídas pela altura da torre, como nas pontes de *Düsseldorf* (Fig. 7), temos o padrão em harpa (Fig. 16(a)). Este sistema requiere mais aço para os cabos, gera compressões maiores no tabuleiro e produz momentos fletores na torre. No entanto, a estrutura torna-se mais agradável esteticamente (Leonhardt, 1987).

Se todos os cabos são totalmente ancorados no topo da torre, o sistema estrutural denomina-se como configuração radial (Fig. 16(b)). Infelizmente, a concentração das ancoragens causa dificuldades estruturais quando o número de cabos é elevado. Deste modo, é preferível distribuir as ancoragens na parte de cima das torres obtendo o arranjo em forma de leque (Fig. 16(c)), o que também melhora a aparência da obra de arte.

Nas duas últimas configurações abordadas na presente secção, devido à convergência dos cabos no topo da torre, a última fica com os movimentos restritos, originando menores momentos fletores. Pelo contrário, quando empregue a suspensão em harpa, com os cabos distribuídos pela altura da torre, os momentos fletores longitudinais ganham relevância. Isto conduz a um aumento de rigidez longitudinal das torres.

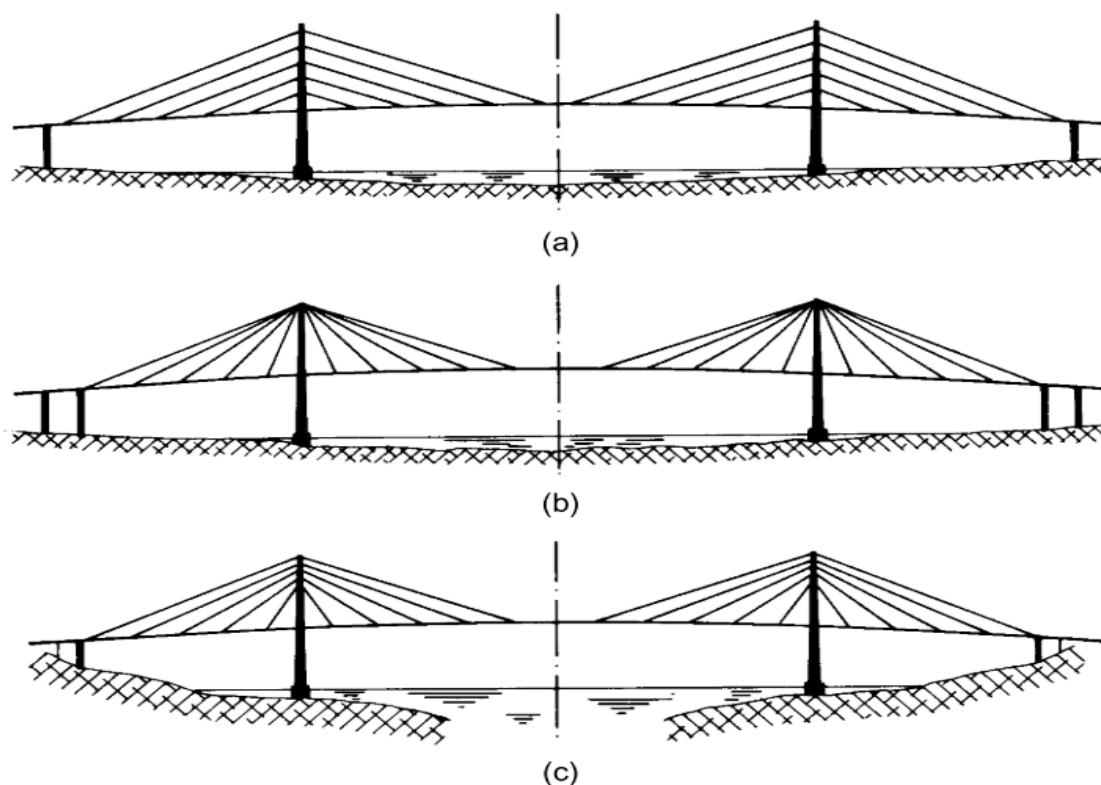


Figura 16: Arranjo longitudinal dos tirantes: (a) Configuração em harpa; (b) Configuração radial; (c) Configuração em leque (Caetano, 2000).

### 2.2.3 RÁCIO ENTRE VÃOS LATERAIS E CENTRAL

Considerando as pontes convencionais de 3 vãos, o rácio entre o vão lateral,  $I$ , e o vão central,  $L$ , tem uma influência significativa na variação de tensões dos cabos de retenção que seguram as torres. De facto, sobrecargas no vão central aumentam a tensão nos tirantes, enquanto que sobrecargas no vão lateral diminuem a mesma. Esta variação de tensões deve ser mantida em segurança abaixo da resistência à fadiga desses cabos. Os rácios aconselháveis  $I/L$  dependem, maioritariamente, da relação entre sobrecargas e o peso próprio, sendo a resistência à fadiga um critério fulcral nessa escolha (Leonhardt, 1987).

No que diz respeito ao material usado na construção, torna-se evidente que as pontes de betão, sendo mais pesadas que as de metal, sofrem menos variações de tensões ao nível dos cabos de retenção. Isto permite que pontes com betão pré-esforçado apresentem maiores vãos laterais que pontes metálicas. Leonhardt e Zellner (1991) indicam um rácio  $I/L$  de 0.42 para pontes rodoviárias de betão e de 0.34 para pontes ferroviárias do mesmo material. Adicionalmente, recomendam que, sempre que os vãos laterais são curtos ou nem existem, os cabos de retenção sejam diretamente ancorados no solo e se crie uma junta de dilatação a meio vão. Este é o caso da Ponte de *Barrios de Luna* (Fig. 17), em que o rácio  $I/L$  é de 0.23.

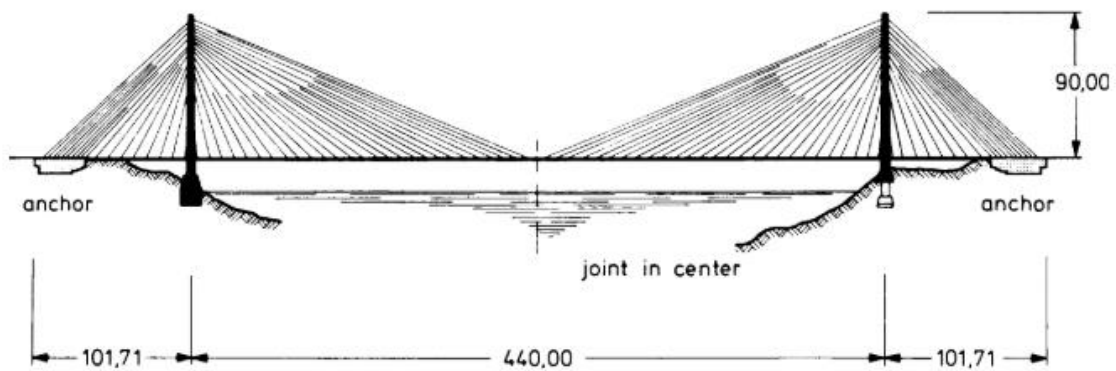


Figura 17: Ponte de Barrios de Luna - desenvolvimento longitudinal. Exemplo de ancoragens ao solo dos cabos de retenção para vãos laterais muito curtos (Leonhardt e Zellner, 1991).

Leonhardt (1987) também refere que se pode construir um viaduto de acesso pesado em betão, com vãos de cerca de 40 m e em viga contínua, se não existir a necessidade de grandes vãos laterais livres. Este viaduto deve ser usado como uma longa zona de ancoragem da ponte principal, por sua vez em aço e mais leve, onde os tirantes atuam como cabos de retenção e as forças concentradas verticais podem ser evitadas. Assim, esta solução é particularmente vantajosa se o vão principal é longo e suportado apenas por uma torre (Fig. 18).

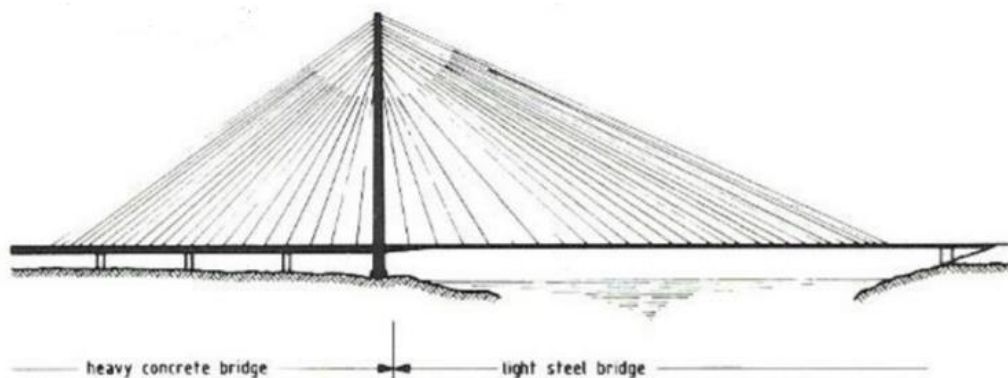


Figura 18: Viaduto de acesso de betão como zona de ancoragem para os tirantes de uma ponte leve em aço (Leonhardt e Zellner, 1991).

#### 2.2.4 ALTURA, FORMATO E RIGIDEZ DAS TORRES

A função básica das torres é a transmissão da componente vertical da força dos cabos até à fundação. A força dos cabos e a quantidade de aço usada nos mesmos diminui com a altura da torre acima do nível do tabuleiro,  $h$  (Fig. 19). De acordo com Leonhardt (1987), a altura ideal está situada entre  $0.2l$  a  $0.25l$ , com  $l$  a ser a distância entre as torres. Em obras com apenas uma torre, a altura deve ter uma relação de  $1.8l$ , em que  $l$  representa o comprimento do vão principal. As torres das pontes de tirantes devem ser maiores que as das pontes suspensas, apresentando, normalmente, as últimas uma relação  $h/l = 0.10$ .

A altura da torre também define o ângulo de inclinação do tirante mais longo. Este ângulo não deve ser menor que  $25^\circ$ , de forma a manter os deslocamentos em valores aceitáveis.

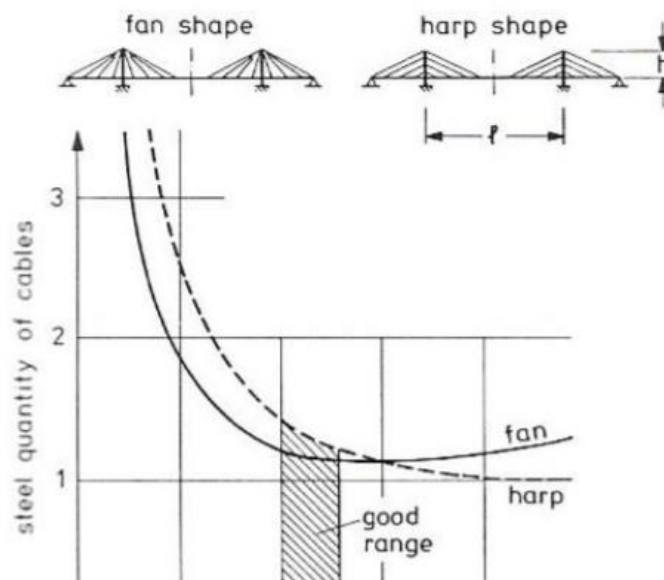


Figura 19: Quantidade de tirantes em função da altura relativa das torres (Leonhardt e Zellner, 1991).

O formato das torres e os seus detalhes de construção são decisivos na expressão estética das pontes atirantadas. A relação entre o tamanho da ponte ou dos seus elementos e o meio ambiente onde se inserem deve ser proporcional. A dimensão e forma das torres devem estar em escala com a paisagem e é necessário ter a consciência que estes podem mudar o ambiente por completo. Na Engenharia de Pontes, deve-se falar de torres apenas no caso de duas pernas conectadas por uma viga formando um  $H$  ou um  $A$ , mas não no caso de um elemento singular, já que este se denomina mastro (Schlaich, 1994).

No que respeita ao material de construção, pode ser usado betão armado ou aço. Leonhardt e Zellner (1991) constataram que a maior parte das torres são construídas em betão devido a estas serem consideravelmente mais económicas e permitirem uma maior liberdade de execução.

Na direção longitudinal, segundo Leonhardt (1987), as torres devem ser esbeltas e com pouca rigidez à flexão, de forma a evitar momentos fletores elevados nas fundações. No caso de as condições do solo não serem as ideais, podem ser utilizadas rótulas na base das torres, implicando uma construção mais complexa.

Na direção transversal, a forma das torres pode ser muito variável, sendo o mais importante assegurar rigidez face às ações do vento. Na Fig. 20 são apresentados os formatos das torres mais correntes a adotar, dos mais simples aos mais complexos.

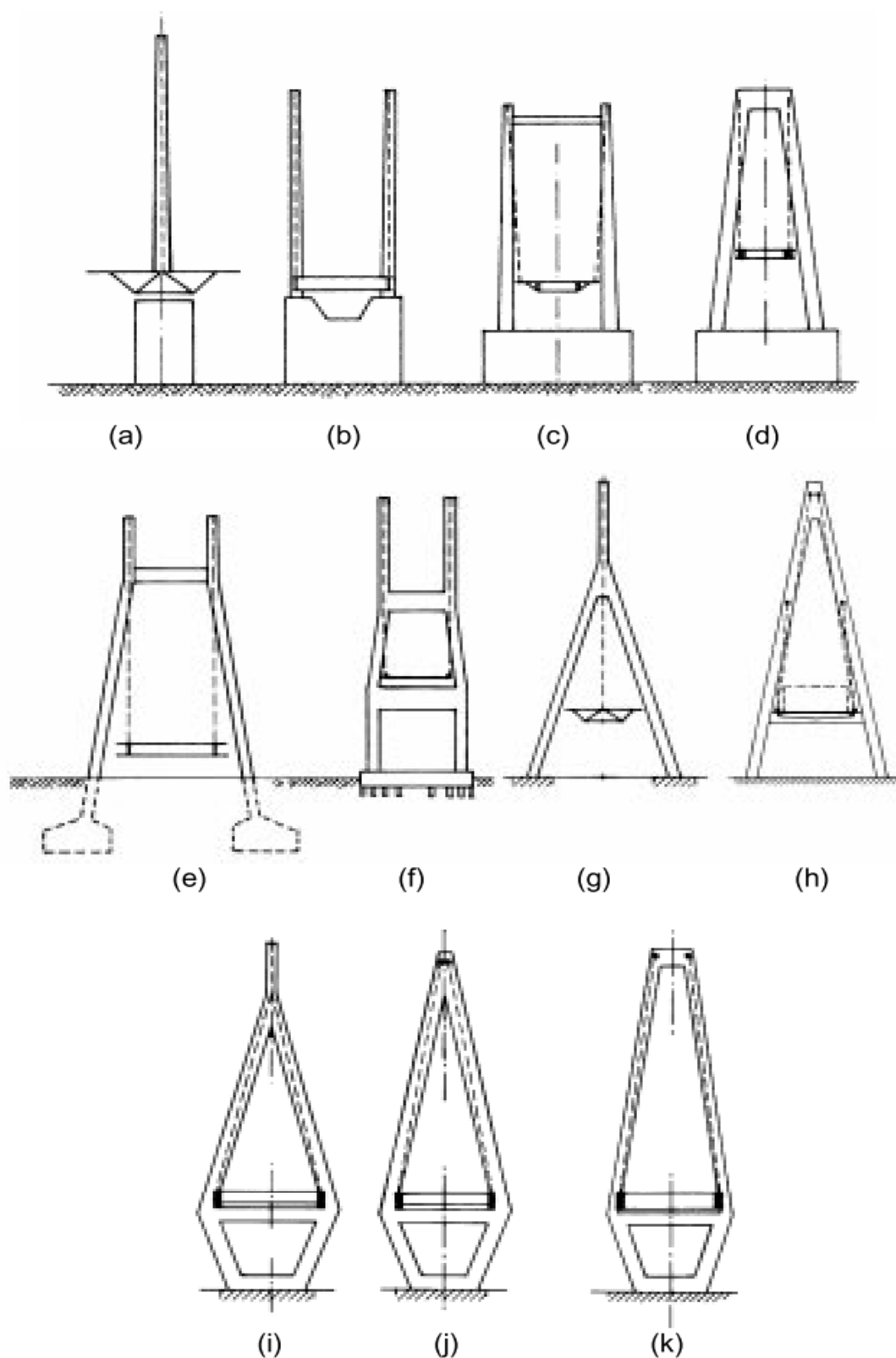


Figura 20: Arranjo transversal das torres: (a) Mastro; (b) Dois pilares verticais conectados ao nível do tabuleiro; (c) Formato em H; (d) (e) (f) Modificações do formato em H; (g) Formato em Y invertido; (h) Formato em A; (i) Formato em  $\Delta$ ; (j) Formato em *diamante*; (k) Formato em *diamante* com travamento no topo (Caetano, 2000).

De acordo com Leonhardt (1987), para vãos menores ou iguais a 500 m, dois pilares verticais independentes são suficientes, se conectados transversalmente ao nível da fundação ou do tabuleiro. Este é o caso da Ponte *Kniebrücke* (Fig. 21), uma das três pontes da família de *Düsseldorf*, com um vão central de 319 m e comprimento total de 561.15 m, em que os cabos formam um plano vertical, não necessitando de contraventamento transversal.



Figura 21: Ponte *Kniebrücke* (Alemanha, 1969). Exemplo de pilares esbeltos num sistema de suspensão lateral em harpa (Janberg, 2012).

Para pontes de grande altura e quando os cabos não formam um plano vertical, então um contraventamento transversal é necessário entre os dois pilares, dando origem à forma em *H* como representado na Fig. 20(c). Podem existir algumas variações deste formato, de modo a uma melhor acomodação ao tabuleiro (Figs. 20(d) (e) (f)), como na Ponte de *Barrios de Luna* (Fig. 12).

No limite, as configurações em *H* transformam-se em *Y* invertidos ou em *A* (Fig. 20(g) e Fig. 20(h), respetivamente), caso seja necessário adicionar uma viga de contraventamento por baixo do tabuleiro. O formato em *Y* invertido, como na Ponte da Normandia (Fig. 31), tem como características principais a sua excelente rigidez transversal face à pressão do vento, bem como providenciar ao tabuleiro uma maior rigidez torsional, no caso do sistema com dois planos de cabos (Manterola, 1994). As mesmas características podem ser mencionadas para formatos em *A*, sendo este formato ideal para vãos muito longos e regiões com forças de vento muito fortes.

A desvantagem dos formatos *Y* invertido e *A* é a necessidade de fundações muito grandes devido ao alargamento das pernas das torres. Este cenário agrava-se com a necessidade de proteger tais fundações gigantescas contra o choque de embarcações. Neste caso, as pernas podem-se unir por baixo do tabuleiro, originando os formatos em *Δ* (Fig. 20(i)) e em *diamante* (Fig. 20(j)), com fundações significativamente menores.

Adicionalmente, pode-se colocar um pequeno elemento de contraventamento no topo da torre (Fig. 20(k)), permitindo um menor alargamento das mesmas (Caetano, 2000). A Fig. 22 apresenta o uso do tipo *diamante* na Ponte de *Farø* localizada na Dinamarca, com um vão central de 290 m e incorporada num viaduto com 1.7 km de extensão.

Finalmente, para pontes com suspensão central (Fig. 20(a)), o melhor é projetar uma torre única e esbelta, no eixo médio da obra, protegendo a mesma e os seus cabos com rails de segurança. Com efeito, é possível minimizar as ações do vento reduzindo a secção da torre a um círculo ou octógono (arestas vivas não muito salientes quando comparado a um retângulo) como na Ponte de *Brotonne* (Fig.11). No entanto, por baixo da secção em caixão do tabuleiro, deve existir espaço de forma a instalar aparelhos de apoio capazes de resistir aos momentos torsões da superestrutura (Leonhardt e Zellner (1991); Pacheco (2019)).



Figura 22: Ponte de *Farø* (Dinamarca, 1984). Exemplo de torres com formato em *diamante* (Kramarczik, 2012).

#### 2.2.5 TABULEIRO

Os tabuleiros das pontes de tirantes podem ser classificados de acordo com o material usado na sua construção entre aço, betão armado pré-esforçado ou misto.

Os tabuleiros metálicos foram os pioneiros nas antigas pontes atirantadas e podem ser construídos com perfis do tipo *I* como vigas (Fig. 23(a)) ou por uma ou várias secções em caixão (Fig. 23(b) a (f)). Outra opção para uma solução metálica consiste no uso de treliças rígidas (Fig. 23(g) a (i)). As treliças raramente foram usadas na construção de pontes em tirantes, pois, geralmente, implicam custos significativos na sua fabricação e manutenção, além de não exibirem uma aparência visual muito agradável.

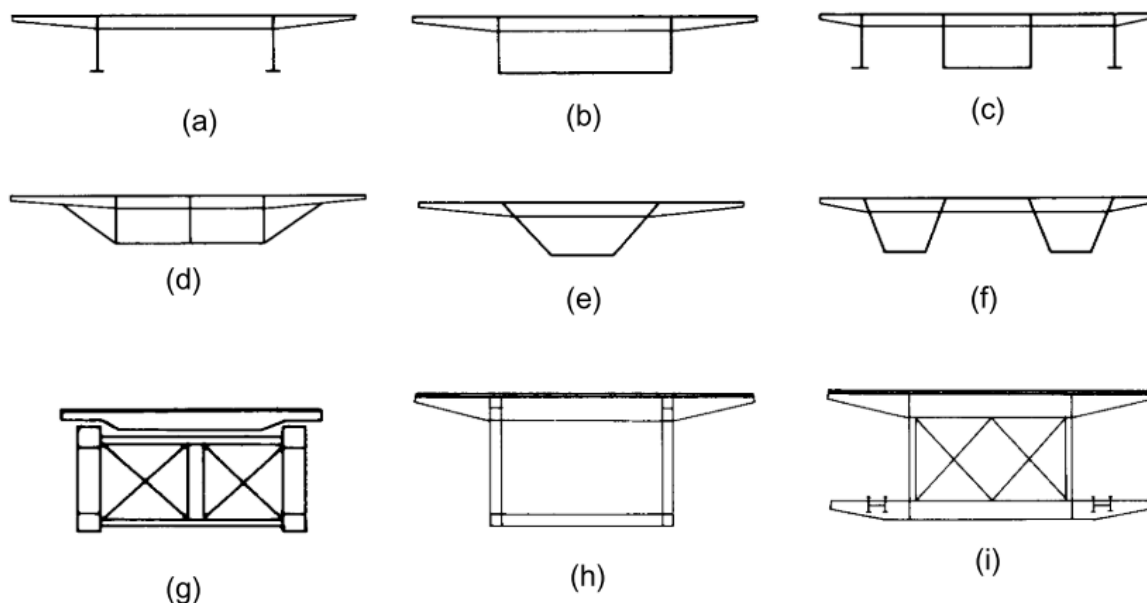


Figura 23: Tipos de tabuleiros metálicos: (a) com vigas em I; (b) em caixão; (c) (d) (e) (f) com modificações de caixões; (g) (h) (i) com treliças (Caetano, 2000).

Apesar de o aço ter sido a primeira opção, o betão tem sido empregue mais frequentemente nas últimas décadas, especialmente após o desenvolvimento do pré-esforço. As principais vantagens são o seu custo reduzido e a sua rigidez e amortecimento relativamente elevados. Devido ao avanço tecnológico foi possível realizar testes e estudos aerodinâmicos em túneis de vento e Leonhardt e Zellner (1991) concluíram que, para vãos menores que 150 m e larguras menores que 20 m, uma simples laje de betão sem vigas de extremidade é a melhor solução (Fig. 24).

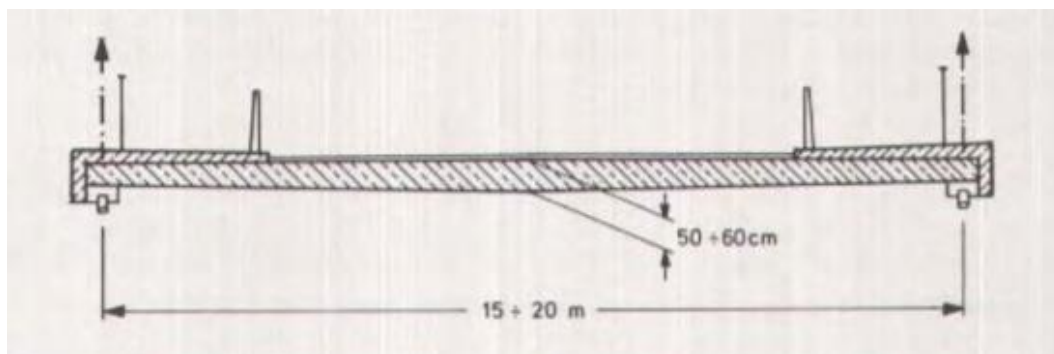


Figura 24: Secção transversal com laje rígida para pontes rodoviárias (Leonhardt, 1987).

Um excelente exemplo da adoção com sucesso desta secção transversal é a Ponte *Evripos*, completada em 1992 e com um vão central de 215 m (Fig. 25). Trata-se da primeira ponte atirantada rodoviária construída na Grécia e apresenta um tabuleiro pré-esforçado com largura de 14.14 m e espessura média de 45 cm. Este encontra-se monoliticamente ligado às torres, já que estas são altas o suficiente entre a fundação e o nível do mesmo, para responder elasticamente à sua expansão provocada pela ação térmica. Apenas se encontra suportado por apoios móveis nos encontros e, graças à reduzida rigidez à flexão da laje, os momentos gerados nas torres não são excessivos. Os benefícios de uma ligação monolítica são um aumento geral de robustez, incluindo uma ductilidade melhorada no que diz respeito à ação sísmica, e a poupança de aço nos tirantes, pois as forças entram na torre diretamente evitando o desvio dos cabos até ao topo da mesma (Schlaich, 1991).



Figura 25: Ponte *Evripos* (Grécia, 1992). Exemplo de tabuleiro pré-esforçado com espessura reduzida (Bjertnæs, 2014).

Para tabuleiros com larguras maiores que 20 m e vãos entre 150 e 500 m, Leonhardt e Zellner (1991) sugerem lajes de betão conectadas com vigas de extremidade reforçadas transversalmente com vigas em *T* (Fig. 26). Estas vigas transversais denominam-se carlingas e o espaçamento destas pode ser entre 5 e 7 m, dependendo do espaçamento das ancoragens dos cabos. A altura das vigas de extremidade é suficiente com 1.0 a 1.5 m, oferecendo ampla segurança de encurvadura e mantendo o deslocamento causado pelas cargas concentradas das ancoragens dentro de limites admissíveis.

O requerimento de estabilidade aerodinâmica pode ditar a forma das vigas de extremidade, como no caso da Ponte *Pasco-Kennewick* nos EUA, com um vão de 300 m (Fig. 27). Nesta obra, a face inferior das vigas desenvolve-se com alguma inclinação, providenciando caixões triangulares que, quando sujeitos a testes dinâmicos, revelam os menores coeficientes de vento.

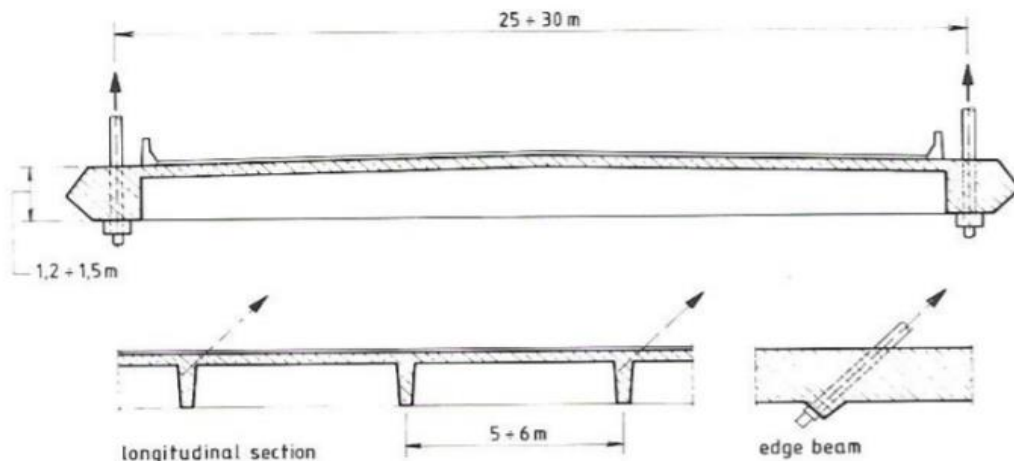


Figura 26: Secção transversal para largura > 20 m, vãos até 500 m (Leonhardt e Zellner, 1991).

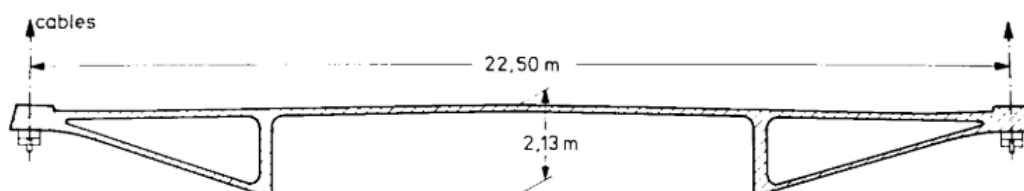


Figura 27: Secção transversal da Ponte Pasco-Kennewick (EUA, 1978) (Leonhardt e Zellner, 1991).

Em sistemas centrais de suspensão é requerida ao tabuleiro uma significativa rigidez à torção, portanto a secção transversal mais adequada é em caixão. A Ponte de *Brotonne* (Fig. 11) foi uma das primeiras a combinar este tipo de secção com apenas um plano de tirantes, acabando por padronizar esta abordagem.

A transmissão das forças dos tirantes é realizada através das treliças inclinadas pré-esforçadas e toda a área dos 3 caixões contribui para a resistência torsional (Fig. 28). Outras variações de secções em caixão de betão são apresentadas na Fig. 29.

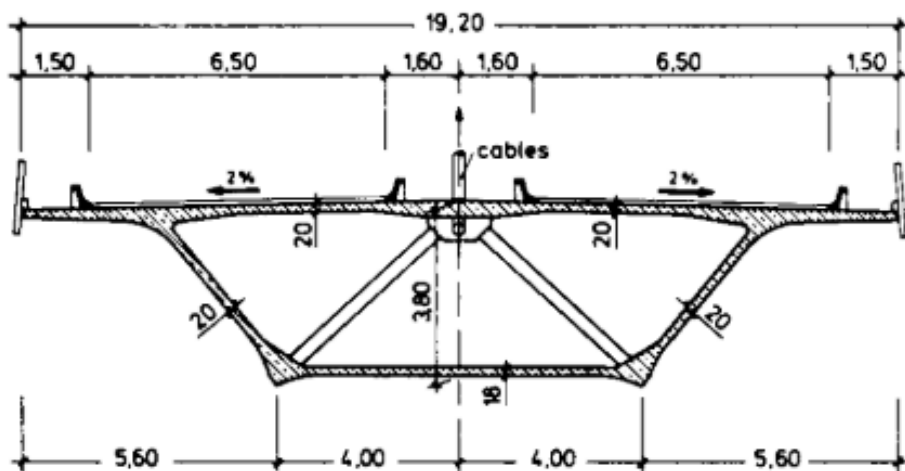


Figura 28: Secção transversal da Ponte de *Brotonne* (França, 1977) (Leonhardt e Zellner, 1991).

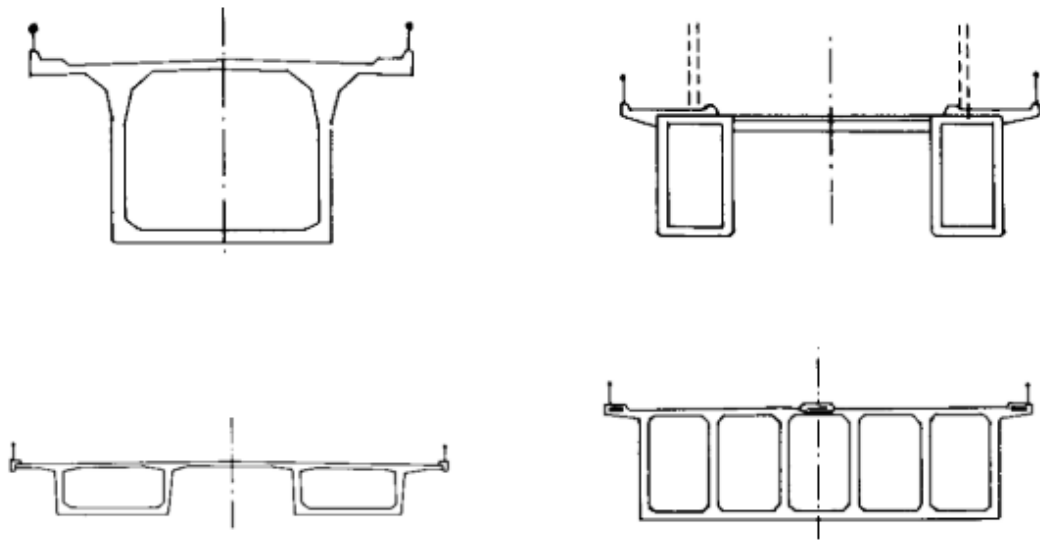


Figura 29: Secções em caixão de betão armado pré-esforçado (Caetano, 2000).

As pontes mistas de tirantes apareceram antes dos anos 80, como a Ponte de *Strömsund* (Fig. 6). No entanto, só por volta desta altura começaram a ser utilizadas na gama de vãos de 300 a 500 m. O objetivo em utilizar este conceito é simples – combinar as melhores características dos dois materiais, aço e betão armado.

O aço estrutural permite às vigas serem mais leves, de alta resistência, facilmente conectadas e a pré-fabricação destes elementos possibilita excelente controlo de qualidade e precisão dimensional. O tabuleiro de betão carrega a maior parte da carga axial dos cabos e leva uma camada superior de asfalto ou betão leve, formando a estrada. É necessário prestar especial atenção aos detalhes da conexão entre vigas e tabuleiro, de modo a manter a resistência e durabilidade da ação mista (Taylor, 1994).

A Ponte em *Annacis*, mais tarde denominada Ponte *Alex Fraser* (Fig. 30(a)), no Canadá, com um vão central de 465 m, é constituída por uma laje de betão de apenas 26.5 cm de espessura, apoiada em perfis metálicos em *I* e foi a primeira grande utilização com sucesso desta secção (Fig. 30(b)). Segundo Taylor (1991), as eficiências estruturais são a facilidade da execução das ancoragens e o bom comportamento aerodinâmico, tal como as secções exclusivas de betão. Porém, apresenta ainda a vantagem adicional de uma massa muito menor, melhorando a frequência natural torsional e reduzindo a fadiga dos cabos devido à variação de tensões.

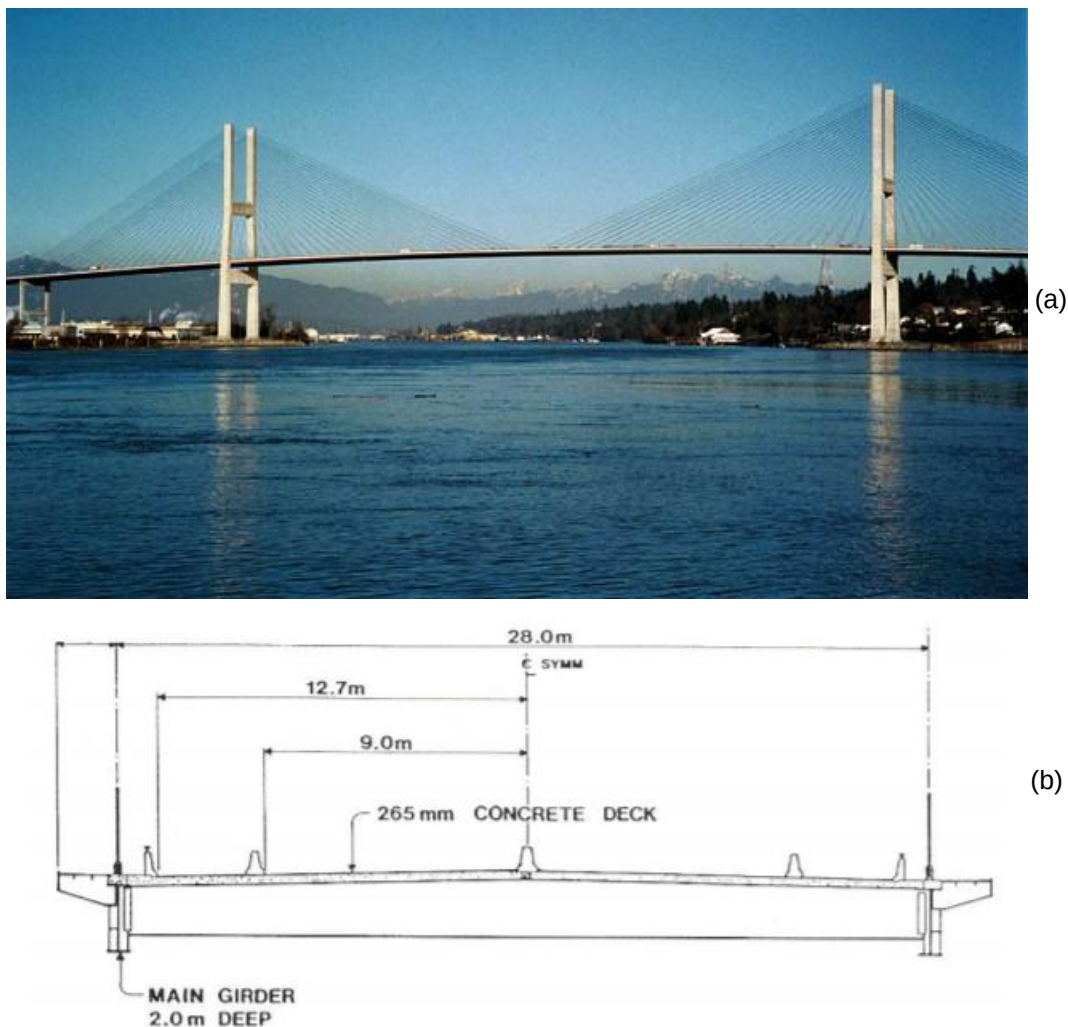


Figura 30: Ponte *Alex Fraser* (Canadá, 1986): (a) Vista geral (Cortright, 1995); (b) Secção transversal do tabuleiro (Taylor, 1991).

Por fim, para pontes mais largas que 25 m e com vãos acima de 500m, as soluções em aço são as ideais, de modo a reduzir o peso próprio. Leonhardt e Zellner (1991) sugerem o uso do tabuleiro metálico contínuo apenas com vigas de extremidade ou secções rasas em caixão, nas quais o ar é mantido seco no seu interior para que não ocorra corrosão.

A Ponte da Normandia (França, 1994) é uma estrutura única e foi a precursora no domínio dos vãos muito longos (Fig. 31). A sua edificação culminou a experiência de sensivelmente 40 anos, apresentando um comprimento total de 2141 m e um vão central de 856 m, o maior à data em que foi completada. As condições de projeto fundamentais para o sucesso desta obra de arte incluem: (i) secções transversais do tabuleiro simplificadas, de modo a reduzir as ações do vento na ponte e proporcionar grande rigidez torsional; (ii) torres em Y invertido, capazes de limitar os efeitos transversais do vento e, portanto, os momentos na base da torre e os efeitos de segunda ordem daí derivantes ; (iii) tirantes, em dois planos inclinados, individualmente protegidos contra a corrosão e interligados por cordas secundárias de amortecimento para reduzir o seu período de vibração; (iv) uso da construção mista adaptada para aço no vão central e betão nos vãos laterais, funcionando os últimos como contrapesos e obtendo uma estrutura mais leve e rígida (Virlogeux et al., 1994).

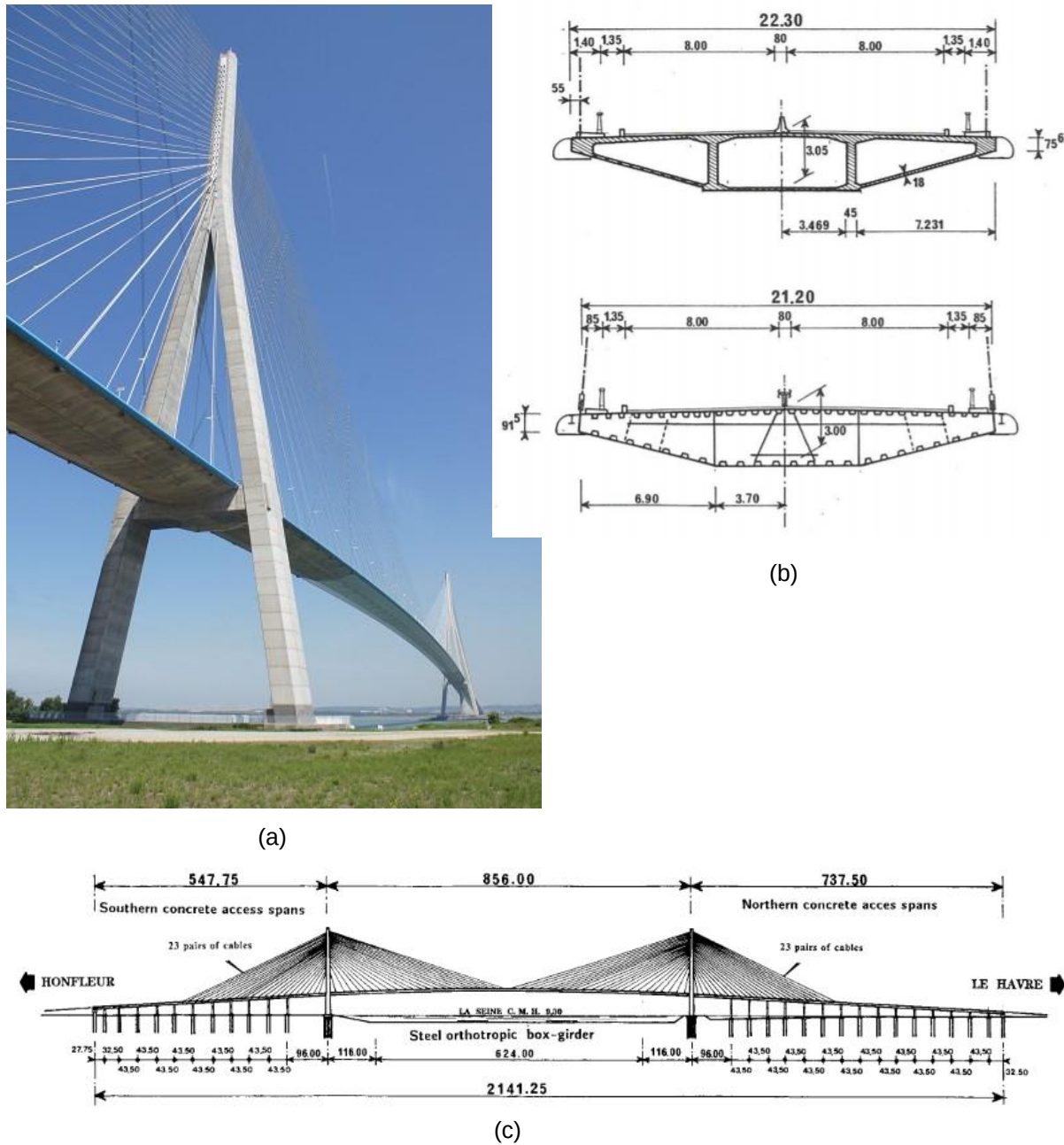


Figura 31: Ponte da Normandia (França, 1994): (a) Exemplo de torre em Y invertido (Janberg, 2010); (b) Secção transversal dos viadutos de acesso em betão (em cima) e do vão central em aço (em baixo) (Virlogeux et al., 1994); (c) Desenvolvimento longitudinal (Virlogeux et al., 1994).

Mais recentemente, Virlogeux e Klein (2017) aplicaram este conceito na Terceira Ponte de Bósforo, completada em 2016 e também conhecida por Ponte *Yavuz Sultan Selim*, fornecendo uma nova conexão entre a Europa e a Ásia (Fig. 32). Esta estrutura assenta num modelo híbrido suspenso e atirantado que se localiza a Norte de Istambul, perto do Mar Negro, apresentando comprimento total de 2240 m e vão central de 1408 m, o que a posiciona em 9º lugar na categoria mundial de maiores vãos em pontes suspensas. As torres são compostas por dois pilares de betão (87000 tons por torre) e os seus topos atingem 320 m acima do nível do mar, enquanto que o tabuleiro apresenta 5.5 m de altura e 58.5 m de largura incluindo 4 faixas rodoviárias em cada direção, 2 vias ferroviárias e 2 passeios (Fig. 32(c)).

De acordo com Klein (2017), certos requerimentos foram expressos pelas autoridades locais para este projeto como a semelhança a nível estrutural e estético entre a nova ponte e as duas pontes suspensas já presentes na região de Bósforo. Ambas as pontes existentes, apesar de construídas com praticamente 10 anos de diferença, são notáveis pelo seu tabuleiro extremamente esbelto transpondo o estreito na forma de uma simples linha delgada. Contudo, a tradicional ponte suspensa apresenta um tabuleiro flexível, não estando adaptada a cargas concentradas e elevadas dos comboios, já que, quando o comboio está a cerca de  $\frac{1}{4}$  do vão, os cabos movem-se com limitada eficiência para baixo na zona sob o carregamento e para cima no lado oposto, produzindo grandes deformações não compatíveis com os requerimentos operacionais ferroviários.

De facto, existem poucas pontes suspensas ferroviárias com vãos longos pelo mundo e, marcadas pela extrema necessidade de rigidez, têm sido sistematicamente projetadas com tabuleiros de dois níveis reforçados entre si por treliças, sendo estes muito altos (12 a 15 m), pesados e deselegantes. De modo a resolver este problema e permanecer com a solução de uma secção esbelta em caixão de apenas um nível para todo o tráfego, procurou-se adicionar rigidez global ao sistema de cabos em detrimento do tabuleiro, uma vez que tal se poderia atingir com alta eficiência através de tirantes na proximidade das torres. Esta técnica está longe de ser inovadora, já que foi desenvolvida por Roebling quando projetava a Ponte de *Niagara Falls* ferroviária (Fig. 4) e aprimorada na histórica ponte de *Brooklyn* (Fig. 5).

Na Terceira Ponte de Bósforo, a clássica suspensão vertical com pendurais está distribuída ao longo de 792 m do vão principal, englobando uma zona unicamente suspensa na parte central deste vão com 312 m e uma zona de transição com 2 x 240 m em que estão presentes os dois sistemas de suspensão: sistema de tirantes e sistema de pendurais. Por fim, nos restantes 2 x 308 m do vão central, localizados em adjacência às torres, apenas os tirantes são mobilizados conduzindo a um aumento da rigidez da estrutura (Fig. 32(b)).

Adicionalmente, completou-se o projeto através do desenvolvimento de um formato esbelto e dinâmico para as torres, capaz de suportar eficazmente as cargas provenientes dos dois sistemas de cabos. Assim, a conexão das duas pernas inclinadas apenas se verifica por intermédio de uma viga ao nível do tabuleiro que suporta o mesmo, sendo a sua união no topo dada por um elemento metálico de contraventamento, originando torres em A com uma geometria apta a melhorar a estabilidade da ponte (Fig. 32(d)). Por sua vez, a inclinação das torres foi fixada de modo a acomodar o plano vertical dos cabos principais, próximos da ferrovia, colocando os pendurais na zona central do tabuleiro e os tirantes nas extremidades. Isto permite uma vista lateral completamente livre para os condutores dos automóveis em toda a parte central suspensa, transformando esta travessia numa experiência dramática (Klein, 2017).

Esta ponte excecional evidencia claramente o sucesso que pode ser atingido aplicando uma filosofia de engenharia escultural resultante em eficiência estrutural e elegância, sendo imediatamente reconhecida como um icónico ponto de referência da região de Istambul e estabelecendo vários recordes mundiais, em particular o de vão mais longo para ferrovias. Comparativamente com as pontes suspensas tradicionais da mesma magnitude algumas vantagens podem ser realçadas: (i) bom comportamento sísmico devido ao coeficiente de amortecimento superior e à elevada rigidez; (ii) excelentes estados limite de serviço horizontais e verticais com pequenas deformações que facilitam as condições operacionais da ferrovia; (iii) bom comportamento torsional devido à elevada rigidez transversal providenciada pelos tirantes; (iv) formato do tabuleiro e dimensão do cabo principal limitam os efeitos aerodinâmicos.

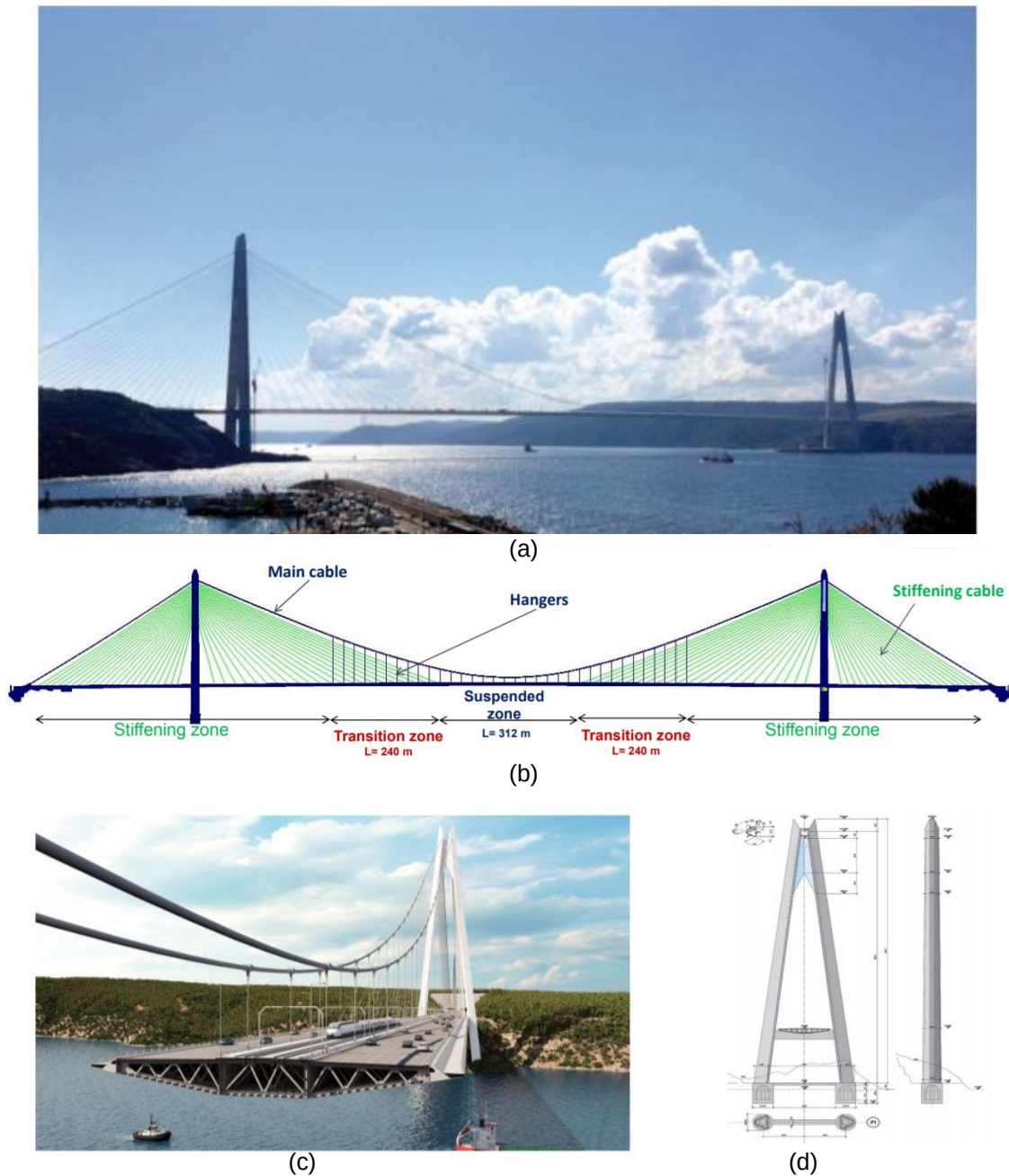


Figura 32: Terceira Ponte de Bósforo (Turquia, 2016): (a) Vista geral (Klein, 2017); (b) Desenvolvimento longitudinal (Astaldi, 2017); (c) Secção transversal do tabuleiro (Klein, 2017); (d) Exemplo de torre em A (Klein, 2017).

## 2.3 TIRANTES E ANCORAGENS

Os cabos são os membros de importância máxima nestas pontes e devem estar em segurança face à fadiga, assim como bem protegidos contra a corrosão, especialmente em ambientes agressivos. É imperativo escolher o melhor tipo, ou seja, a solução mais adequada e com menor custo e não o mais económico que conduza ao menor gasto. A sua performance é condicionada pela qualidade dos materiais e do seu processo de fabrico, devendo satisfazer os seguintes requerimentos (Ohashi, 1991):

(i) Capacidade de carga resistente elevada; (ii) Módulo de *Young* elevado e estável; (iii) Secção transversal compacta; (iv) Resistência à fadiga elevada; (v) Facilidade de proteção à corrosão; (vi) Facilidade de manuseamento e instalação; (vii) Baixo custo.

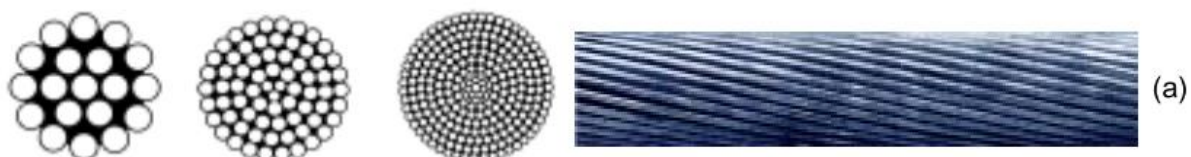
Basicamente, um tirante é composto por um ou mais cordões dispostos em espiral, em paralelo, ou com a configuração designada como “*locked coil*”. Por sua vez, o cordão é uma assemblagem de fios de aço, podendo ser usado individualmente, com um tamanho maior, ou em número múltiplo como componentes do cabo estrutural (Caetano, 2000).

Os cordões em espiral consistem em fios circulares, de grande diâmetro (13 a 150 mm) e galvanizados, dispostos helicoidalmente em torno de um fio central (Fig. 33(a)). Os fios de aço são colocados em várias camadas com direções opostas para compensar o momento de torção quando o cabo é tensionado.

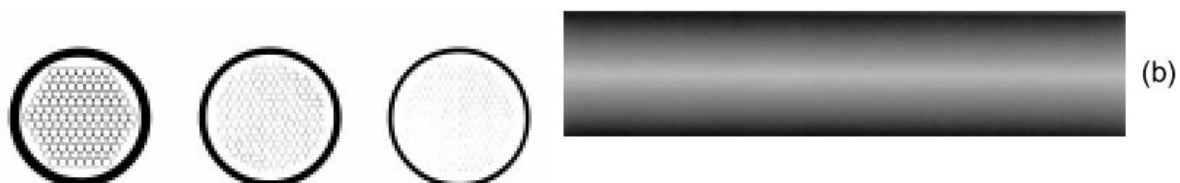
Os cordões “*locked coil*” são compostos por um núcleo com o formato em espiral já mencionado, sendo este envolvido por camadas exteriores de fios em forma de *T* ou *Z* com grande diâmetro (30 a 150 mm) (Fig. 33(c)). Estes fios de aço em *Z* estão travados lateralmente, perfazendo uma secção mais sólida e permitindo, portanto, maior pressão na sela de desvio do cabo e facilidade em aplicar a pintura de proteção da corrosão.

Finalmente, os cordões em paralelo são um conjunto de fios galvanizados, de 5 a 7 mm, agrupados paralelamente de modo a formar uma secção hexagonal sem qualquer tendência a torcer (Fig. 33(b)). Uma variante melhorada deste género de cordões são os cabos ultralongos, introduzidos nos anos 80, com o intuito de permitir uma bobinagem suave, como nos dois casos primeiramente abordados, mas mantendo as propriedades físicas deste último. Estudos experimentais indicaram que uma torção de 3° a 4° não deterioraria o Módulo de *Young*, nem a performance de fadiga do cabo (Ohashi, 1991).

#### Spiral strands



#### Parallel wire strands



#### Locked coil strands

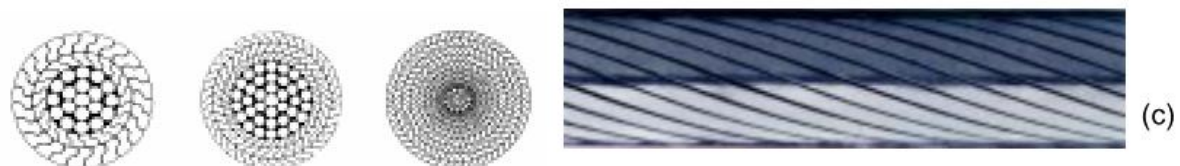


Figura 33: Tipos de tirantes: (a) Cordões em espiral; (b) Cordões em paralelo; (c) Cordões “*locked coil*” (Caetano, 2000).

De acordo com Leonhardt e Zellner (1991), os cordões em espiral e “locked coil” são as escolhas desaconselhadas dado o seu comportamento variável de tensão-extensão, a sua fraca resistência à fadiga nos encaixes e a sua proteção à corrosão apenas por pintura não se revelar suficiente. Por outro lado, os cabos em paralelo ou ultralongos merecem preferência devido ao seu módulo de elasticidade alto e constante. De facto, na disposição em espiral, os valores da resistência à tração encontram-se entre 1500 e 1600 MPa, números superiores aos do formato “locked coil” inclusivamente. Por sua vez, quando em paralelo, a resistência varia no intervalo 1570-1765 MPa. Finalizando, os valores típicos do Módulo de Young são 160 GPa para espiral, 180 GPa para “locked coil” e 190 GPa para paralelo (Caetano, 2000).

Para uma eficiente proteção à corrosão, um tubo de polietileno de alta densidade a envolver o cabo é a melhor solução. Este torna-se resistente às radiações UV através da adição de 2.0% de carbono negro e revela durabilidade em todas as condições meteorológicas. No entanto, um sistema de proteção estabelecido em laboratório não é, necessariamente, a melhor solução quando exposto a ambientes muito agressivos naturais e industriais. O tubo é aplicado por extrusão ou puxado sobre o cabo, sendo o preenchimento dos espaços existentes dado por injeção de cimento, após a instalação dos cabos. A galvanização dos fios de aço proporciona segurança adicional quando os cabos são produzidos *in-situ* e temporariamente expostos ao ambiente, apesar de a tendência ser para a compra de cabos totalmente pré-fabricados, prontos a serem colocados nas ancoragens e puxados até à torre.

A conexão dos tirantes às vigas e torres da ponte é feita através de ancoragens. Estas devem permitir ajustes de comprimento numa das extremidades e a substituição de um cabo danificado sem a interrupção do tráfego. Adicionalmente, face à variação de tensões nos cabos devido ao tráfego variável, devem possuir uma elevada resistência à fadiga. Assim, podem ser instalados amortecedores a uma certa distância das ancoragens para prevenir oscilações dos cabos.

Leonhardt (1991) e Ohashi (1991) abordaram os principais sistemas de ancoragem ao tabuleiro, realçando os dois seguintes:

- O encaixe de zinco: ancoragem convencional em que o cabo é fixo numa cavidade preenchida com minerais e fusões metálicas com zinco, cobre e alumínio (Fig. 34(a)). Pode atingir a sua resistência de rotura máxima, mas não a resistência à fadiga, pois os fios são afetados pelo calor da fundição dos metais e ocorre corrosão entre os fios e as ligas metálicas na entrada do encaixe.
- O encaixe “Hi-Am (High Amplitude)”: ancoragem desenvolvida pela firma Suíça BBR com o objetivo de atingir temperaturas menores na fundição dos materiais e, assim, uma melhor resistência à fadiga (Fig. 34(b)). O mecanismo consiste numa ação em arco de fios e bolas metálicas na secção cónica do encaixe, permitindo que a tensão aplicada nos cabos não atinja a chapa separadora e esta sobreaqueça, em condições normais de carregamento.

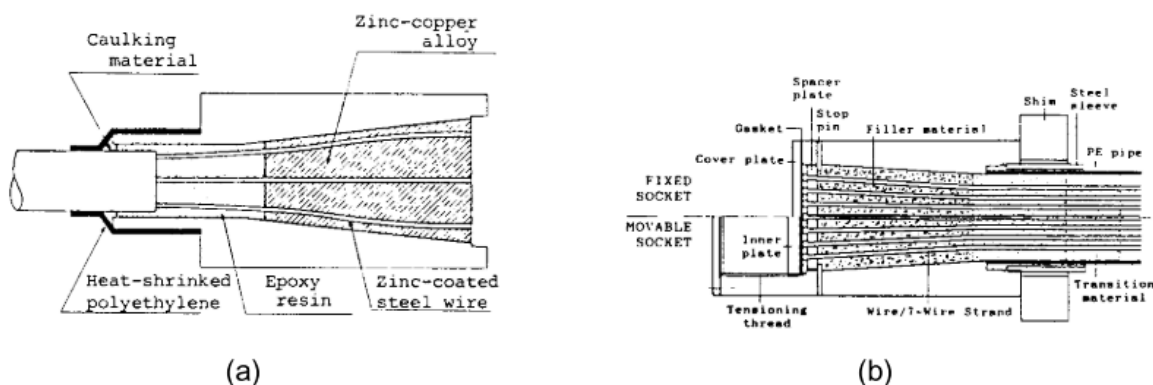


Figura 34: Ancoragens no tabuleiro: (a) Encaixe de zinco; (b) Encaixe “Hi-Am” (Caetano, 2000).

A estrutura da ancoragem do cabo é igualmente importante para a torre, pois desenvolve o papel de transmitir suavemente à mesma a tensão do cabo que atua como uma força concentrada local. De acordo com Schlaich (1991), a dificuldade com as ancoragens no topo das torres deriva do requerimento indispensável, ancorar um grande número de cabos. Estes provêm dos dois lados da torre e o objetivo é claro – aproximar as ancoragens o mais possível de um ponto único, de tal modo, que as suas componentes horizontais se equilibrem, transmitindo à torre o mínimo de flexão. Para complementar, os cabos devem estar facilmente acessíveis para possíveis reparos ou substituições. Para Leonhardt e Zellner (1991), a solução mais simples é cruzar os cabos e posicionar os encaixes do lado oposto da torre (Fig. 35(b)).

Nesta secção, o autor limitou-se apenas a um resumo, explicitando alguns dos aspetos mais relevantes do mesmo, pois está ciente da quantidade de informação e detalhe presente. Uma análise pormenorizada deste tema ditaria a realização da atual dissertação em torno do mesmo.

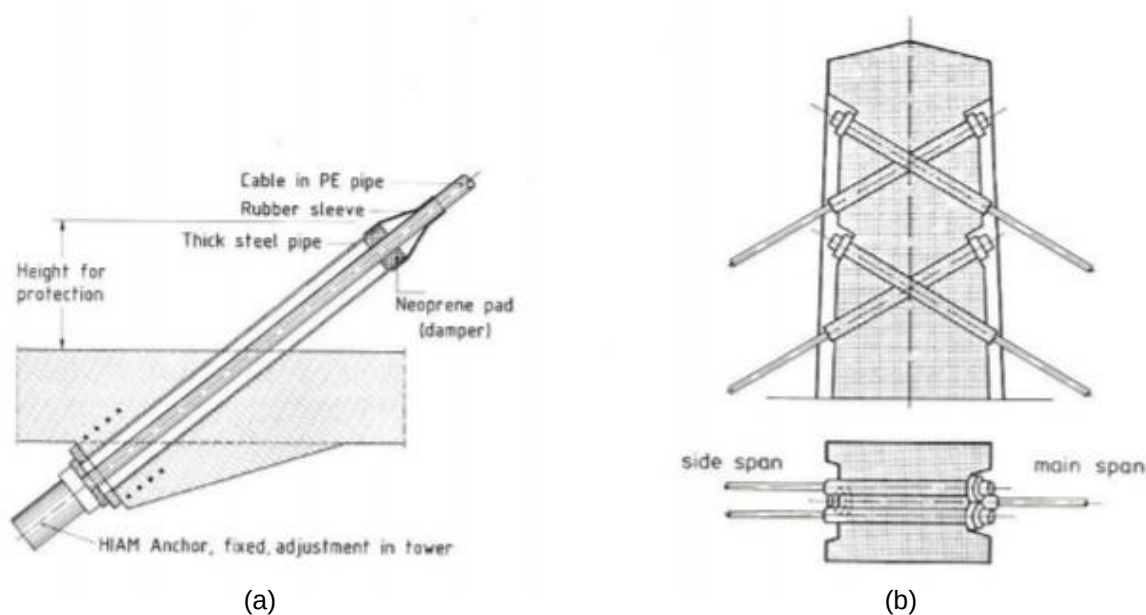
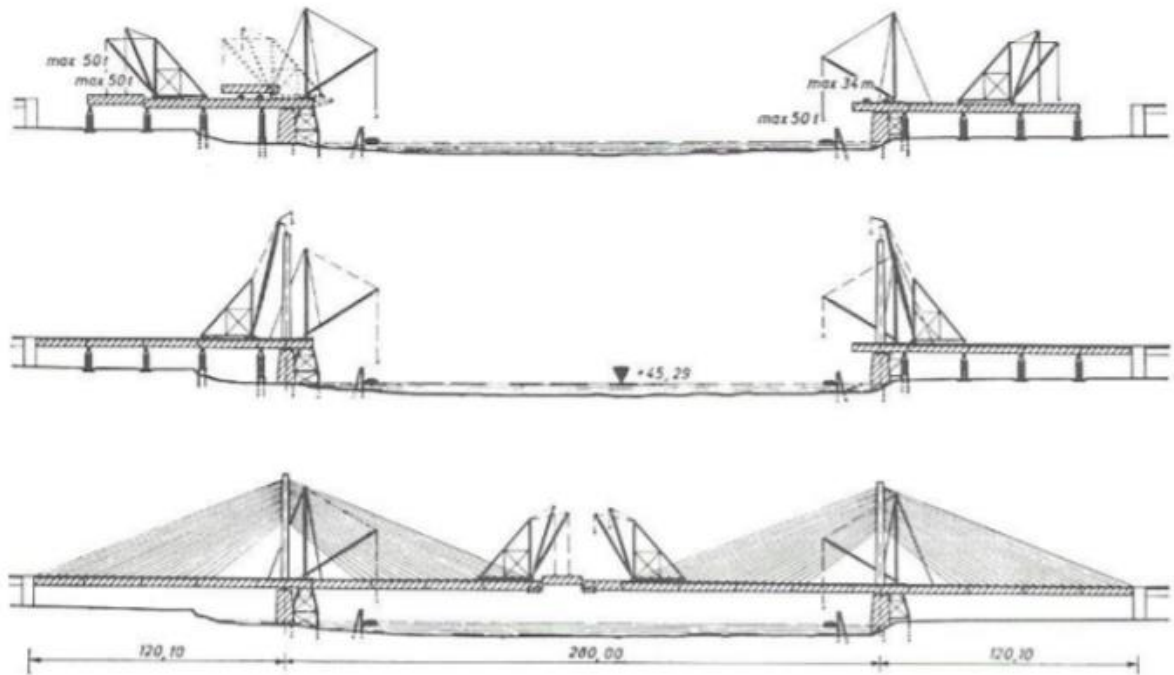


Figura 35: Detalhes de ancoragens dos cabos: (a) Tabuleiro - Encaixe “Hi-Am”;  
(b) Torre (Leonhardt e Zellner, 1991).

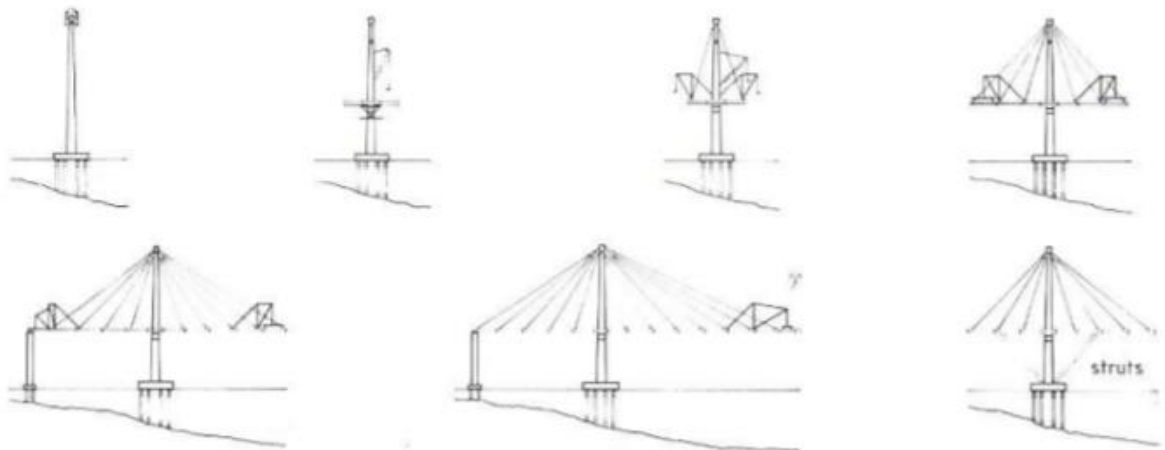
## 2.4 PROCESSO CONSTRUTIVO

Por último, mas não menos importante, uma das principais razões para o grande sucesso das pontes de tirantes é a sua facilidade de construção. No entanto, é necessário compreender que o processo construtivo da ponte é uma das fases mais condicionantes e não coincide necessariamente com o de um elemento, por exemplo do tabuleiro, pois um projeto pode incluir vários métodos de construção, dos quais o preponderante pode não ser o do tabuleiro (Pacheco, 2019). Assim sendo, neste tipo de sistema estrutural, o processo construtivo mais comum é o atirantamento combinado com avanços, dado a estrutura ser autossustentada. Porém, existe também a hipótese de combinar o atirantamento com a elevação de determinados segmentos metálicos. Leonhardt e Zellner (1991) fazem a distinção entre duas alternativas a adotar, independentemente do material usado na construção:

- Na proximidade dos vãos laterais ao solo, estes são construídos primeiramente com o auxílio de torres provisórias. Em seguida, aborda-se o vão central por avanços com betonagem das aduelas *in-situ* ou com montagem de aduelas já pré-fabricadas (Fig. 36(a)).
- Ao invés, quando os vãos laterais estão muito acima do nível da água e possíveis suportes provisórios têm de ser protegidos contra embarcações, a construção é inicializada por avanços sucessivos a partir das torres em direção aos cais de ancoragem e finalizada com o vão central (Fig. 36(b)).



(a)



(b)

Figura 36: Métodos de construção: (a) Vãos laterais em apoios provisórios – Ponte *Friedrich Ebert* (Alemanha, 1967); (b) Avanços sucessivos – Ponte de *Zárate-Brazo Largo* (Argentina, 1977) (Leonhardt e Zellner, 1991).

De acordo com Virlogeux (1991), o método de avanços (Fig. 35(b)) é a opção predominante para a construção de vãos longos, sendo considerado como a solução natural e lógica para a construção de pontes atirantadas: cada segmento novo é construído ou instalado e depois suportado por um ou vários cabos que equilibram o seu peso.

No entanto, uma vez que envolve um elevado número de fases construtivas, este método revela-se particularmente dispendioso para pontes de vãos médios, em especial pontes de betão com elementos pré-fabricados, em que estes sucessivos elementos são de dimensões reduzidas. O custo varia pouco proporcionalmente ao vão dependendo apenas do número de fases de construção. Este custo é, portanto, facilmente amortizado em pontes de vãos longos para as quais não há realmente outra opção. Porém, no caso dos vãos médios, o custo é considerável em termos relativos, podendo excluir, em comparações económicas de custo-benefício, as soluções em tirantes, em detrimento de outras, mais convencionais (Virlogeux, 1991).

Uma possível resolução passa pela construção com apoios temporários, tal como representado na Fig. 36(a). A esta solução, que prima pela extrema simplicidade de execução e de análise, apenas está inerente o custo dos referidos apoios. Todavia, quando a construção de apoios num curso de água é indesejável do ponto de vista financeiro ou por outra razão, é possível construir os mesmos paralelamente às margens do rio, criando uma consola atirantada e procedendo à sua rotação em torno das torres. Este método denomina-se basculação horizontal e as suas condições de execução são semelhantes à construção em suportes provisórios, com o acabamento final de rotação e apenas uma operação de tensionamento dos cabos e libertação dos suportes.

Finalmente, pode ser adotado o método de deslocamentos sucessivos em que todos os cabos também são tensionados numa só operação, após o lançamento da ponte e libertando o tabuleiro dos apoios provisórios. Neste caso, o uso de suspensão lateral pode-se tornar problemático, dado as suas ancoragens alargarem o tabuleiro e dificultarem a passagem do mesmo sobre as torres já construídas. Deste modo, a elevação de determinados segmentos, sejam eles metálicos ou de betão pré-fabricados, pode colmatar eventuais dificuldades específicas da obra.

Segundo Pacheco (2019) alguns aspetos particulares no projeto destas pontes são: (i) considerar o comportamento viscoelástico do betão, isto é, um comportamento diferido no tempo com resposta não imediata, originado pela retração e fluência do betão e ações térmicas; (ii) os tirantes apresentarem uma fase de comportamento não linear; (iii) aplicar um controlo geométrico rigoroso; (iv) ações durante a fase construtiva podem ser condicionantes para torres, fundações e tabuleiro (Fig. 37).

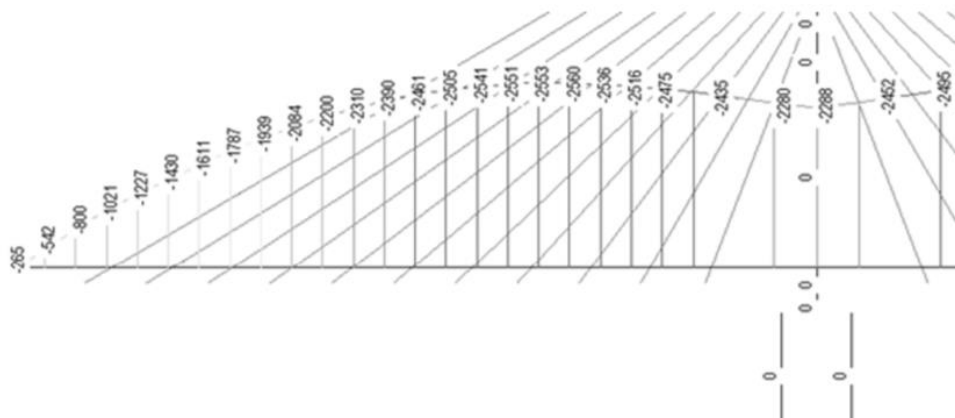


Figura 37: Ações na fase construtiva: “bolha” de momentos negativos condicionantes para o tabuleiro, uma vez que grande parte do mesmo fica com predominância de momentos positivos na fase de serviço (Pacheco, 2019).

# 3.

## CASO DE ESTUDO

### 3.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DA PONTE DA FIGUEIRA DA FOZ

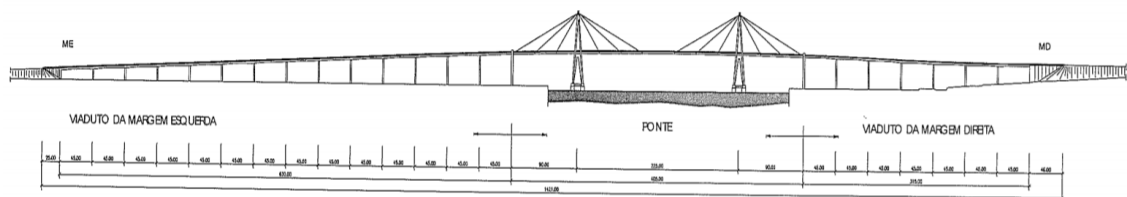
A Ponte da Figueira da Foz tem um desenvolvimento total de 1421 m, incluindo uma ponte de tirantes com 405 m sobre o rio Mondego, viadutos de acesso com 630 e 315 m e encontros com 25 e 46 m, na margem esquerda e direita, respetivamente (Fig. 38).

A estrutura em estudo foi projetada pelo Prof. Edgar Cardoso e executada pela OPCA (adjudicatário geral), tendo sido renomeada localmente Ponte Edgar Cardoso como homenagem. Esta obra emblemática constitui a primeira ponte atirantada executada em Portugal, datando a sua conclusão de 1982.

As fundações e vigas de travamento das torres estão sujeitas ao contacto direto da água do estuário do rio Mondego. Assim, o local de implantação da ponte é bastante agressivo, sendo classificado como zona atmosférica de ambiente marítimo (Rito e Bispo, 2013). De acordo com o Eurocódigo (EC), esta classe de exposição designa-se como XS3 - corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar.



(a)



(b)

Figura 38: Ponte da Figueira da Foz e Viadutos de acesso (Portugal, 1982): (a) Vista geral (Rito e Appleton, 2005); (b) Desenvolvimento longitudinal (Rito et al., 1998).

## 3.2 PONTE DE TIRANTES

### 3.2.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS

A ponte de tirantes, que constitui o objeto de estudo do presente trabalho, assenta no sistema convencional de 3 vãos com suspensão parcial, composto por um vão central ( $L$ ) de 225 m e vãos laterais ( $I$ ) de 90 m, perfazendo o comprimento total de 405 m e um rácio  $I/L$  de 0.4 (Fig. 39).

O tabuleiro, com uma largura de 20 m, apoia-se nas duas torres com formato em A e é suspenso pelos tirantes, designadamente 3 pares em cada torre com continuidade sobre estas. Adicionalmente, encontra-se ainda fixo nos pilares de transição através de barras pré-esforçadas de alta resistência.

A obra apresenta um *gabarit* de 41 m e a altura das torres, acima do nível de água, é de cerca de 85 m.

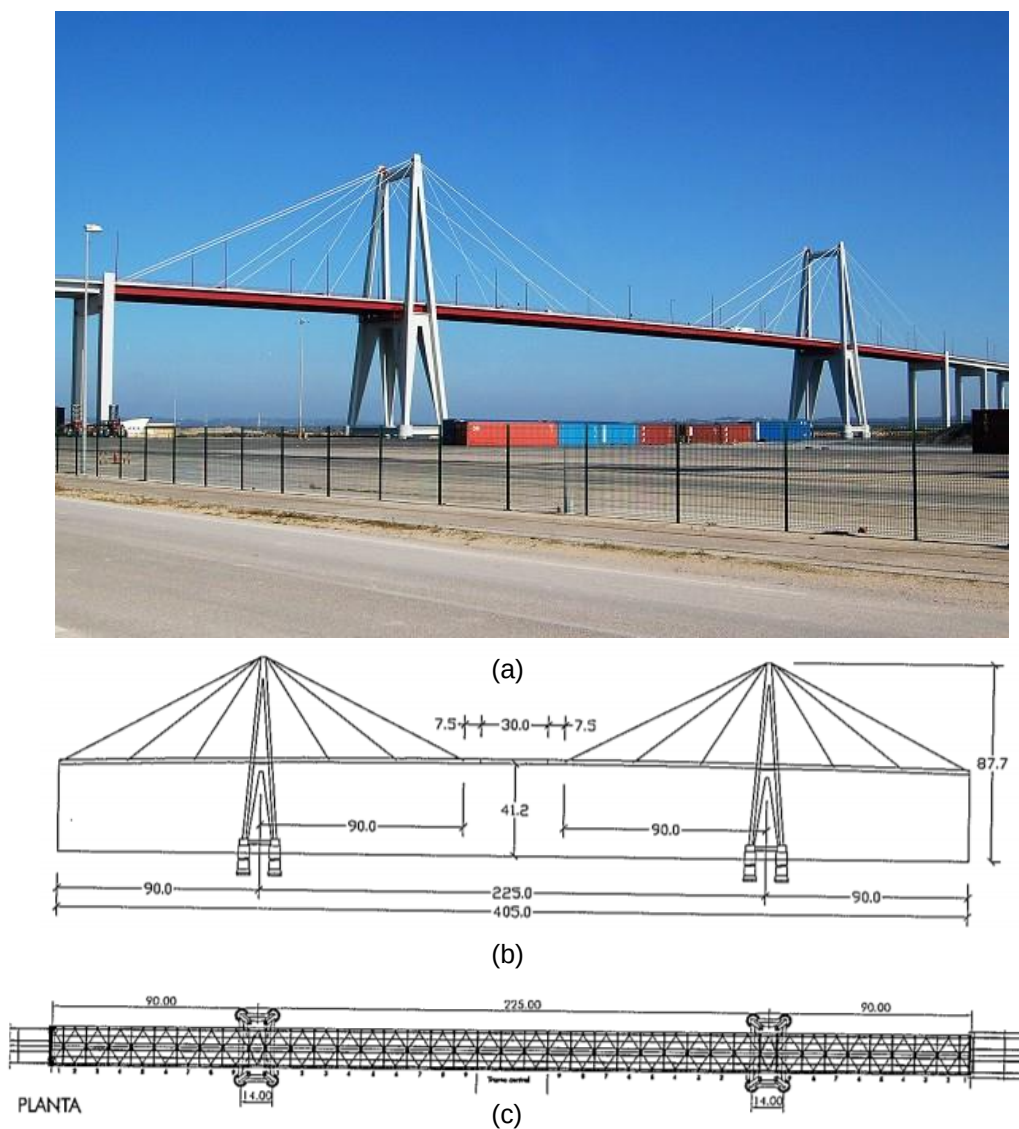


Figura 39: Ponte Edgar Cardoso (Portugal, 1982): (a) Vista geral (Cortright, 2007); (b) Alçado longitudinal (Rito et al., 1998); (c) Planta (Rito et al., 1998).

### 3.2.2 TABULEIRO

Em termos de desenvolvimento longitudinal, o tabuleiro possui na sua zona intermédia duas juntas que delimitam um tramo central simplesmente apoiado com 30 m de comprimento (Fig. 39(b)). Este tramo é suportado, do lado da margem esquerda, em apoios fixos e, do oposto, em apoios móveis.

O perfil transversal envolve uma plataforma de 20 m de largura, composta por duas faixas de rodagem de 7.5 m, dois passeios de 2 m e um separador central de 1 m (Fig. 40(a)). A inclinação das faixas de rodagem é de 1.5% para o exterior, exceto no viaduto da margem esquerda onde atinge 5%, visto que o traçado se desenvolve numa curva em planta de raio 613.56 m.

A especificidade desta estrutura encontra-se no facto de que o tabuleiro, apesar de possuir os dois materiais, aço e betão, não apresenta a ação compósita característica das estruturas mistas. Deste modo, a plataforma consiste numa estrutura metálica ortotrópica com módulos de, em geral, 10 m de comprimento e 17 m de largura, na qual se destacam os seguintes elementos (Rito et al., 1998):

- Duas vigas longitudinais, duplas, com secção em I de alma cheia e 2 m de altura, afastadas 17 m e nas quais se fixam os tirantes de suspensão;
- Quatro longarinas compostas por perfis HE600A espaçados entre si de 3.20 m;
- Carlingas em perfil I de alma cheia, com 2 m de altura, vão de 15.50 m e distribuídas transversalmente, em geral, a cada 10 m de desenvolvimento;
- Contraventamentos dos banzos inferiores das longarinas compostos por metades de perfis HE360A.

Basicamente, a estrutura é formada pela associação das duas vigas principais, interligadas pelas carlingas que suportam as longarinas (Fig. 40(b)). Sobre esta grelha, nomeadamente nas longarinas, apoia-se a laje de betão armado com espessura variável de acordo com uma lei parabólica, sendo de 0.20 m nos apoios e 0.13 m nos vãos. Por sua vez, a laje é composta por duas consolas nos extremos, vãos curtos de 0.50 m entre os elementos gémeos das vigas de rigidez e 5 vãos de 3.20 m entre longarinas.

Nas estruturas mistas, a laje de betão é geralmente composta por vários painéis ou módulos, os quais se unem às vigas de rigidez metálicas através da soldadura de conetores de corte. Estes conetores experienciam o seu maior carregamento durante a fase de construção, particularmente em avanços, devido aos elevados momentos locais gerados pelo avanço para a próxima secção em consola livre. Com efeito, a soldadura dos conectores às vigas metálicas deve ser dimensionada respeitando o estado de tensão de Categoria C, originado pela fadiga, sendo igualmente crucial assegurar o preenchimento completo dos espaços de modo a atingir segurança a longo prazo (Taylor, 1991).

No entanto, no presente caso e de acordo com o Projeto de Cardoso (1977), a ligação entre a laje do tabuleiro e os banzos das vigas metálicas não é feita com recurso aos conectores que realizam a conexão compósita, conduzindo a que o comportamento conjunto à flexão do tabuleiro não seja o típico de uma obra mista. De facto, os dois materiais resistem individualmente, revelando diagramas de momentos distintos, ao invés do diagrama único usual, sendo que a laje pouco contribui na resposta à flexão e compressão longitudinais.

Por fim, estando o tirante de retenção ancorado ao tabuleiro, este encontra-se, por sua vez, fixado aos pilares de transição por barras de alta resistência pré-esforçadas. Além disso, o tabuleiro apoia-se em cada uma das torres com recurso a quatro aparelhos de apoio fixos e está suspenso pelos tirantes. Devido ao número reduzido de cabos, as ancoragens destes geram forças concentradas elevadas nas vigas principais e, com a existência dos elementos de travamento transversal, é permitida uma degradação suave das forças pela totalidade da estrutura metálica.

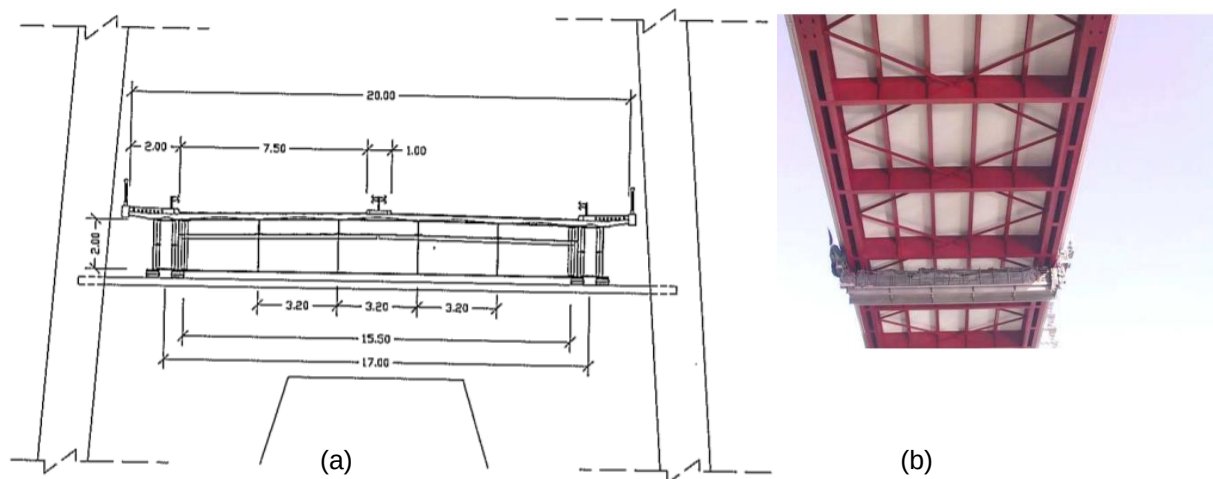


Figura 40: Tabuleiro: (a) Secção transversal (Rito et al., 1998); (b) Vista inferior – estrutura metálica (Rito e Bispo, 2013).

### 3.2.3 TIRANTES E ANCORAGENS

Os cabos de suspensão estão dispostos transversalmente em leque, de forma simétrica e com 3 tirantes para cada lado das torres, perfazendo um total de 12 cabos. Estes encontram-se ancorados ao tabuleiro, mais propriamente às vigas de rigidez deste, com espaçamentos de 30 m, e são formados por fios de aço, com 1600-1800 MPa de tensão de rotura e 5 mm de diâmetro. Os cabos mais longos são compostos por 900 fios, os intermédios por 540 fios e os mais curtos por 390 fios (Tabela 1). Os tirantes estão protegidos por fios de aço de enrolamento, galvanização e uma pintura, apresentando continuidade entre os tramos extremos e central, já que atravessam selas de desvio no topo das torres.

De acordo com a informação retirada do Projeto de Execução de Rito e Bispo (2013), as ancoragens dos cabos foram realizadas por um sistema desenvolvido pelo Prof. Edgar Cardoso e que consiste numa peça de aço fundido, preenchida por uma mistura de resina epoxi e granalha de aço. Assim, este sistema pretende responder às forças elevadas transmitidas pelos tirantes, sem que ocorra o sobreaquecimento dos cabos nos encaixes e consequente perda de tensão. Nota-se que, à chegada dos tirantes às ancoragens, estes são divididos em feixes (6 feixes de 150 fios, nos tirantes longos; 4 feixes de 185 fios, nos tirantes de comprimento médio e 3 feixes de 130 fios, nos tirantes curtos) de modo a melhor degradar as forças concentradas ao nível do tabuleiro.

Por sua vez, as selas em aço vazado, estão assentes sobre duas séries de chapas de aço, denominados calços e que foram interpostos entre a torre e a base das selas como forma de regulação das forças dos cabos. Ao longo dos trabalhos de construção, estas forças foram controladas através de macacos hidráulicos colocados entre as pernas das torres e os calços.

Tabela 1: Características mecânicas dos tirantes (Caetano, 2018).

| Tirante | Comprimento da corda (m) | Nº de fios aço 5mm | Área (cm <sup>2</sup> ) | Massa secção transversal (kg/m) | Massa revestimento (kg/m) (estimada) | Massa total (kg/m) |
|---------|--------------------------|--------------------|-------------------------|---------------------------------|--------------------------------------|--------------------|
| Longo   | 100.62                   | 900                | 176.72                  | 138.7                           | 9.4                                  | 148.1              |
| Médio   | 75.00                    | 540                | 106.03                  | 83.2                            | 8.2                                  | 91.4               |
| Curto   | 54.08                    | 390                | 76.58                   | 60.1                            | 7.1                                  | 67.2               |

### 3.2.4 TORRES

As duas torres, construídas em betão armado, elevam-se 84.4 m acima do nível médio de água. Estas são compostas por quatro elementos retangulares ocos, inclinados tanto longitudinal como transversalmente e que se unem dois a dois no seu topo por uma grande travessa de secção quadrada e oca. Por seu turno, estas travessas (uma em cada torre) permitem o travamento transversal da obra, resultando numa uniformização de forças geradas pela ação do vento.

Adicionalmente, as torres possuem uma ligação aproximadamente a meia altura, ao nível dos apoios do tabuleiro, através de elementos laminares. Na sua zona inferior, entre o tabuleiro e a base das torres, estes elementos retangulares inclinados estão reforçados por abas laminares em ambas as direções. Isto resulta numa torre do tipo pórtico e com formato em A, longitudinal e transversalmente, capaz de resistir eficazmente a pressões do vento de ambas as direções (Fig. 41).

Na base, cada um destes elementos estruturais é suportado por quatro poços cilíndricos ocos com 5.00 m de diâmetro exterior e 4.20 m de diâmetro interior. De modo a realizar o travamento destas fundações, sobre estes poços existem, ainda, quatro maciços cilíndricos com 4.00 m de diâmetro, interligados entre si por vigas de betão armado pré-esforçado com perfil em I.

Assim, as torres assentam no formato típico da *primeira geração* mencionado por Mathivat (1994) e, tal como as obras de Morandi, suportam o tabuleiro, por baixo, graças à elevada rigidez das suas pernas e, por cima, através da suspensão com tirantes. No entanto, foi possível evitar que estas pernas atingissem dimensões elevadas, bem como as suas fundações, devido à instalação de selas de desvio no topo das torres. Tal medida permitiu a continuidade dos cabos, não sendo necessária a sua ancoragem na torre e consequente aumento de tamanho, e resolveu um dos principais problemas de torres em A – fundações gigantescas.

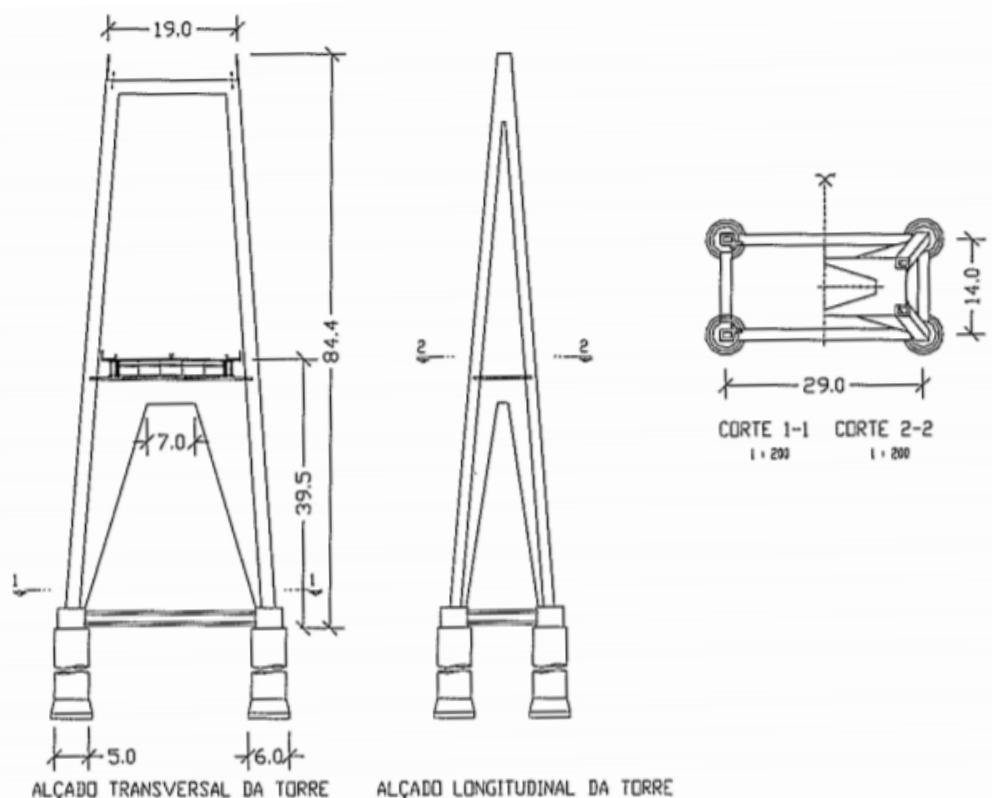


Figura 41: Geometria e principais dimensões das torres (Rito et al., 1998).

### 3.3 VIADUTOS DE ACESSO

Como já referido anteriormente, a ponte principal é o foco deste estudo e apenas se inclui este subcapítulo meramente por uma questão de enquadramento. Assim sendo, os viadutos de acesso das duas margens são formados por um tabuleiro em laje vigada, com 4 vigas longitudinais contínuas, afastadas de 5.20 m e com vãos de 45.00 m. Estas vigas, de altura variável de 2.80 m a 2.30 m, são pré-esforçadas longitudinalmente e interligadas por carlingas afastadas de 15.00 m (Fig. 42). Por sua vez, a laje de espessura variável de 0.22 m a 0.18 m, é pré-esforçada transversalmente e prolonga-se em consola com 2.30 m de balanço.

As vigas apresentam uma espessura de alma também variável, de 0.40 m no vão e de 0.60 m nos apoios. Adicionalmente, atinge o valor de 0.80 m sobre os segundos apoios, onde existe ainda um reforço com uma laje criando um banzo inferior, de forma a responder aos momentos máximos aí verificados.

Os pilares dos viadutos são constituídos por duas colunas retangulares ocas, superiormente ligadas por uma travessa também oca, na qual as vigas se apoiam através de ferrolhos e aparelhos de chumbo. Por seu turno, no pilar de transição, o tabuleiro apoia-se em aparelhos metálicos móveis do tipo rolete com guiamento. Inicialmente, nos encontros, os viadutos estavam fixados através de ferrolhos e aparelhos de apoio de chumbo, porém, quando os primeiros trabalhos de reabilitação se realizaram, procedeu-se à instalação de aparelhos de apoio em neoprene cintado, dotados de placa de deslizamento em teflon. De forma a controlar os efeitos da ação sísmica, foram ainda previstos aparelhos dissipadores, do tipo viscoso, entre os tabuleiros e os encontros (Rito e Bispo, 2013).

O viaduto da margem esquerda apresenta um traçado que se desenvolve com curvatura em planta de raio 613.56 m (Fig. 43) e termina no encontro da margem esquerda, composto por uma caixa fechada. Deste modo, as forças horizontais transmitidas pelo tabuleiro ao encontro são transferidas por escoras a maciços de escoramento embutidos no terreno.

O encontro da margem direita foi, conforme concebido no projeto, executado como um muro de testa e dois muros de avenida. Este encontro foi objeto de alteração após o acidente ocorrido em 1983, tendo sido removidas as terras do tardo dos muros e realizada uma estrutura do tipo “harmónico” com laje (tabuleiro), vigas e pilares que suportam as cargas rodoviárias (Fig. 44).

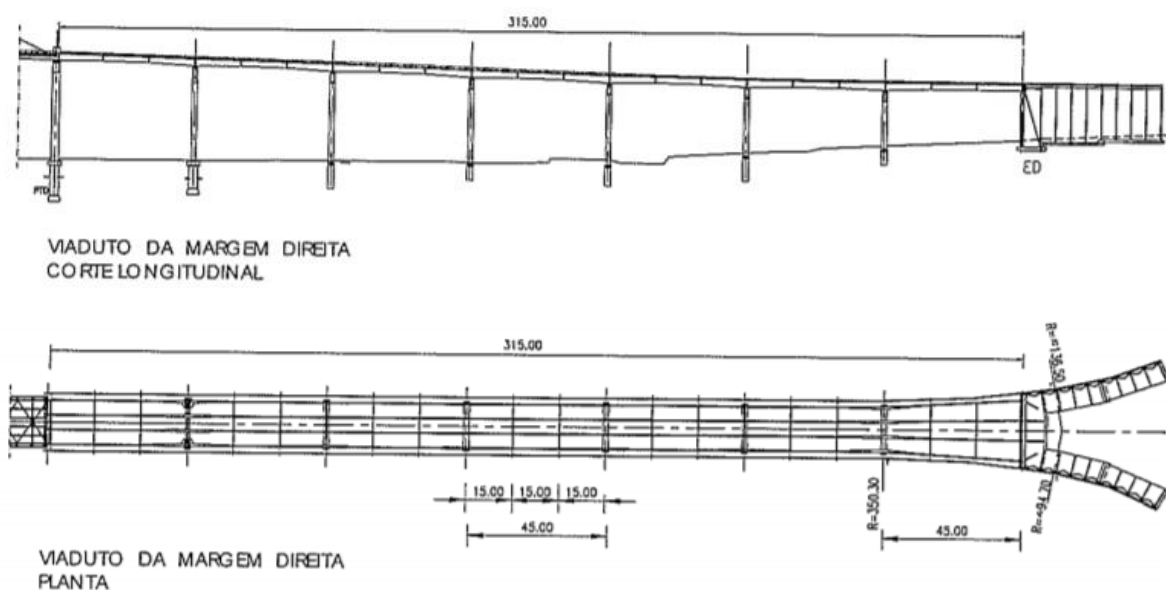


Figura 42: Corte longitudinal e planta do viaduto da margem direita (Rito et al., 1998).



Figura 43: Vista inferior da ponte e do viaduto da margem esquerda em curva (Caetano, 2018).



Figura 44: Detalhe do encontro “harmónico” da margem direita (Caetano, 2018).

### **3.4 REGULAMENTAÇÃO ATUAL VS. ADOTADA NO PROJETO**

#### **3.4.1 GENERALIDADES**

O presente subcapítulo foca-se na comparação entre as bases de cálculo adotadas aquando da execução do projeto e as que se encontram em vigor na atual regulamentação, designadamente no que respeita à definição de ações e respetivas verificações de segurança da estrutura. De facto, o regulamento referente às estruturas metálicas, em vigor à data do projeto, era o REAE de 1965. Neste, o conceito de segurança era estabelecido através de um coeficiente global, incorporado nas tensões de segurança dos materiais e considerando apenas o uso do aço Fe 360, atual S235. Somente após o lançamento do RSA em 1983, se veio alterar o regulamento, que originou o REAE de 1986. O mesmo veio, por um lado, integrar o ajuste à nova filosofia de estados limites, últimos e de serviço, preconizada no RSA e, por outro, estender a sua aplicação aos aços Fe 430 e Fe 510, atuais S275 e S355 respetivamente.

De acordo com Rito et al. (1998), as vigas longitudinais, do tabuleiro da ponte atirantada foram realizadas em Fe 510, enquanto que, na generalidade dos restantes elementos estruturais, se utilizou Fe 360. Na opinião do autor, esta informação revela-se pertinente, dado as vigas principais da ponte terem sido dimensionadas sem se regerem, à data, por nenhuma norma legal.

No sentido de eliminar entraves técnicos ao comércio e harmonizar as especificações técnicas entre os Estados-Membros da União Europeia, surgiram os Eurocódigos, regulamentos em vigor desde 1990, que estabelecem os princípios e os requerimentos de segurança a usar no dimensionamento estrutural. Estes foram redigidos com o intuito de exibir o estatuto de Norma Europeia (EN) e, subsequentemente, o de Norma Nacional. No entanto, fica salvaguardado, às autoridades regulamentadoras de cada Estado-Membro, o direito de estabelecer os valores relacionados com questões de regulamentação da segurança, a nível nacional, nos casos em que estas continuem a variar de Estado para Estado.

Na Engenharia de Pontes, as normas mais relevantes são o Eurocódigo 1 (EC1), que diz respeito às ações em estruturas, e o Eurocódigo 8 (EC8), que trata a resistência aos sismos. Os Eurocódigos fornecem regras comuns de cálculo estrutural, para a aplicação corrente no projeto de estruturas e dos seus componentes, tanto de natureza tradicional como inovadora. Elementos construtivos ou condições de cálculo não usuais não são especificamente incluídos, devendo o projetista, nestes casos, assegurar o apoio especializado necessário.

#### **3.4.2 AÇÕES EM PONTES E VIADUTOS**

As estruturas devem ser projetadas de modo a possuírem resistência estrutural, utilização e durabilidade adequadas. A sua construção deve ser tal que as estruturas consigam, durante o período de vida útil (no caso das pontes, 100 anos), suportar, com graus de fiabilidade e de viabilidade económica apropriados, todas as ações suscetíveis de ocorrer ao longo da sua execução e utilização.

De modo a quantificar as ações com base no cumprimento de normas, é necessário escrutinar um conjunto de aspetos fundamentais, designadamente: o campo de aplicabilidade e os seus limites; a classe das pontes em apreço; a simultaneidade de efeitos; e a consideração criteriosa de valores reduzidos. Com efeito, revela-se particularmente importante a perceção clara dos fatores envolvidos, sendo, ainda, aconselhável o uso de ferramentas para o cálculo fiável e sistemático de ações com expressões mais complexas (Pacheco, 2019).

Segundo o EC1, Norma Europeia para a quantificação de ações em estruturas, a classificação deve ser atribuída, de acordo com a sua variação no tempo, conforme se evidencia infra:

- (i) Ações Permanentes (G) – tratadas pelo valor característico ( $G_k$ ):
  - Peso próprio;
  - Restantes cargas permanentes (equipamentos fixos e revestimentos);
  - Pré-esforço;
  - Assentamentos de apoio;
  - Retração e fluência;
  - Impulsos de terras;
  - Outras.
- (ii) Ações Variáveis (Q) – tratadas pelo valor característico ( $Q_k$ ) ou reduzido ( $\psi Q$ ):
  - Sobrecargas;
  - Vento;
  - Variações de temperatura;
  - Neve/ gelo;
  - Atrito de aparelhos de apoio;
  - Pressões hidrodinâmicas;
  - Outras.
- (iii) Ações Acidentais (A) – tratadas pelos valores de cálculo ( $A_d$ ):
  - Sismo;
  - Choques de embarcações;
  - Choques de veículos;
  - Explosões;
  - Incêndios;
  - Cheias/ ações de erosão nos apoios;
  - Ações acidentais dos equipamentos construtivos;
  - Outras.

Importa, também, caracterizar as ações em estruturas em função da respetiva origem (direta ou indireta), da sua variação no espaço (fixas ou livres) e da sua natureza e/ou resposta estrutural (estáticas ou dinâmicas). Neste contexto, importa conhecer a simbologia geral do Eurocódigo para a quantificação de ações e dos seus efeitos:

|          |                                                                             |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------|
| $F$      | ação                                                                        |
| $F_d$    | valor de cálculo de uma ação                                                |
| $F_k$    | valor característico de uma ação                                            |
| $E$      | efeito de uma ação                                                          |
| $E_d$    | valor de cálculo do efeito das ações                                        |
| $R$      | resistência                                                                 |
| $R_d$    | valor de cálculo da resistência                                             |
| $R_k$    | valor característico da resistência                                         |
| $\gamma$ | coeficiente parcial (de segurança ou de utilização)                         |
| $\psi_0$ | coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável |

#### 3.4.2.1 Ações Permanentes

No caso das pontes, os elementos estruturais incluem vigas principais, lajes estruturais e elementos de suporte, tais como tirantes, enquanto que os elementos não estruturais envolvem equipamentos de pontes, como guardas de segurança, lancis e corrimãos. Geralmente, as cargas permanentes estão associadas, por um lado, ao peso próprio da totalidade destes elementos e, por outro, às ações indiretas causadas por aplicação de pré-esforço, por retração do betão e/ou por assentamentos diferenciais.

Neste caso de estudo, o peso próprio do tabuleiro foi calculado considerando que, em cada secção, o seu valor é dado pelo produto da área da secção com o peso específico do betão armado, ou do aço, conforme os casos. De acordo com Rito et al. (1998), o betão armado do tabuleiro apresentava cerca de 80 kN/m de peso por metro linear de comprimento, atingindo, juntamente com a estrutura metálica, o total de 125 kN/m. Adicionalmente, para as restantes cargas permanentes, foram, entre outros, contabilizados elementos como guardas, lancis, betão betuminoso, enchimento e pavimento dos passeios, perfazendo cerca de 50 kN/m.

A partir da análise da Tabela 2, referente às regulamentações RSEP e EC1, facilmente se observa que os pesos volúmicos dos materiais usados na obra apresentam, quando comparados entre si, uma variação não muito significativa. Consequentemente, no cálculo dos valores referentes ao peso por metro linear de comprimento, anteriormente apresentados, foi usado o RSEP, não se revelando necessário recalcular integralmente os mesmos de acordo com o EC1.

Após a inspeção de 1997-1998, foi verificado que a laje do tabuleiro revela um nível de fissuração bastante significativo, em especial nos alinhamentos das carlingas. Com base nesta informação, não foram consideradas as ações de retração e fluência da laje de betão para efeitos da presente verificação de segurança. Com efeito, dado que a componente de betão do tabuleiro não constitui uma peça contínua na direção longitudinal, é improvável que, nestas condições, introduza esforços adicionais significativos nos restantes elementos estruturais do tabuleiro.

#### 3.4.2.2 Sobrecargas rodoviárias

No EC1, a quantificação de sobrecargas em pontes rodoviárias é efetuada com base em histogramas de cargas verticais de eixos de veículos, sendo que o peso bruto de um veículo inclui o peso próprio desse veículo e a carga máxima que lhe é permitido transportar. As ações são determinadas com base em Modelos de Carga (“Load Models”) que, por sua vez, são definidos em função da verificação a efetuar (verificações globais e/ou locais), com caracterização simultânea de cargas concentradas e cargas distribuídas diferenciadas.

Estas sobrecargas pretendem, portanto, simular as ações na fase de exploração da obra e incluem: (i) as cargas verticais distribuídas nas vias, que dizem respeito aos veículos, especialmente em zonas com tráfego elevado, ou a multidões, registadas em ocasiões especiais como maratonas; (ii) as cargas pontuais provocadas pela passagem do veículo tipo, que usualmente reproduz os efeitos de um veículo militar, dado ser o mais desfavorável; (iii) as cargas lineares horizontais longitudinais devido à aceleração e frenagem dos veículos; (iv) as cargas lineares horizontais transversais, originadas pelas forças centrífugas, quando o desenvolvimento em planta da obra apresenta curvatura.

As sobrecargas rodoviárias induzem efeitos dinâmicos, adicionalmente à resposta estática. Estes efeitos são condicionados por um número significativo de variáveis como as características do veículo, o fluxo de tráfego, a rugosidade da estrada e o comportamento dinâmico da ponte. A permanente atuação destas sobrecargas impõe o problema de fadiga, nomeadamente devido à variação de tensões associada a esta ação, cuja importância é crucial na avaliação do tempo de vida restante das pontes rodoviárias.

Segundo Caetano (2000), no caso das pontes atirantadas, deve-se prestar uma atenção especial na avaliação da fadiga instalada nos tirantes, visto que, os cabos são elementos muito flexíveis e caracterizados por um amortecimento estrutural muito baixo. O facto dos correspondentes modos de vibração fundamentais apresentarem frequências naturais no intervalo associado às sobrecargas, por exemplo entre 1.5 Hz e 4.5 Hz, torna estes elementos propícios a vibrações e sensíveis a rutura por fadiga.

Neste estudo, aplicaram-se as cargas distribuídas nos elementos de casca com uma distribuição uniforme e sem diferenciação das vias a serem carregadas, seja  $9\text{kN/m}^2$  ou  $2.5\text{ kN/m}^2$ . Seguidamente, adicionaram-se momentos locais nas vigas longitudinais de modo a compensar o arranjo inicial e introduzir o efeito de torção causado pela posição afastada do maior carregamento em relação ao eixo médio longitudinal da obra. Por fim, introduziram-se as cargas pontuais com especial atenção à sua localização, já que, localmente, se inseriam corretamente nas respetivas faixas. Ambos os carregamentos mencionados foram posicionados, numa perspetiva global da estrutura, de acordo com o efeito que se pretende estudar. Por exemplo, com o intuito de identificar o momento fletor máximo instalado no vão central devido a estas sobrecargas, apenas se carregou este troço e colocaram-se as forças concentradas na localização mais desfavorável, tal como se ilustra na Figura 45.

Por via da comparação entre o estabelecido em ambos os regulamentos, verifica-se que, para a ponte em análise, o EC1 é mais penalizador nos casos da sobrecarga uniforme e da frenagem. Em contrapartida, no caso do veículo tipo, constata-se precisamente o oposto, uma vez que, embora o RSEP considere apenas duas faixas com um veículo em cada, ao invés das 3 preconizadas no EC1, este último não considera o coeficiente dinâmico de 1.2 do RSEP. Na Tabela 2, apresenta-se ainda a reação total nos cilindros de fundação produzida pela situação mais desfavorável de sobrecarga, bem como a força máxima transmitida pelos cabos ao topo da torre. Basicamente, as diferenças obtidas são consequência do aumento da sobrecarga uniforme imposto pelo EC1, como já mencionado.

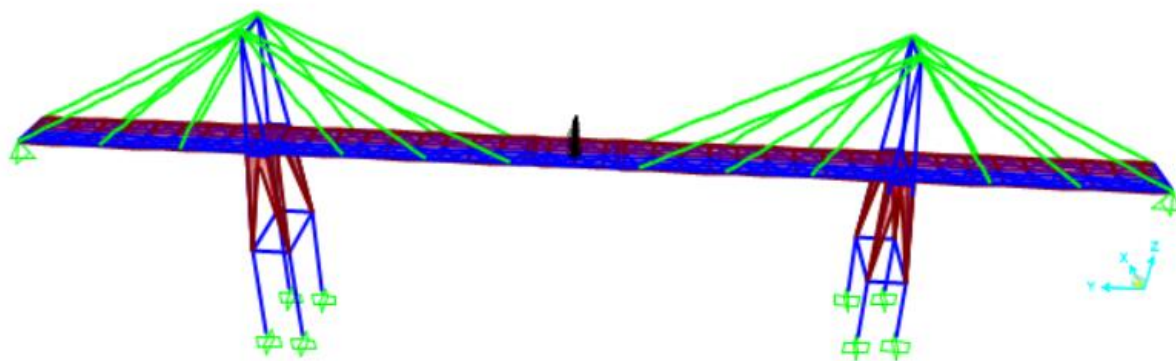


Figura 45: Representação das forças concentradas de modo a maximizar o momento fletor no vão central.

#### 3.4.2.3 Vento

Posteriormente, na presente análise, foi estimada a ação do vento de acordo com o EC1, que a classifica como variável no tempo e a representa através de um conjunto simplificado de pressões ou forças, cujos efeitos são equivalentes aos do vento turbulento. Esta ação resulta em forças normais à superfície da estrutura ou elemento estrutural e, adicionalmente, quando áreas significativas das mesmas são varridas pelo vento, podem ocorrer forças de fricção tangenciais à superfície.

Dado que esta ponte se situa na zona costeira, designadamente zona B e categoria de terreno do tipo I segundo o Anexo Nacional do EC1, considerou-se a velocidade básica do vento ( $v_{b,0}$ ) de 30 m/s, atuando transversalmente ao eixo da ponte. Em seguida, uma vez contabilizada a altura do tabuleiro de cerca de 40 m, calculou-se a velocidade média do vento ( $v_m(z)$ ) de 43.6 m/s. Por fim, obteve-se um valor de 2.1 kN/m<sup>2</sup> relativamente à pressão dinâmica ( $q_p(z)$ ) que atua sobre o mesmo.

Com base nestas condições, analisou-se o vento como ação base de qualquer combinação de ações e, considerando a altura do tabuleiro e elementos de segurança de 2.8 m (2.2 m do tabuleiro e 0.6 m de guardas de segurança), atingiu-se a força do vento por metro de desenvolvimento ( $F_w/m$ ) de 5.9 kN/m. Por sua vez, quando a ação base é o tráfego, a altura justaposta no cálculo é de 4.2 m, devido ao acréscimo de 2 m dos veículos a apenas 2.2 m da altura do tabuleiro, resultando numa força  $F_w/m$  de 9.9 kN/m. No entanto, ao entrar no cálculo da combinação, este valor é minorado pelo coeficiente de ação variável secundária  $\psi$  de 0.6, diminuindo, novamente, para 5.9 kN/m.

De acordo com o estudo de Rito et al. (1998), no Anteprojeto a força adotada nos cálculos foi de 4.1 kN/m (RSEP), correspondente a cerca de 70% do valor atual de 5.9 kN/m, cujo cálculo envolveu a ação do vento exercendo pressão transversal no tabuleiro. Adicionalmente, considerando a pressão dinâmica estabelecida para o vento habitual no RSEP e que o tabuleiro, cuja altura exposta considerada foi de 4 m, se apoia nos pilares de transição e nas torres, determinaram-se a força horizontal por perna de 422 kN e a reação vertical por perna de 1177 kN. Os resultados obtidos no presente estudo para a ação do vento na direção transversal ao eixo da ponte são de 1561 kN e de 3161 kN para a força horizontal e reação vertical por perna da torre, respetivamente, sendo os aumentos verificados pelo facto de esta ação ser bastante mais penalizadora de acordo com o EC do que o anteriormente previsto no RSEP.

A pressão exercida pelo vento pode, ainda, provocar fenómenos de excitação aerodinâmica e instabilidades aeroelásticas, visto que as frequências naturais da estrutura abrangem valores entre 0.5 e 1.5 Hz. Tais valores são indicadores de uma estrutura flexível e, portanto, capaz de apresentar uma resposta dinâmica, uma vez que a turbulência do vento origina uma vibração da estrutura que, por seu turno, pode estar em ressonância com um modo fundamental de oscilação da obra. Assim, calculou-se também o coeficiente estrutural ( $c_s.c_d$ ), de modo a contabilizar os efeitos dinâmicos de uma forma simplificada, tal como previsto no EC. Este coeficiente é composto pelo coeficiente de dimensão ( $c_s$ ), que tem em conta o efeito de redução na ação do vento devido à não simultaneidade na ocorrência de pressões de pico sobre a superfície da construção e, também, pelo coeficiente dinâmico ( $c_d$ ), que considera o efeito de majoração devido às vibrações provocadas pela turbulência em ressonância com a estrutura. O cálculo destes coeficientes parcelares conduziu ao valor de 0.8 para  $c_s.c_d$ , tendo-se adotado o valor final unitário, já que se estaria pelo lado da segurança, pois só valores superiores a 1.0 revelam a preponderância dos efeitos dinâmicos.

Neste contexto e apenas numa perspetiva informativa, o autor aproveita a ocasião para salientar alguns fenómenos cruciais da aeroelastecidade: (i) libertação de vórtices, que ocorrem quando os vórtices se originam alternadamente em pontos opostos na estrutura, gerando uma carga flutuante perpendicular à direção do vento e capaz de induzir vibrações estruturais, se a frequência da libertação de vórtices for semelhante à frequência natural da estrutura; (ii) galope, que consiste numa vibração auto induzida verificada em estruturas flexíveis, quando sujeitas a flexão devido a vento lateral, e que aumenta rapidamente a amplitude de oscilação, com o incremento da velocidade do vento; (iii) divergência e drapejamento, constituindo instabilidades que sucedem em estruturas esbeltas e flexíveis, como os tabuleiros de pontes suspensas e atirantadas, acima de uma velocidade do vento crítica e que, resultantes da deformação e do movimento impostos pelo vento, modificam a aerodinâmica e alteram o carregamento. Tipicamente, a velocidade do vento crítica é a velocidade frequente indicativa de que o fenómeno se inicia e, assim, a fadiga e o número de ciclos de carregamento se podem tornar relevantes.

#### 3.4.2.4 Variação de temperatura

As variações de temperatura, ações térmicas numa estrutura ou num elemento estrutural que decorrem das alterações dos campos de temperatura num determinado período de tempo, podem apresentar uma variação uniforme ou diferencial. A componente da variação uniforme de temperatura depende das temperaturas mínima e máxima que uma ponte pode atingir, resultando numa gama de amplitudes que induz, na totalidade da estrutura isostática, uma variação de comprimento dos seus elementos. Relativamente à variação diferencial de temperatura, o aquecimento e o arrefecimento, durante um determinado intervalo de tempo, da superfície superior do tabuleiro de uma ponte, provocam, respetivamente, valores máximos positivos (superfície superior mais quente) e valores máximos negativos (superfície inferior mais quente) dessa variação diferencial.

No caso da variação uniforme, revela-se pertinente considerar as restrições de dilatação ou contração, próprias de cada tipo de construção (por exemplo arco ou tirantes), o atrito em apoios deslizantes e os efeitos geometricamente não lineares, regularmente denominados efeitos de segunda ordem, originados nos pilares devido ao movimento do tabuleiro. No que respeita à variação diferencial, a sua componente vertical de temperatura poderá induzir efeitos na estrutura como a restrição de livre curvatura, o atrito em apoios articulados e os efeitos de segunda ordem, desta vez provocados no tabuleiro, já que o mesmo se encontra sujeito à variação diferencial térmica. Assim, na caracterização das ações térmicas, revelam-se como aspetos fundamentais a localização da obra, a relevância das variações diferenciais registadas e a forte interdependência com a fixação de juntas e aparelhos de apoio, já que deve ser permitido o contínuo movimento das estruturas e seus deslocamentos, face às deformações impostas.

Neste caso de estudo, não se espera que os efeitos térmicos se revelem muito gravosos, uma vez que não é expectável a introdução de tensões relevantes na ponte, nomeadamente no tabuleiro, dado o último não possuir a conexão compósita entre os dois materiais que o constituem, aço e betão. Adicionalmente, esta estrutura revela-se praticamente isostática e, portanto, deforma-se com alguma facilidade e evita o acréscimo de tensão, ao invés do sucedido nas estruturas hiperestáticas. Contudo, consideraram-se as ações térmicas através da aplicação de uma temperatura uniforme ( $T_0$ ) de 15°C à estrutura metálica do tabuleiro, uma vez que, nas estruturas em que as componentes da variação uniforme de temperatura divergem nos vários tipos de elementos, os potenciais efeitos desfavoráveis deverão ser considerados através da adoção de 15°C para as diferenças entre os elementos estruturais principais. Na Tabela 2, apresentam-se os valores de acordo com o EC1 para tabuleiros mistos, utilizando uma componente linear equivalente da variação diferencial de temperatura e considerando a face superior do tabuleiro mais quente do que a inferior ( $\Delta T_{\text{heat}}$ ) e vice-versa ( $\Delta T_{\text{cold}}$ ).

#### 3.4.2.5 Sismos

Por fim, durante o período de vida de uma estrutura, a ação sísmica pode ser classificada como acidental quando a sua probabilidade de ocorrência é baixa. Porém, verificando-se a sua incidência, a ponte deve manter a integridade estrutural e uma adequada resistência residual, apesar de um dano considerável ser passível de ocorrer em algumas partes da obra. Neste contexto, a ação sísmica foi calculada de acordo com o estipulado no EC8, tendo-se adotado o espectro de projeto para análise elástica, calibrado para 5% de amortecimento. Este valor, referente ao betão armado, foi preterido aos 2% relativos à estrutura metálica já que, durante esta ação, a maioria da energia de deformação é dissipada nas torres de betão armado.

Para efeitos de cálculo, considerou-se o espectro de projeto para sismos do Tipo 2 (sismos afastados), uma vez que a aceleração máxima de projeto de referência ( $a_{gR}$ ) é superior, na zona sísmica em questão, à dos sismos do Tipo 1 (sismos próximos). Com efeito, tal aceleração superior origina uma energia, também superior, à energia do espectro de projeto para sismos do Tipo 1, especialmente na gama de frequências dos modos de vibração principais da estrutura, entre 0.5 e 1.5 Hz.

Seguidamente, concluiu-se que o terreno em que a obra assenta se pode categorizar como tipo C, normalmente indicador de solos médios e brandos. Esta classificação foi obtida em função do número de pancadas do ensaio SPT, 20 a 25, segundo consta no Projeto de Cardoso (1977). Com base nestas considerações, calcularam-se a força horizontal por perna e a reação vertical total nas fundações, cujos resultados obtidos, no presente estudo, basearam-se na análise dinâmica da resposta do tabuleiro ao espectro de acelerações definido no EC. Importa destacar que no Anteprojeto se considerou a ação sísmica com base no método estático equivalente nas direções longitudinal e transversal, de acordo com o definido no RSEP. Apesar do RSEP recomendar, para uma obra com as características da que se encontra em análise, a adoção de um coeficiente de 0.1, o coeficiente sísmico adotado foi de 0.075, correspondente à zona B. Assim, as diferenças registadas entre os regulamentos resultam das próprias ações e das diferentes metodologias de análise, já que foi utilizado um modelo de análise dinâmica no presente estudo, contrariamente ao modelo estático equivalente do RSEP.

Tabela 2: Análise e comparação entre a regulamentação atual e a adotada no projeto.

|                                                    | REGULAMENTAÇÃO                                          |                                                                                        |
|----------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|
|                                                    | PROJETO (RSEP - 1961; REBA - 1967)                      | ATUAL (EC1 - 1991)                                                                     |
| <b>AÇÕES PERMANENTES</b>                           |                                                         |                                                                                        |
| G1) Peso próprio do betão armado                   | 25 kN/m <sup>3</sup>                                    | 25 kN/m <sup>3</sup>                                                                   |
| G1) Peso próprio do betão armado pré-esforçado     |                                                         | 25 (26) kN/m <sup>3</sup>                                                              |
| G1) Peso próprio do aço                            | 78.5 kN/m <sup>3</sup>                                  | 77 kN/m <sup>3</sup>                                                                   |
| G2) Coeficiente de fluência                        | $\varphi_c(t, t_0) \approx 3$ (REBA)                    | $\varphi_c(t, t_0)$                                                                    |
| G3) Retração                                       | 15 °C (REBA)                                            | $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$                                                             |
| <b>AÇÕES VARIÁVEIS</b>                             |                                                         |                                                                                        |
| Q1) Sobrecargas rodoviárias:                       |                                                         |                                                                                        |
| a1) Forças distribuídas                            | 3 kN/m <sup>2</sup>                                     | 9 (2.5) kN/m <sup>2</sup>                                                              |
| a2) Forças concentradas                            | 720+720 = 1440 kN (2 veículos)                          | 600+400+200 = 1200 kN (3 veículos)                                                     |
| a3) Reação vertical total                          | 7358 kN                                                 | 14882 kN (+ 102%)                                                                      |
| a4) Força transmitida pelos cabos ao topo da torre | 11399 kN                                                | 13090 kN (+ 15%)                                                                       |
| b) Forças horizontais (aceleração e frenagem)      | Max ( $L \times 20$ kN/m; $0.3 \times 600$ kN) = 360 kN | $Q = 360 + 2.7L = 408.6$ kN (+ 14%)                                                    |
| Q2) Vento na direção transversal:                  | $q_p(z) = 1.05$ kN/m <sup>2</sup> ; $F_w/m = 4.1$ kN/m  | $q_p(z) = 2.1$ kN/m <sup>2</sup> ; $F_w/m = 5.9$ kN/m (+ 44%)                          |
| a) Força horizontal transversal por perna          | 422 kN                                                  | 1561 kN (+ 270%)                                                                       |
| b) Reação vertical por perna                       | ± 1177 kN                                               | ± 3161 kN (+169%)                                                                      |
| Q3) Variação de temperatura:                       |                                                         |                                                                                        |
| a) Uniforme                                        | $T_0 = \pm 15^\circ\text{C}$                            | $T_0 = \pm 15^\circ\text{C}$                                                           |
| b) Diferencial                                     |                                                         | $\Delta T_{\text{heat}} = 15^\circ\text{C}; \Delta T_{\text{cold}} = 18^\circ\text{C}$ |
| <b>AÇÕES ACIDENTAIS</b>                            |                                                         |                                                                                        |
| A1) Sismo na direção transversal:                  |                                                         |                                                                                        |
| a) Força horizontal transversal por perna          | 1373 kN                                                 | 2053 kN (+ 50%)                                                                        |
| b) Reação vertical total                           | ± 3728 kN                                               | ± 12143 kN (+ 226%)                                                                    |

### 3.5 INSPEÇÕES E REABILITAÇÕES

#### 3.5.1 INSPEÇÃO DE 1997-1998 POR RITO ET AL. (1998)

Os principais aspetos salientados no relatório de inspeção, relativamente à ponte atirantada, envolviam: (i) a deformabilidade e vibração da ponte atingirem níveis que causavam sensação de incómodo aos peões que aí circulavam; (ii) a laje do tabuleiro, de betão armado, apresentava-se muito fendilhada e com infiltrações de água frequentes, o que requeria uma intervenção de impermeabilização do tabuleiro; (iii) o esquema de pintura da estrutura metálica encontrava-se muito deteriorado, cuja destruição local já originava corrosão de perfis e parafusos de ligação, em especial junto à laje de betão; (iv) os aparelhos de apoio necessitavam de ser reabilitados; (v) as barras de pré-esforço de fixação do tabuleiro ao pilar de transição apresentavam corrosão acentuada, sendo necessária a sua substituição. Por último, e talvez o mais importante, o estado de conservação dos tirantes era satisfatório, visto que, durante a realização deste estudo prévio, se procedeu à abertura de 3 tirantes e respetivas tampas das selas e se verificou que, após a remoção do fio de enrolamento dos tirantes, os fios metálicos mantinham a sua proteção de galvanização, apenas estando a mesma afetada junto à face inferior do cabo, mas sem que tal se traduzisse em corrosão do aço. Do mesmo modo, na zona das tampas das selas, constatou-se que os fios preservavam a proteção de galvanização, com exceção dos fios localizados na face superior, que apresentavam início de corrosão e perda ligeira de seção, resultantes do atrito e vibração dos cabos.

Em suma, a Ponte da Figueira da Foz encontrava-se exposta ao ambiente marítimo, o que resultava numa agressividade elevada, ao nível da corrosão das armaduras de betão armado e do aço da estrutura metálica. Por conseguinte, à data da presente inspeção, as zonas da obra que apresentavam deterioração por corrosão de armaduras, eram as que possuíam defeitos de execução, como deficiente compactação e recobrimento reduzido. Por seu turno, nas superfícies sem defeitos, verificava-se que a penetração de cloretos e a carbonatação eram significativas, apesar de, geralmente, não atingirem o nível das armaduras. A previsão da penetração destes elementos agressivos mostrava que, dentro de poucos anos, parte significativa da obra teria as armaduras despassivadas e, portanto, em processo de corrosão. Deste modo, era fundamental intervir rapidamente, de forma a atenuar este fenómeno e evitar a ocorrência de uma deterioração acelerada da obra, que se iniciaria num futuro próximo.

#### 3.5.2 REABILITAÇÃO DE 2005 POR RITO E APPLETON (2005)

A inspeção detalhada e respetiva verificação de segurança da estrutura, segundo as novas normas, evidenciaram que a ponte e o viaduto sofreram grande deterioração e que um reforço sísmico era requerido. Com efeito, a reabilitação de tal construção exigiu um planeamento apropriado e a introdução de plataformas de trabalho que representou um significativo custo desta intervenção (Fig. 46).

Relativamente à ponte de tirantes, as principais intervenções consistiram em: (i) reforço à ação sísmica da travessa no topo das torres, adicionando um sistema de pré-esforço externo, (ii) substituição e reforço do sistema de ancoragem do tabuleiro aos pilares de transição, realizando a transferência das forças de tração através de barras pré-esforçadas; (iii) reabilitação geral da estrutura metálica, nomeadamente das selas, onde se incluiu a reparação e adição de uma nova proteção de corrosão revestindo os elementos, tal como a proteção da superfície de betão armado das torres (Fig. 47).

A principal conclusão desta obra de reabilitação foi de que, apesar de a estrutura apresentar deterioração considerável, os fios galvanizados e as ancoragens se encontravam em boas condições. Esta informação desempenhou um papel fundamental na decisão de manter o sistema estrutural dos tirantes. Contudo, o custo total da intervenção foi de cerca de 35% do da construção de uma nova ponte.



Figura 46: Vista geral da ponte em reparação e das plataformas de trabalho (Rito e Appleton, 2005).



Figura 47: Reabilitação geral das selas de desvio (Rito e Appleton, 2005).

### 3.5.3 INSPEÇÃO DE 2012-2013 POR RITO E BISPO (2013)

No âmbito do presente projeto, de forma a identificar claramente as irregularidades existentes, foi realizada uma inspeção aos maciços cilíndricos, onde se apoiam as torres da ponte, e às vigas de travamento destes maciços. Essa inspeção envolveu, designadamente, o mapeamento das anomalias e respetiva representação em peças desenhadas, tal como a avaliação da taxa de concentração de cloretos. Deste modo, os resultados da inspeção podiam resumir-se em: (i) as zonas inspecionadas apresentarem fissuração generalizada, com particular incidência nos maciços cilíndricos, onde atingiam espessuras máximas da ordem dos 4.0 mm; (ii) parte destas fissuras eram acompanhadas pela formação de eflorescências bem como, em alguns casos, de escorrências de tons castanhos escuro, que se admitia serem provenientes das armaduras passivas corroídas; (iii) nas vigas de travamento, a fissuração observada era superficial, com aberturas inferiores a 0.1 mm, e ocorria apenas na camada de revestimento aplicada aquando dos trabalhos de reabilitação; (iv) o betão original exibia uma taxa de penetração de cloretos elevada nos primeiros 5 cm de profundidade, tendo-se verificado, ainda, indícios de reações resultantes de ataque por sulfatos.

Neste contexto e tendo por base o conhecimento da obra e os resultados das inspeções, preconizaram-se para as vigas de travamento, topo dos maciços cilíndricos e zona inferior das pernas das torres: (i) limpeza das superfícies expostas, designadamente com recurso a jatos de areia aplicados sobre pressão controlada; (ii) selagem das fissuras com abertura compreendida entre 0.3 e 0.5 mm; (iii) injeção das fissuras com abertura superior ou igual a 0.5 mm; (iv) revestimento das superfícies por intermédio de uma pintura de base acrílica. Por sua vez, nas faces laterais dos maciços, após a remoção do betão superficial e a limpeza das superfícies expostas, sugeria-se a injeção das fissuras com abertura superior ou igual a 1 mm e a execução de uma “gola” em betão armado e pré-esforçado, sendo esta finalizada com o revestimento.

### 3.6 PERTINÊNCIA DO ESTUDO E OBJETIVOS

A ponte atirantada em estudo foi a primeira do seu tipo em Portugal, esteticamente muito bem conseguida e projetada por um dos mais ilustres engenheiros portugueses de todos os tempos. Conforme já referido, a tipologia desta ponte enquadra-se na das pontes atirantadas de *primeira geração* (Mathivat, 1994), o que se traduz num número reduzido de tirantes consecutivamente espaçados de 30 em 30 metros ao nível do tabuleiro, resultando numa ponte com pouca redundância no que respeita à capacidade de redistribuição de esforços. Tal implica que, mediante a falha de um dos cabos, o colapso da ponte se torna quase inevitável, dada a elevada carga que seria suportada pelo mesmo se redistribuir pelos poucos tirantes que restam. Conforme consta no Anteprojeto, os tirantes estão dimensionados para níveis de tensão máxima entre 30 e 35% da tensão de rotura. Contudo, importa não esquecer que recentemente se consideram níveis bastante inferiores (20 a 25%) para evitar fadiga e que alguns destes tirantes se podem já encontrar danificados, em função do ambiente agreste em que a obra se localiza e do envelhecimento natural a que a mesma está sujeita. Apesar de os cabos manterem a proteção de galvanização, a sua pintura exhibe, genericamente, alguma degradação, dando lugar ao aparecimento de líquenes e sendo possível observar que alguns fios, no interior dos feixes de ancoragem ao tabuleiro, se encontram partidos (Caetano, 2018).

Adicionalmente, a Ponte da Figueira da Foz encontra-se inserida em ambiente marítimo, estando as fundações e vigas de travamento das torres da ponte em contacto direto com a água. Estas condições de exposição sujeitam a estrutura a ações agressivas, como a penetração de cloretos para o interior do betão provenientes do meio exterior, quer da água do estuário, quer da própria atmosfera envolvente da obra. A quantidade de cloretos, ao nível das armaduras, só atinge os valores críticos precisamente nas fundações das torres (pegões, maciços cilíndricos e vigas de travamento), mas já se pode considerar significativa na estrutura em geral. Por seu turno, a profundidade de carbonatação do betão de recobrimento das armaduras apresenta valores significativos (5 a 15 mm), efeito das condições de exposição, e cuja variabilidade resulta da (in)existência de defeitos de construção nos diferentes elementos estruturais. Com base nesta informação, foi possível concluir que a despassivação e consequente processo de corrosão das armaduras se deve a um mecanismo misto, causado pela penetração dos cloretos e pela carbonatação do betão. As elevadas velocidades de corrosão, verificadas em ambiente marítimo, conduzem a uma rápida deterioração da obra, o que se traduz, para uma estrutura com o tempo de vida daquela que se pretende analisar, numa degradação do betão superior ao esperado. Este cenário resultou da pobre qualidade de execução da época e, especialmente, da adoção de valores nominais de recobrimento para as armaduras ordinárias muito baixos, quando comparados com os atuais.

Sob o ponto de vista estrutural, que resulta da conceção da obra, das bases de projeto e da deterioração verificada, salienta-se um conjunto de aspetos a tomar em consideração no presente estudo: (i) dano instalado nos tirantes, dado as ações rodoviárias adotadas no projeto serem inferiores às da atual regulamentação, resultando numa variação de tensões superior nos cabos, o que poderá colocar em causa a sua resistência e justificar o reforço da ponte; (ii) ligação ao pilar de transição, já que a solução estrutural adotada, implica a ocorrência de uma reação de levantamento na ligação do tabuleiro ao pilar de transição, devido à existência do tramo isostático no vão central. Tal ligação era assegurada através de barras de aço de alta resistência, as quais já foram substituídas e reforçadas por barras pré-esforçadas, aquando da reabilitação de 2005; (iii) resposta sísmica da ponte, uma vez que a conceção da obra, envolvendo a ligação do tabuleiro às torres e aos pilares de transição através de apoios fixos, se revelou insatisfatória, tendo-se inclusivamente procedido, em 2005, ao reforço com pré-esforço externo da travessa no topo das torres, de modo a melhorar este comportamento estrutural; (iv) deterioração por corrosão, já observada em alguns perfis metálicos e parafusos de ligação, que originava, em alguns locais, perda de secção. Esta situação foi restaurada em 2005, com a reparação e adição de uma nova proteção de corrosão revestindo os elementos metálicos.

O objetivo deste trabalho passa pelo estudo dos potenciais efeitos do dano decorrente da degradação dos tirantes na ponte atirantada, contemplando a análise da margem de segurança existente e a investigação das diferentes opções relativas à substituição dos cabos nesta estrutura. Para tal, realizar-se-á um modelo numérico computacional para determinação dos esforços nos diferentes elementos estruturais da obra, de modo a avaliar detalhadamente a estrutura em todas as etapas de substituição dos tirantes, ou seja, na fase inicial prévia a operação, durante cada fase dos trabalhos de reabilitação e após a reabilitação estar concluída. Com efeito, pretende-se efetuar uma análise dinâmica da ponte, envolvendo propriedades da estrutura, como frequências naturais, modos de vibração e massas equivalentes, incluindo as diferentes etapas de substituição que, na realidade, correspondem a um sistema estrutural diferente em que faltam cabos e alguns temporários são adicionados. Assim, o presente estudo visa analisar o comportamento estrutural, particularmente a resposta dinâmica da obra, com o objetivo primordial de alcançar a garantia de segurança face às ações a que a mesma está sujeita. Desde a sua entrada em funcionamento que se evidenciaram sinais da progressiva degradação de diversos elementos estruturais, situação essa que levou à necessidade de proceder a diversos estudos destinados à reabilitação da obra. Dado que a única reabilitação relevante ocorreu há cerca de 15 anos, pretende-se sensibilizar os leitores para a eventual necessidade de reforço estrutural pela substituição e/ou modificação do sistema de atirantamento e de apoio do tabuleiro.

# 4.

## MODELAÇÃO NUMÉRICA E ANÁLISE DE SEGURANÇA

### 4.1 MODELO ESTRUTURAL

#### 4.1.1 GENERALIDADES

A modelação basicamente consiste na união das atividades de idealização, formulação matemática, processamento e análise de uma estrutura, resultando em um ou vários modelos que envolvem a simulação da própria estrutura e seus materiais, tal como das ações e suas combinações. Deste modo, o objetivo passa por obter informação com o intuito de qualificar a tomada de decisão, através da análise de diversos fenómenos e/ou respostas dessa estrutura, quando exposta a determinadas solicitações (Pacheco, 2019). Na modelação, os cálculos realizam-se com base em modelos que englobam teorias e práticas de engenharia devidamente comprovadas, envolvendo as variáveis relevantes e, se necessário, podendo ser verificados experimentalmente. Assim, estes modelos devem ser adequados à simulação do comportamento estrutural, idealmente com um nível de precisão aceitável e respeitando os estados limites considerados. No entanto é de salientar que, por muito rigorosa que seja a modelação, um modelo estrutural nunca deixa de ser uma reprodução da realidade.

Neste subcapítulo importa realçar a diferença entre a modelação, anteriormente definida, e o dimensionamento, atividade de seleção de materiais e de fixação de dimensões geométricas, com vista ao cumprimento de critérios previamente estabelecidos para o desempenho de uma estrutura. De facto, estes conceitos encontram-se interligados no sentido em que coexistem, mas não são recíprocos, isto é, para modelar uma obra é necessário o seu prévio dimensionamento, contudo, no ato de dimensionar, um modelo estrutural pode ajudar, mas não é fundamental. Realmente, o dimensionamento da obra pode já estar predefinido, pretendendo-se apenas obter e interpretar a sua resposta estrutural através do modelo, enquanto que a modelação pode ser realizada com o propósito de idealizar novas soluções de materiais e/ou dimensões, verificando se os critérios de desempenho são igualmente cumpridos.

Particularmente, no caso das pontes, o tipo de modelação está diretamente relacionado com o âmbito da análise a efetuar, designadamente, global, parcial ou até local. A análise longitudinal trata-se, normalmente, de uma análise global que permite obter informação de diversos elementos estruturais como tabuleiro, pilares e fundações. Por seu turno, a análise transversal envolve, geralmente, verificações locais como análise de deformações, tensões e caminhos de forças.

No presente caso de estudo, utilizou-se um modelo global em grelha 3D composto por 764 nós, 814 elementos de barra, 24 elementos de cabo e 52 elementos de casca (Fig. 48). O modelo tridimensional permitiu calcular os esforços nos diferentes elementos estruturais da obra e realizar quer a análise estática, envolvendo a determinação de esforços para carregamentos como as cargas permanentes e sobrecargas, quer a análise dinâmica, incluindo a ação sísmica e a resposta modal da estrutura.

O modelo estrutural foi desenvolvido através do programa de cálculo automático de estruturas SAP2000, que possui interface gráfica 3D orientada a objetos e se baseia no método dos elementos finitos, permitindo a combinação de elementos de barra e de casca. Esta ferramenta informática encontra-se preparada para executar, de forma totalmente integrada, a modelação, análise e dimensionamento do mais vasto conjunto de problemas de engenharia de estruturas, possibilitando a simulação de simples modelos estáticos utilizados em análises 2D, bem como de modelos mais complexos e de grandes dimensões que requerem análises avançadas não lineares. O SAP2000 contém uma vasta base de dados de secções de betão armado, metálicas e mistas de acordo com as várias normas internacionais e recorre ao método dos deslocamentos como processo de análise estrutural, estando o campo de deslocamentos de cada elemento na base da formulação matemática do programa. Assim, os deslocamentos, extensões e tensões instalados em cada elemento são determinados a partir dos deslocamentos nodais, que são basicamente as incógnitas das equações de equilíbrio do sistema. Relativamente às ações, é possível gerar automaticamente cargas de sismo, vento ou veículos e efetuar, posteriormente, a verificação automática de estruturas de betão armado e/ou perfis metálicos, através das Normas Europeias. Em suma, este software é conhecido pela versatilidade quanto ao tipo de estrutura a modelar, tal como pelo seu poder de cálculo e respetiva fiabilidade de resultados, sendo a ferramenta de trabalho diária para inúmeros engenheiros.

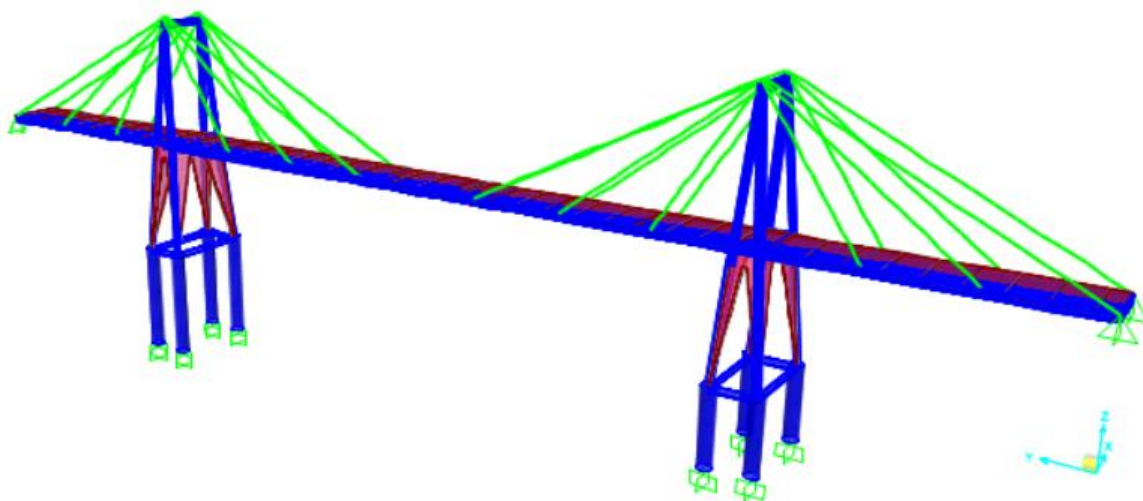


Figura 48: Vista geral do modelo de cálculo tridimensional realizado no SAP2000.

#### 4.1.2 TABULEIRO

Nos dias correntes, dificilmente um projeto é feito sem o desenvolvimento de um modelo de barras, seja este realizado por modelação em grelha ou em pórticos 3D ou 2D. Estes elementos de barra têm incorporada uma formulação que inclui os efeitos de flexão desviada, torção, deformação axial e por esforço transversal. Assim sendo, revela-se fundamental um claro entendimento do comportamento da estrutura para se desenvolver este tipo de modelos, uma vez que, a introdução de barras e elementos na modelação compreende alguns aspetos essenciais como a informação geométrica, as propriedades dos materiais e a identificação de nós de interface – ligações internas.

Na modelação desta ponte, em primeiro lugar, simulou-se através de elementos de barra a estrutura metálica do tabuleiro e, em seguida, definiu-se as juntas do tramo central isostático e os encontros da ponte, tendo sido estes últimos representados por apoios duplos ligados por barras de fixação rígidas. Por seu turno, a laje foi modelada através de elementos de casca que se apoiam nas barras metálicas, apresentando espessura média de 16.25 cm (Fig. 49). Tal espessura simplificada foi selecionada de modo a atingir o valor real da área de betão armado de 3.25 m<sup>2</sup>, dado a impossibilidade de representar a secção transversal original com variação parabólica. Consequentemente, regista-se a não ocorrência de linearidade no eixo dos centros geométricos das secções transversais ao longo do elemento em análise, devido à sobreposição dos materiais. De facto, os efeitos estruturais resultantes da variação do centro geométrico podem ser relevantes, induzindo momentos locais concentrados em diversas secções do tabuleiro.

Por último, é de salientar os parâmetros seccionais adotados para a plataforma metálica e apresentados na Fig. 50, bem como os materiais usados na construção do tabuleiro e respetiva modelação. No que respeita a estrutura metálica, as 4 vigas principais foram realizadas em aço S355, enquanto que, na generalidade dos restantes elementos metálicos, se aplicou o aço S235. No caso da laje, a secção discretizada em elementos de casca foi definida com betão armado C35/45.

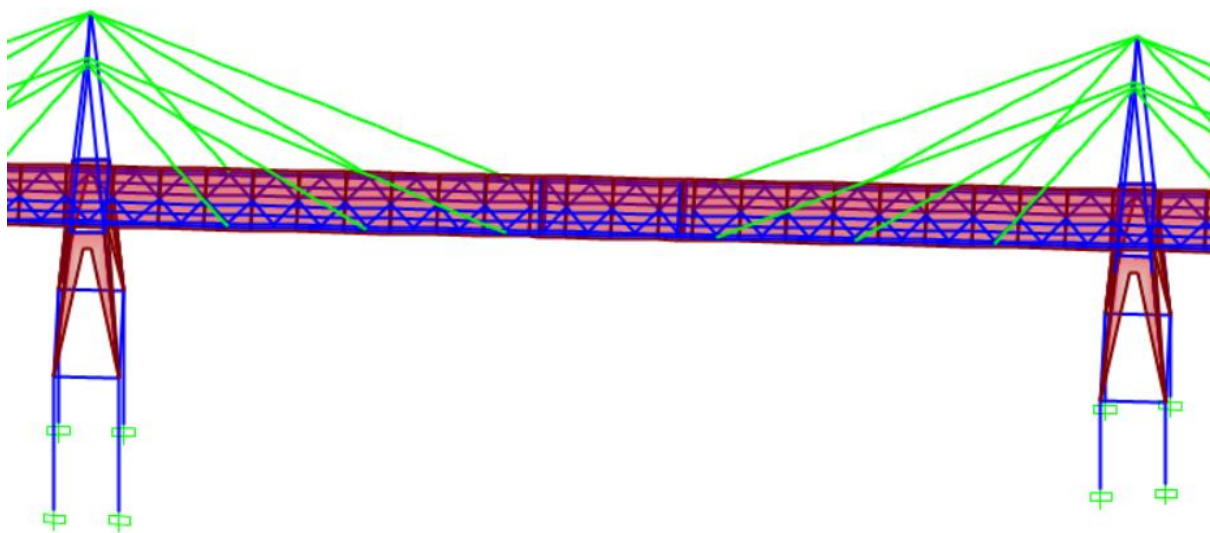


Figura 49: Detalhe do tabuleiro: Elementos de barra a azul e elementos de casca a vermelho.

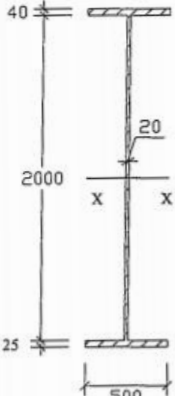
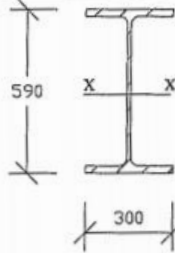
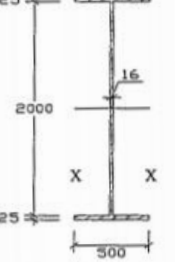
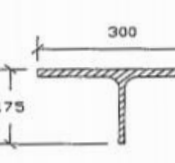
|                                                                                     |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |
|-------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|    | <p>4 vigas de rigidez, que nas zonas de maiores esforços de flexão apresentam banzos desiguais, de 25 e de 40 mm, na posição indicada ou em posição invertida.</p> <p>Área individual - <math>A1 = 0.0725 \text{ m}^2</math><br/> Inércia individual - <math>I1_x = 0.0642 \text{ m}^4</math><br/> Módulos de flexão - <math>w' = 0.04945 \text{ m}^3</math>; <math>w'' = 0.04075 \text{ m}^3</math><br/> Peso por metro linear - <math>p'1 = 78.5 \times 0.0725 = 5.7 \text{ kN/m}</math></p> <p>Correcção de <math>p1</math> devido à contabilização do peso dos reforços horizontais, cutelos e diafragmas: <math>p1 = 1.2 \times p'1 = 6.8 \text{ kN/m}</math></p> |
|    | <p>4 longarinas HE 600 A</p> <p>Área individual - <math>A2 = 2.265 \times 10^{-2} \text{ m}^2</math><br/> Inércia individual - <math>I2_x = 1.412 \times 10^{-3} \text{ m}^4</math><br/> Peso por metro linear - <math>p2 = 78.5 \times 2.265 \times 10^{-2} = 1.8 \text{ kN/m}</math></p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|   | <p>Carlingas com vãos de 15.5 m e distanciadas de 10 m entre si (em geral)</p> <p>Área - <math>A3 = 0.057 \text{ m}^2</math><br/> Inércia - <math>I3_x = 0.0363 \text{ m}^4</math><br/> Peso por metro linear - <math>p'3 = 78.5 \times 0.057 = 4.5 \text{ kN/m}</math><br/> Peso por carlinga - <math>P3 = 69.3 \text{ kN}</math><br/> Peso distribuído ao longo de um módulo de 10 m de tabuleiro será:<br/> <math>p3 = 69.3 / 10.00 = 6.9 \text{ kN/m}</math></p>                                                                                                                                                                                                   |
|  | <p>Contraventamentos com perfis 1/2 HEA 360 num total de quatro troços com 9.43 m de comprimento por módulo de 10.00 m.</p> <p>Peso por metro linear - <math>p'4 = 0.56 \text{ kN/m}</math><br/> Peso por metro linear de tabuleiro - <math>p4 = 0.56 \times 4 \times 9.43/10.0 = 2.1 \text{ kN/m}</math></p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          |

Figura 50: Características geométricas e mecânicas da secção transversal da estrutura metálica do tabuleiro (Rito et al., 1998).

#### 4.1.3 TORRES E FUNDAÇÕES

Previamente à modelação das torres, prestou-se especial atenção à sua geometria e dimensões conforme constam no Projeto de Cardoso (1977) e se apresentam na Figura 51, dado estas apresentarem uma secção retangular oca e serem inclinadas longitudinal e transversalmente. Inicialmente, estabeleceu-se a base das torres como cota zero, cujo nível inclui os maciços cilíndricos e respectivas vigas de travamento. Em seguida, primeiramente definiu-se o traçado das pernas das torres no plano  $Oxz$  e, após alterar a vista para o plano  $Oyz$ , moveu-se cada perna na sua base de modo a acertar a posição e comprimento finais. Posteriormente à correta definição destes elementos, desenharam-se as vigas de contraventamento lateral no topo de ambas as torres, à cota 83.9 m, e as ligações entre estas e o tabuleiro, localizado a 39.5 m da sua base (Fig. 52).

No que diz respeito aos componentes estruturais utilizados, representou-se através de elementos de barra as secções principais das torres, as travessas de contraventamento no topo e as ligações ao tabuleiro. Por sua vez, na parte inferior das torres, entre o tabuleiro e a base, usaram-se elementos de casca, tal como na laje, de modo a simular as abas laminares em ambas as direções. Na generalidade dos elementos anteriormente mencionados o material adotado foi o betão C35/45, consistindo a única exceção nas vigas de travamento das torres realizadas em betão C30/37.

Finalmente, na base de cada torre, existem os 4 poços cilíndricos que representam as fundações da obra. A reprodução de tais elementos deu-se, mais uma vez, por elementos de barra e segundo as profundidades presentes no desenvolvimento longitudinal de Cardoso (1977), visto serem distintas entre torres. Assim, instalou-se na base de cada fundação um apoio de encastramento, apoio exterior rígido que implica uma restrição total de deslocamentos, no respetivo nó, segundo os 6 graus de liberdade. De facto, a modelação com apoios elásticos só se justifica se as fundações (zonas de apoio) forem deformáveis ou se a rigidez da estrutura induzir esforços elevados, o que não se sucede com a ponte em estudo.

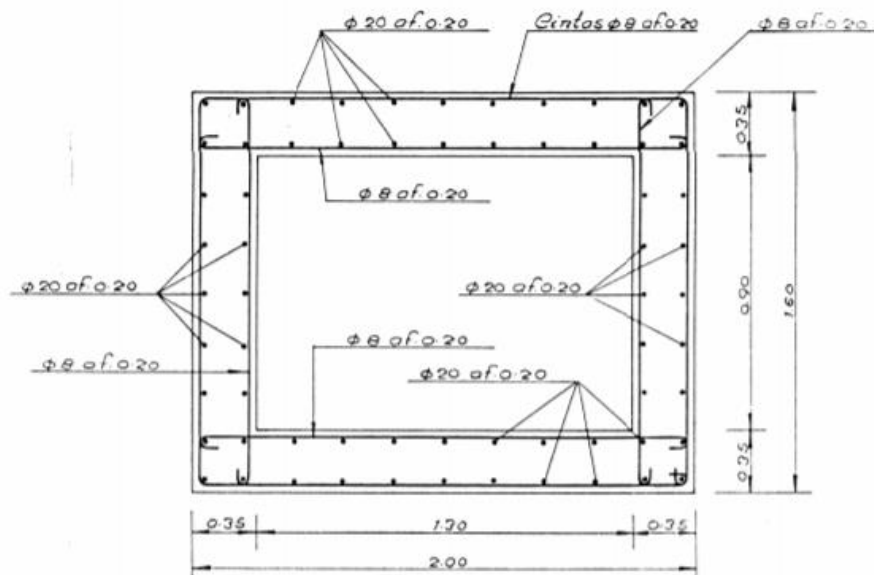


Figura 51: Secção transversal retangular oca das torres (Cardoso, 1977).

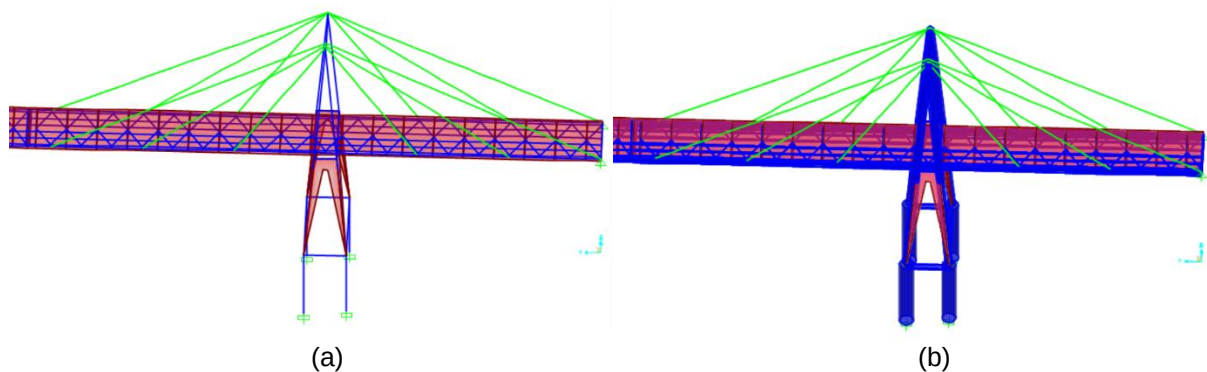


Figura 52: Detalhe da torre Norte: (a) Vista standard; (b) Vista extrude.

#### 4.1.4 TIRANTES E SELAS

Os tirantes foram os membros tratados com maior cautela e detalhe nesta modelação e revelaram-se uma das principais dificuldades, uma vez que apresentam continuidade sobre as torres e o programa não possui tal opção incluída. Assim, na primeira etapa de realização destes componentes, procedeu-se à instalação, por elementos de barra, de uns pequenos perfis localizados nas travessas das torres, simulando as selas de apoio e unindo os cabos provenientes dos tramos central e extremo (Fig. 53). Esta tentativa inicial fracassou, visto que o topo das torres se movia em conjunto com as selas como se os cabos aí estivessem ancorados, enquanto que, realmente, o deslizamento dos tirantes sobre as selas de apoio possibilita algum movimento longitudinal relativo entre a torre e os tirantes. Deste modo, eliminaram-se os elementos representativos das selas e apenas se manteve o nó de ligação entre os tirantes, localizado no centro geométrico da sela de apoio juntamente com a altura dos respetivos calços (Fig. 54). Seguidamente, alteraram-se as condições fronteira destes nós restringindo-se certos graus de liberdade, como o deslocamento transversal e a rotação longitudinal, a cada par de pontos, designadamente, o centro geométrico da sela e o topo das torres. Tal estratégia permitiu simular corretamente o comportamento das selas sem que estas fossem virtualmente introduzidas, permitindo igualmente a compatibilidade de deslocamentos e garantindo a continuidade do esforço axial instalado nos cabos, não transmitindo essa força diretamente à torre como quando os tirantes estão ancorados à mesma.

As propriedades mecânicas dos tirantes foram retiradas da Tabela 1 e, como tal, introduziram-se diferentes elementos de cabo no programa, de modo a simular corretamente os 3 tipos: curtos, médios e longos. No SAP 2000, os elementos de cabo geram componentes de comportamento não-linear utilizados para modelar o comportamento de catenária de cabos esbeltos. As não-linearidades geométricas associadas ao efeito P-delta e aos grandes deslocamentos estão inerentemente incluídas na formulação destes elementos.

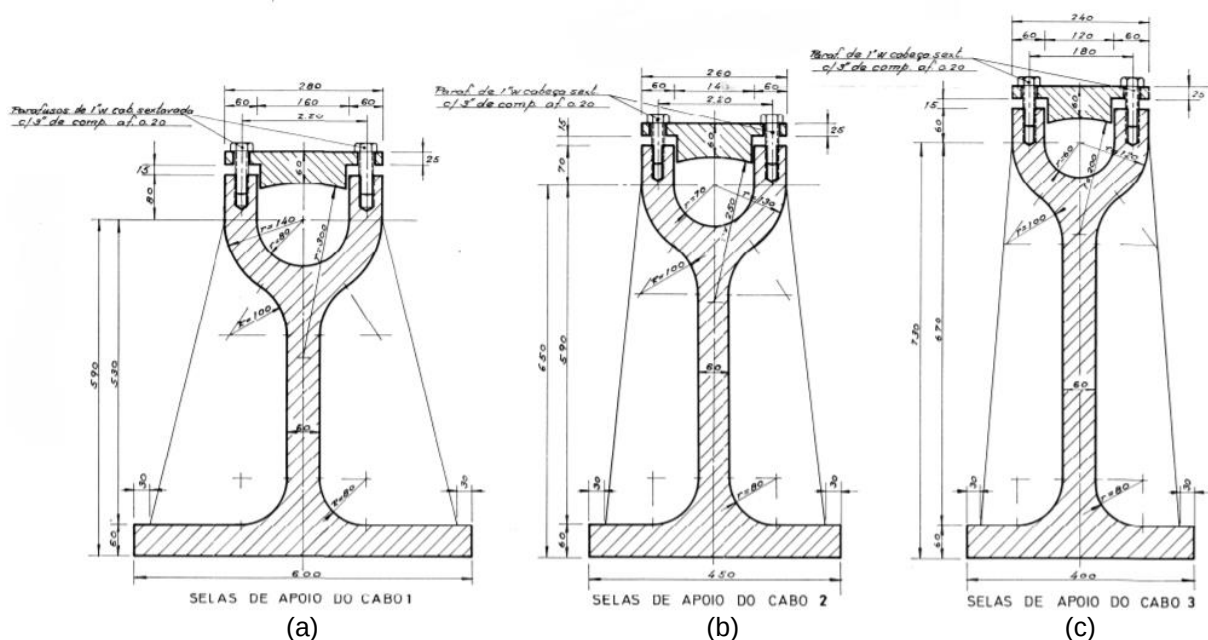


Figura 53: Selas de apoio dos cabos nas torres: (a) Longos; (b) Médios; (c) Curtos (Cardoso, 1977).

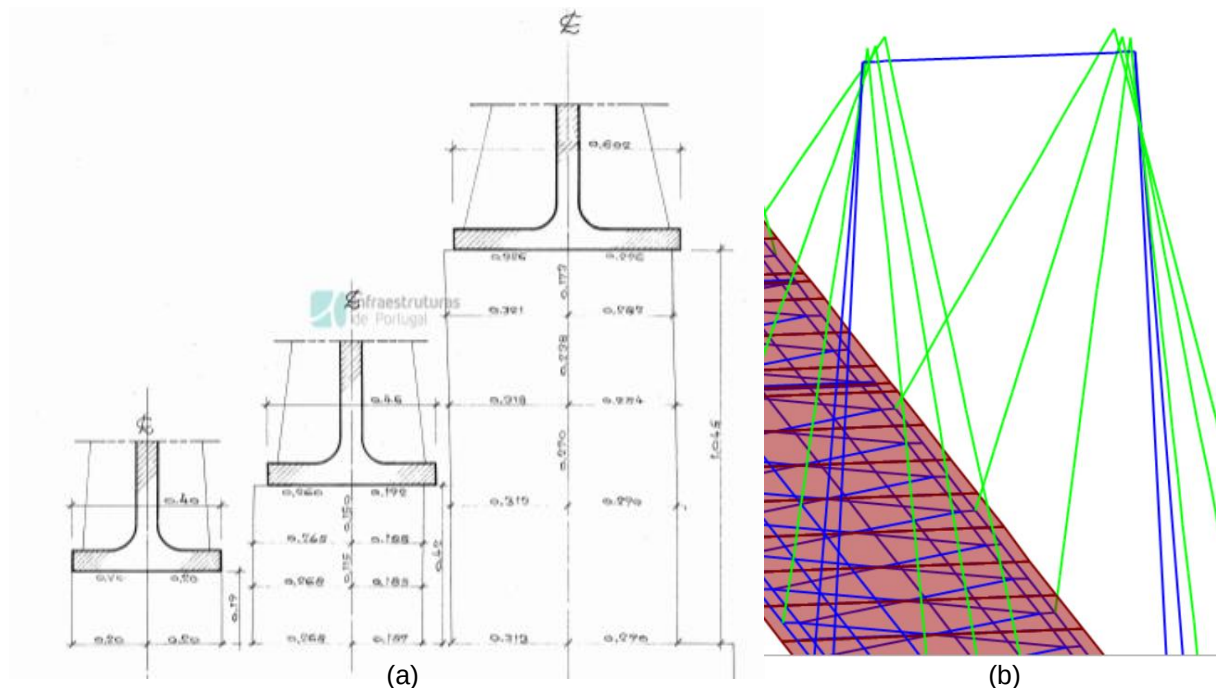


Figura 54: Posicionamento das selas e calços da torre Norte: (a) Projeto de Cardoso (1977); (b) Modelo de cálculo.

## 4.2 CALIBRAÇÃO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA

### 4.2.1 ANÁLISE ESTÁTICA

#### 4.2.1.1 Análise linear

De acordo com Barros (2019), na análise elástica linear de estruturas, os materiais são (irrealisticamente) considerados híper-elásticos e, portanto, de comportamento reversível e proporcional, qualquer que seja a deformação. Deste modo, não existe nenhuma cedência por comportamento elasto-plástico ou rígido-plástico, como se verifica em estruturas de aço ou de alumínio a partir da extensão de cedência, nem situações de micro-fissuração e fendilhação, como ocorre nas estruturas de betão armado, antecipando fragilidades ou até a rotura.

De facto, esta hipótese de comportamento elástico linear para estruturas de materiais habituais está limitada, uma vez que só poderá ser considerada como válida no domínio das pequenas deformações. Já por isso mesmo se afirma e se pressupõe que as pequenas deformações (axiais, transversais e rotações das secções das barras) são consideradas infinitesimais, apesar de finitas e determináveis por aplicação do Teorema dos Trabalhos Virtuais, relativamente às dimensões das secções transversais e aos vãos ou desenvolvimento das estruturas. Tal facto possibilita a escrita das equações de equilíbrio estrutural na geometria descarregada da estrutura, ou seja, na designada configuração inicial indeformada da estrutura. Estas considerações permitem, na análise linear, considerar o esforço axial, os momentos fletores e o momento torsor como ações internas desacopladas para o desenvolvimento de equações de equilíbrio e de matrizes de rigidez elástica das barras da estrutura.

Neste contexto, na modelação verificaram-se essencialmente apenas 3 parâmetros: as reações nas fundações, a deformada instalada no tramo central isostático da ponte e os momentos nas juntas de ligação entre este tramo e o restante tabuleiro. Note-se que, em regime elástico, os cabos funcionam como molas axialmente, em que apenas a sua rigidez axial não afeta a rigidez global da estrutura.

Inicialmente, para a primeira verificação enumerada, retirou-se informações do estudo de Rito et al. (1998), como o peso do tabuleiro por metro linear (175 kN/m), o peso próprio de cada torre (32000 kN) e de cada cilindro de fundação (4000 kN torre Norte e 7000 kN torre Sul), de modo a executar um cálculo expedito e aproximado do valor das reações nas fundações. Neste cálculo não se considerou o peso próprio dos cabos, uma vez que não representa grande acréscimo ao peso global da ponte e não se descontou o efeito da impulsão hidrostática, dado os cilindros estarem submersos e de certa forma ambos os efeitos se anularem. Assim, concluiu-se que cada torre apresentava na base, aproximadamente, uma reação vertical total de 90000 kN que, quando distribuída pelos 4 maciços cilíndricos, originava um esforço axial de compressão de cerca de 22500 kN por cada elemento. Este valor entra em concordância com o previamente calculado no Anteprojeto de 22171 kN, tal como o obtido no modelo estrutural para a torre Norte de 23574 kN (+ 6% comparativamente ao Anteprojeto), revelando uma introdução correta das secções transversais, bem como dos materiais relativos aos elementos do tabuleiro e das torres. Contudo, a torre Sul apresenta uma reação média de 25509 kN (+ 15%) por elemento de fundação, podendo este aumento ser indicativo de massas duplicadas ou de ligações internas abundantes, porém uma explicação mais lógica será o facto de não se ter descontado a impulsão hidrostática ao peso próprio dos cilindros submersos, o que poderá refletir a diferença nas reações entre torres, já que, na torre Sul, as fundações possuem um comprimento 78% superior (31.75 m na torre Sul e 17.85 m na torre Norte).

Relativamente à deformação instalada no tabuleiro da ponte e originada pelas cargas permanentes, constatou-se que apresentava um deslocamento máximo de 0.945 m, a meio vão do tramo isostático, e um deslocamento relativo de 0.879 m, nas juntas de ligação, perfazendo uma flecha no vão isostático de 0.066 m (Fig. 55). O valor máximo foi comparado com o da expressão simplificada para o cálculo da deformada em vigas simplesmente apoiadas de  $L/500$ , em que substituindo  $L$  pelo comprimento real do tramo central isostático de 30 m se obtém a flecha de 0.06 m, correspondendo muito aproximadamente ao resultado adquirido no programa.

Por fim, através do comando “partial releases”, foi possível separar o tramo central isostático do restante tabuleiro e simular corretamente o comportamento das juntas de ligação, anulando os momentos de flexão instalados nas mesmas. De facto, existe apenas um momento local de 3455 kNm nas extremidades das juntas, originado pela não colinearidade dos eixos dos elementos metálicos com os da laje e pelo facto de a última também se prolongar 1 m em consola, em cada extremidade, face às vigas de rigidez. Adicionalmente, aumentou-se a espessura e consequentemente a rigidez dos elementos de barra que simulam as barras de alta resistência nos pilares de transição, de modo a que os seus deslocamentos apresentem uma diferença quase nula na zona central e extremidades do tabuleiro.

Basicamente, ao correr esta análise apenas atuaram as ações permanentes, ou seja, o peso próprio dos materiais selecionados e as restantes cargas permanentes. O peso próprio foi adicionado automaticamente pelo programa, após definição das propriedades das secções como a geometria e o material, tendo-se acrescentado depois as restantes cargas manualmente de duas formas distintas: introdução de cargas em área nos elementos de casca da laje simulando o betão betuminoso, enquanto que, para a generalidade das restantes cargas, se aplicou um carregamento distribuído ao longo das vigas longitudinais principais. As restantes cargas permanentes são de aproximadamente 50 kN/m, dos quais 20 kN/m correspondem ao betuminoso e os restantes 30 kN/m dizem respeito a lancis, guardas e passeios, entre outros (Rito et al., 1998).

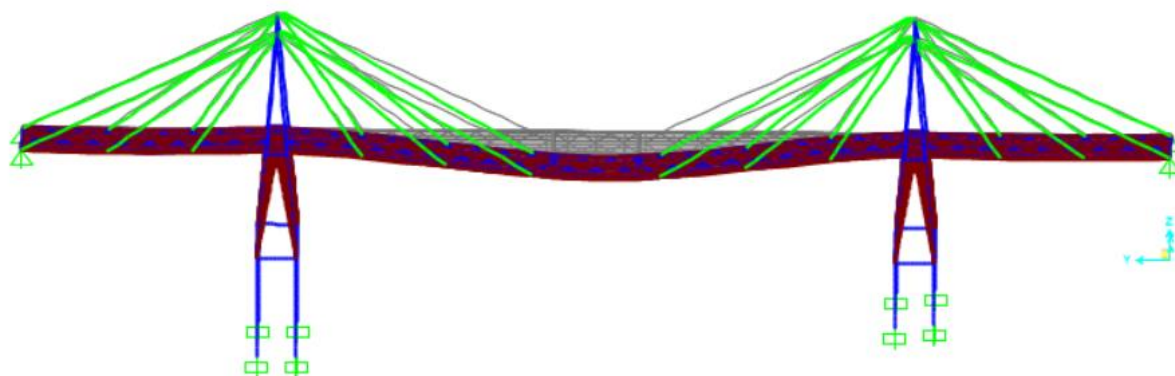


Figura 55: Deformada da ponte em análise linear.

#### 4.2.1.2 Análise não-linear

Habitualmente, a experiência de modelação estrutural permite seleccionar a metodologia de análise, de determinada estrutura, que permita uma descrição bastante aproximada e satisfatória para as ações e desempenho esperados. Com efeito, a análise não-linear permite abordar situações estruturais mais reais que não satisfaçam ou não estejam condicionadas pelas premissas anteriormente referidas. Assim, desde já se incide em algumas das principais fontes de não-linearidades possíveis neste tipo de análise de estruturas (Barros, 2019):

- (i) Não-linearidade geométrica - geralmente verificada por imperfeições iniciais das barras, pode ser ainda originada por excentricidade do carregamento axial, tal como pela falta de verticalidade ou ausência de alinhamento entre o eixo da barra e o da linha de ação axial. Este comportamento não-linear pode originar consequências globais na estrutura como o efeito  $P-\Delta$  ( $P$ -delta grande), traduzido por um momento desestabilizador igual ao produto da ação vertical gravítica pelo deslocamento lateral causado por ações laterais perturbadoras. A uma escala local, o efeito  $P-\delta$  ( $P$ -delta pequeno) aborda o efeito do esforço axial na rigidez flexional de barras individuais.
- (ii) Não-linearidade material - incluindo as deformações plásticas de estruturas em aço ou alumínio, bem como os efeitos da fissuração e da fluência em construções de betão armado. Adicionalmente, abrange os efeitos de interação inelástica do esforço axial, do momento fletor (uniaxial ou biaxial), do esforço transversal e da torção.
- (iii) Não-linearidade por efeitos combinados - como o próprio nome indica, normalmente resulta da combinação, em estruturas metálicas, de deformações plásticas com efeitos  $P-\Delta$  e/ou  $P-\delta$ , bem como de deformações inelásticas das ligações (aparafusadas ou soldadas) ou de painéis de ligação entre partes estruturais, como nos tabuleiros mistos. Do mesmo modo, engloba a contribuição de sistemas estruturais secundários de reforço de resistência ou de rigidez, por exemplo os contraventamentos para limitar as deformações, no comportamento não-linear da estrutura.

Nos dias correntes, normalmente utilizam-se análises não-lineares geométricas no estudo de pontes atirantadas e suspensas. Deste modo, neste caso de estudo, a modelação incluiu a análise não-linear da ponte, considerando apenas as não-linearidades geométricas associadas ao efeito  $P$ -delta envolvidas nos elementos de cabo. Assim, através de um processo iterativo, aumentaram-se as forças iniciais nos tirantes, de modo a obter as forças finais, para cargas permanentes, semelhantes às adquiridas experimentalmente por Caetano (2018) e exibidas na Tabela 3.

É de salientar que não se conseguiu um acerto nas forças a 100%, uma vez que a simulação do cabo incluiu, no modelo, dois elementos de cabo distintos unidos no seu topo, não apresentando a continuidade existente na realidade. Esta condicionante revela-se importante, visto que, à chegada dos cabos ao topo da torre, estes apresentavam valores diferentes de força, enquanto que, num cabo contínuo atravessando as selas, a força seria igual.

Na Tabela 3, apresentada em seguida, as forças obtidas no modelo numérico são comparadas às medições mais recentes (2018) e a identificação dos diferentes tirantes é realizada com base na sigla: Vão\_Comprimento\_Pano, em que o primeiro nome designa o vão em que o tirante se localiza (VN- Vão Norte; VCNTN- Vão central, lado Norte; VCNTS- Vão central, lado Sul; e VS- Vão Sul); o segundo nome designa o comprimento do tirante (L- Longo; M- Médio; C- Curto); e o terceiro, indica o pano a que pertence (E- Este; O- Oeste).

Após se ter atingido uma semelhança satisfatória no valor das forças, controlaram-se os deslocamentos dos nós de ligação dos tirantes, como previamente referido, através da restrição de certos graus de liberdade. Por fim, a deformada da ponte não carregada exibiu uma contraflecha máxima no tramo central de 1.75 m (Fig. 56), valor este que quando somado com a parcela inicial de deslocamento, em regime linear, devido às cargas permanentes de 0.945 m, origina a contraflecha final de 0.805 m, sendo este valor muito semelhante ao que consta no Projeto de Cardoso (1977) de 0.79 m.

Tabela 3: Síntese das estimativas de força instalada por Caetano (2018) e comparação com as obtidas no modelo numérico devido às cargas permanentes.

| Tirante     | Força (kN)    |               | Diferença estimada por variação temperatura (%) | Diferença Medições 2018-2016 (%) | Forças obtidas no modelo (kN) |
|-------------|---------------|---------------|-------------------------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|
|             | Medições 2018 | Medições 2016 |                                                 |                                  |                               |
| VS_L_O      | 8430          | 8440          | -0.6                                            | -0.1                             | 8752 (+ 4%)                   |
| VS_L_E      | 8320          | 8425          | -0.3                                            | -1.3                             | 8750 (+ 5%)                   |
| VN_L_O      | 8370          | 8361          | -0.9                                            | 0.1                              | 8630 (+ 3%)                   |
| VN_L_E      | 8106          | 8037          | -0.6                                            | 0.9                              | 8583 (+ 6%)                   |
| VCTN_L_O    | 8964          | 9221          | -0.9                                            | -2.8                             | 8550 (- 5%)                   |
| VCTN_L_E    | 8789          | 8859          | -0.3                                            | -0.8                             | 8504 (- 3%)                   |
| VCTS_L_O    | 9185          | 9239          | -0.9                                            | -0.6                             | 8672 (- 6%)                   |
| VCTS_L_E d2 | 9244          | 9306          | -0.4                                            | -0.7                             | 8670 (- 6%)                   |
| VCTS_L_E    | 9218          | 9270          | -0.1                                            | -0.6                             |                               |
| VS_M_O      | 5577          | 5633          | -0.6                                            | -1.0                             | 5576 (- 0.02%)                |
| VS_M_E      | 5449          | 5497          | -0.4                                            | -0.9                             | 5587 (+ 3%)                   |
| VN_M_O      | 5390          | 5450          | -1.0                                            | -1.1                             | 5477 (+ 2%)                   |
| VN_M_E      | 5523          | 5571          | -0.4                                            | -0.9                             | 5480 (- 1%)                   |
| VCTN_M_O    | 5261          | 5328          | -0.9                                            | -1.2                             | 5407 (+ 3%)                   |
| VCTN_M_E    | 5086          | 5112          | -0.1                                            | -0.5                             | 5409 (+ 6%)                   |
| VCTS_M_O    | 4997          | 5036          | -0.8                                            | -0.8                             | 5506 (+ 10%)                  |
| VCTS_M_E    | 4921          | 4927          | -0.2                                            | -0.1                             | 5517 (+ 12%)                  |
| VS_C_O      | 3507          | 3531          | -0.8                                            | -0.7                             | 3360 (- 4%)                   |
| VS_C_E      | 3510          | 3609          | -0.5                                            | -2.7                             | 3368 (- 4%)                   |
| VN_C_O      | 3590          | 3639          | -0.8                                            | -1.3                             | 3341 (- 7%)                   |
| VN_C_E      | 3427          | 3510          | -0.4                                            | -2.4                             | 3350 (- 2%)                   |
| VCTN_C_O    | 3184          | 3227          | -1.1                                            | -1.3                             | 3294 (+ 3%)                   |
| VCTN_C_E    | 3166          | 3165          | -0.2                                            | 0.0                              | 3303 (+ 4%)                   |
| VCTS_C_O    | 3339          | 3387          | -0.9                                            | -1.4                             | 3315 (- 0.7%)                 |
| VCTS_C_E    | 3357          | 3369          | -0.4                                            | -0.4                             | 3322 (- 1%)                   |

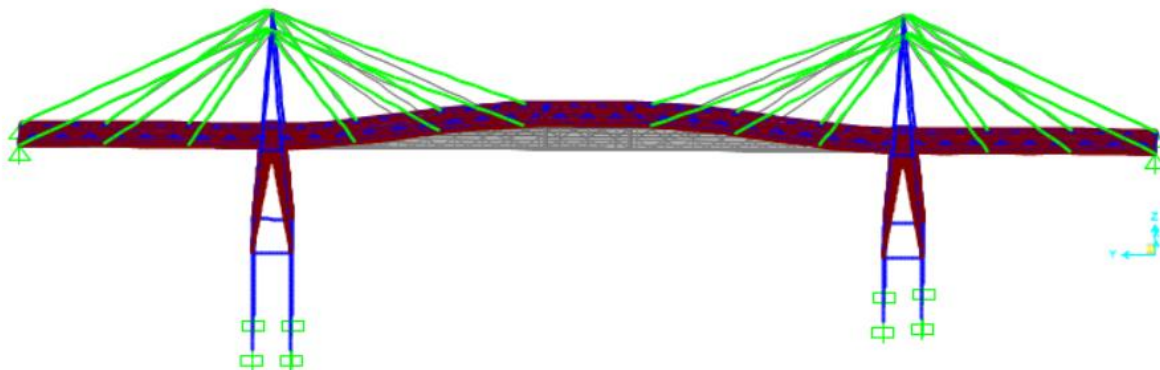


Figura 56: Deformada da ponte em análise não-linear.

#### 4.2.2 ANÁLISE DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS

A necessidade de consideração de ações dinâmicas resulta da existência de fenómenos dependentes do tempo em grandeza, em direção e em ponto de aplicação. Assim, estes não podem ser representados por ações estáticas e induzem respostas estruturais igualmente dinâmicas como tensões, deslocamentos, velocidades e acelerações também variantes no tempo. Deste modo, os problemas dinâmicos diferem dos estáticos, visto que a solicitação varia com o tempo e ocorrem forças de inércia devidas à aceleração. Por exemplo, se as ações são aplicadas à estrutura de modo impulsivo e/ou oscilatório, os pontos da estrutura deslocam-se com acelerações e velocidades apreciáveis e, nestas circunstâncias, as forças de inércia passam a ser relevantes para efeito da análise da estrutura.

Neste estudo, o modelo estrutural utilizado na determinação dos efeitos das ações dinâmicas foi estabelecido tendo em conta todos os elementos estruturais relevantes, as respetivas massas, resistências e rigidez. O software SAP2000 inclui os efeitos das acelerações causadas pelas ações, quer implicitamente nos próprios valores característicos, quer explicitamente através da aplicação de coeficientes de majoração dinâmica aos valores característicos das ações estáticas. Consequentemente, as ações poderão ser definidas, no caso de uma análise linear, por meio de uma análise modal com base na matriz de rigidez da estrutura linear ou na matriz de rigidez tangente, no caso de uma análise estática não-linear geométrica, simulando certos comportamentos como as vibrações induzidas pelas ações sísmicas e pelo vento.

As principais frequências de vibração, obtidas no modelo de cálculo dinâmico adotado no presente estudo, podem ser consultados detalhadamente na Tabela 4. Estas exibem uma concordância razoável com as frequências de vibração identificadas na sequência de ensaios realizados *in-situ* pelo LNEC em 1997, também apresentadas na Tabela 4, de 0.51 Hz; 0.73 Hz e 0.87 Hz, em correspondência com os modos de vibração vertical, torção e transversal, respetivamente. Do mesmo modo, Caetano identificou, em 2016 e 2018, as frequências naturais dominantes na resposta do tabuleiro, numa secção do vão central situada a 12.5 m da junta do troço de meio vão, sendo as frequências de vibração: 0.50 Hz; 0.58 Hz; 0.72 Hz e 0.85 Hz. De facto, o modelo numérico permitiu identificar os principais modos de vibração, bem como um número significativo de configurações modais na gama de frequências, além das identificadas experimentalmente. As diferenças verificadas podem-se dever à consideração de massas duplicadas ou de diferentes pesos dos materiais, tornando a estrutura virtual um pouco mais rígida do que a original e alterando, com pouca significância, as frequências de vibração.

Tabela 4: Frequências e configurações modais identificadas experimentalmente (LNEC, 1997) e obtidas no modelo numérico.

| Ensaaios experimentais |                 |                               | Modelo numérico |                 |
|------------------------|-----------------|-------------------------------|-----------------|-----------------|
| Modo N°                | Frequência (Hz) | Tipo de Modo                  | Modo N°         | Frequência (Hz) |
| 1                      | 0.51            | Flexão vertical do tabuleiro  | 1               | 0.579           |
| 2                      | 0.60            | Flexão vertical do tabuleiro  | 2               | 0.744           |
| 3                      | 0.73            | Torção do tabuleiro           | 3               | 0.804           |
| 4                      | 0.87            | Flexão transversal das torres | 4               | 0.877           |
| 5                      | 0.89            | Flexão transversal das torres | -               | -               |
| 6                      | 1.04            | Flexão vertical do tabuleiro  | 5               | 0.986           |
| 7                      | 1.27            | Flexão vertical do tabuleiro  | 9               | 1.336           |
| 8                      | 1.45            | Torção do tabuleiro           | 10              | 1.352           |
| 9                      | 1.73            | Torção do tabuleiro           | -               | -               |
| 10                     | 1.84            | Torção do tabuleiro           | 12              | 1.863           |

### 4.3 ANÁLISE DE SEGURANÇA

#### 4.3.1 ASPETOS GERAIS

A análise de uma estrutura consiste, fundamentalmente, na determinação do campo de deslocamentos e tensões produzidos por um conjunto de ações exteriores, pressupondo certas condições de fronteira. De modo a executar esta análise, revela-se pertinente constituir um modelo matemático da estrutura sobre o qual se possa operar numericamente, através do computador, com vista a obter um conjunto de resultados e posteriormente proceder à sua interpretação e estudo. Assim, segundo o EC, o modelo estrutural a utilizar na determinação dos efeitos das ações estáticas deve basear-se na escolha adequada das relações forças-deformações dos elementos e das suas ligações. Por sua vez, as condições de fronteira aplicadas ao modelo, entre os elementos e o terreno de fundação, devem representar as previstas para a estrutura. Os efeitos dos deslocamentos e das deformações devem ser tidos em conta no âmbito das verificações dos estados limites últimos de resistência (referentes à segurança das pessoas e/ou da estrutura), caso deles resulte um aumento significativo dos efeitos das ações.

A verificação das condições de segurança é, portanto, realizada através da construção de modelos analíticos e experimentais que simulam o comportamento da estrutura. Tais modelos constituem sempre uma representação abstrata e simplista da realidade, raramente envolvendo simulações físicas rigorosas do comportamento dos materiais até à sua rotura. Numa estrutura existente, a avaliação da segurança, nas circunstâncias normais de utilização, pode ainda envolver ensaios estáticos e/ou dinâmicos, bem como uma observação do comportamento da obra a longo prazo, os quais permitem aferir ou corrigir os modelos analíticos e garantir, com maior fiabilidade, a validade dos resultados. Neste caso de estudo, as principais verificações de segurança, efetuadas para a generalidade dos elementos estruturais, foram realizadas considerando os deslocamentos e tensões originados pelas ações indicadas no segundo capítulo. Assim, estas verificações incidem na determinação das secções críticas, avaliando os deslocamentos de certos nós de ligação ou das deformadas dos próprios elementos de barra, ou seja, se estes são compatíveis com as condições de carregamento da obra e incluindo a validação de que, as tensões locais dos materiais (aço e betão), não excedem a tensão de cedência, garantindo a segurança.

#### 4.3.2 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NOS TIRANTES

Com base na informação contida nos cálculos e desenhos do Projeto de Cardoso (1977), os tirantes de suspensão do tabuleiro são compostos por fios de 5 mm dispostos em leque, realizados em aço com 1600-1800 MPa de tensão de rotura e subdivididos em três grupos: cabos longos com 900 fios, cabos intermédios com 540 fios e cabos curtos com 390 fios (Fig. 57). Na Tabela 5, que pode ser consultada em seguida, os cabos 1 e 6 representam os tirantes longos, 2 e 5 os tirantes intermédios e 3 e 4 os tirantes curtos, facilmente distinguível pelo valor da secção. No Anteprojecto, os tirantes foram dimensionados para níveis de tensão máxima entre 30 e 35% da tensão de rotura e não se consideraram os efeitos do veículo tipo, por serem sempre menos desfavoráveis, nem da variação de temperatura, por serem pouco expressivos face aos da carga permanente e da sobrecarga. As tensões máximas verificavam-se na combinação de solicitações tipo I do RSEP, que se revelava a mais condicionante e combinava as solicitações permanentes e as acidentais. Deste modo, a segurança encontra-se garantida para as ações consideradas.

Tabela 5: Verificação de segurança dos tirantes no Anteprojecto (Rito et al., 1998).

| Cabo N° | RSEP (kN) Comb I | Secção de aço (m²) | Tensão tracção $\sigma_t$ (MPa) | $\sigma_t$ / Tensão rotura (%) |
|---------|------------------|--------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| 1       | 11 057           | 0.01767            | 626                             | 35%                            |
| 2       | 6 752            | 0.0106             | 637                             | 35%                            |
| 3       | 4 241            | 0.00766            | 554                             | 31%                            |
| 4       | 4 428            | 0.00766            | 578                             | 32%                            |
| 5       | 5 627            | 0.0106             | 531                             | 30%                            |
| 6       | 11 033           | 0.01767            | 624                             | 35%                            |

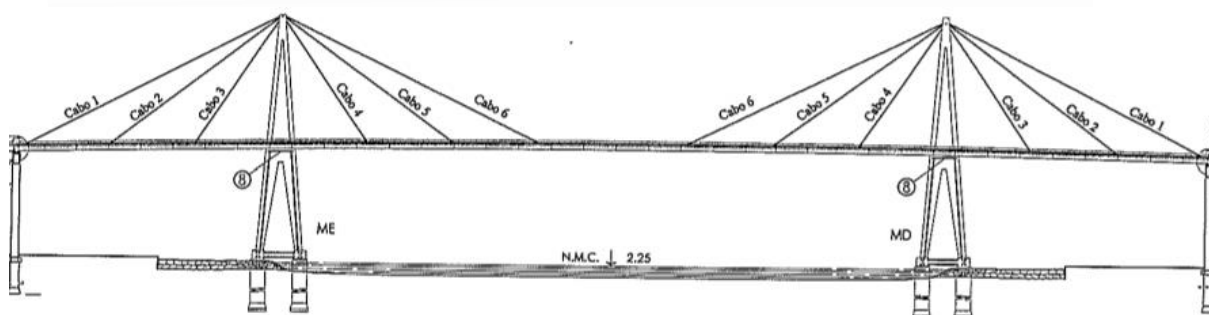


Figura 57: Número de fios por cabo e respetiva enumeração (Rito et al., 1998).

No âmbito do presente estudo, foram utilizadas as medições *in-situ* realizadas por Caetano (2018), exibidas anteriormente na Tabela 3, no sentido de estimar o valor das forças instaladas em cada tirante. Posteriormente, estas forças nos tirantes foram calculadas com base no modelo de cálculo automático desenvolvido para a análise da estabilidade e segurança da obra. De acordo com as combinações de ações para estados limites últimos de resistência do EC, a situação mais desfavorável, em termos de tração máxima, ocorre sempre para a ação de base composta pelas sobrecargas rodoviárias uniforme e concentrada. Relativamente à tração mínima, as combinações com a temperatura uniforme como ação de base são, em geral, mais desfavoráveis, porém nunca se sucedem situações em que os tirantes deixem de estar tracionados.

A verificação de segurança nos tirantes com maior esforço axial encontra-se sintetizada na Tabela 6. Da análise destes valores, pode verificar-se que a tensão de tração máxima nos cabos ronda os 50% da tensão de rotura ( $\sigma_{Rd}$ ) de 1800 MPa, não existindo situações de tensão excessiva nem de perda de tensão. Adicionalmente, constata-se que os valores de cálculo do Anteprojeto apresentam, em média, forças 35% inferiores em comparação às medidas no modelo, subestimando o carregamento originado pelas cargas permanentes, visto que o EC é mais penalizador na consideração destas ações.

A partir da presente análise, pode verificar-se que está assegurada a segurança dos tirantes em termos de cálculo, supondo que estes estão em boas condições. A segurança está então verificada, apesar de, pela aplicação do EC, se ter um aumento de 37.5% da sobrecarga uniforme em relação ao valor do RSEP, agravando especialmente o carregamento quando esta é a ação de base da combinação. Note-se também que, no que se refere à segurança dos cabos, em nenhuma situação se verificou condicionante a ação do veículo tipo e que, para a situação do esforço mínimo (temperatura uniforme), está assegurada a condição de funcionamento à tração para todos os cabos.

Tabela 6: Verificação de segurança nos tirantes em estado limite último de resistência (EC).

| Cabo Nº | Secção transversal (m <sup>2</sup> ) | N <sub>Ed</sub> máximo (kN) | $\sigma_{Ed}$ máximo (MPa) | $\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$ (%) |
|---------|--------------------------------------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------------|
| 1       | 0.01767                              | 18306                       | 1036                       | 57.6                            |
| 2       | 0.01060                              | 10299                       | 972                        | 54.0                            |
| 3       | 0.00766                              | 6036                        | 788                        | 43.8                            |
| 4       | 0.00766                              | 6017                        | 786                        | 43.7                            |
| 5       | 0.01060                              | 10280                       | 970                        | 53.9                            |
| 6       | 0.01767                              | 18182                       | 1029                       | 57.2                            |

#### 4.3.3 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NO TABULEIRO

No Anteprojeto, as vigas longitudinais de alma gémea, realizadas em aço S355, foram dimensionadas com base em três metodologias distintas, conforme as ações consideradas. Assim, para a carga permanente, cada viga foi considerada como estando apoiada nas extremidades inferiores dos cabos, nas torres e pilares de transição para os viadutos, cujos momentos fletores foram determinados pelo Método de Cross e esforços axiais com base nas componentes horizontais dos esforços axiais nos cabos. Relativamente às sobrecargas rodoviárias, as tensões normais nas fibras extremas foram determinadas com base nas linhas de influência dessas tensões obtidas em várias secções de um modelo reduzido. Por fim, para o efeito da temperatura, considerou-se um modelo de cálculo em que se determinaram as deformações que a variação de temperatura imposta aos cabos (considerada a situação mais condicionante) produziria nos mesmos e consequentemente nas vigas, se existissem desligados dos restantes, fazendo-se depois, por via analítica, a compatibilização das deformações nos respetivos pontos de ligação.

Na verificação de segurança apresentada nos cálculos do Anteprojeto, considerou-se a combinação de solicitações tipo I do RSEP, que combina as solicitações permanentes e as acidentais habituais, uma vez que, para os elementos em análise, esta combinação é a mais desfavorável. As secções mais solicitadas, face às diferentes ações, são as A, b, C e D da Figura 58(a), verificando-se sempre que as tensões máximas nas fibras extremas são inferiores à tensão de cedência ( $f_{yd}$ ) de 355 MPa, para o aço em questão (Fig. 58(b)). Os esforços devidos à variação de temperatura relativa entre os cabos e os restantes elementos da estrutura não foram considerados por terem uma participação pouco relevante.

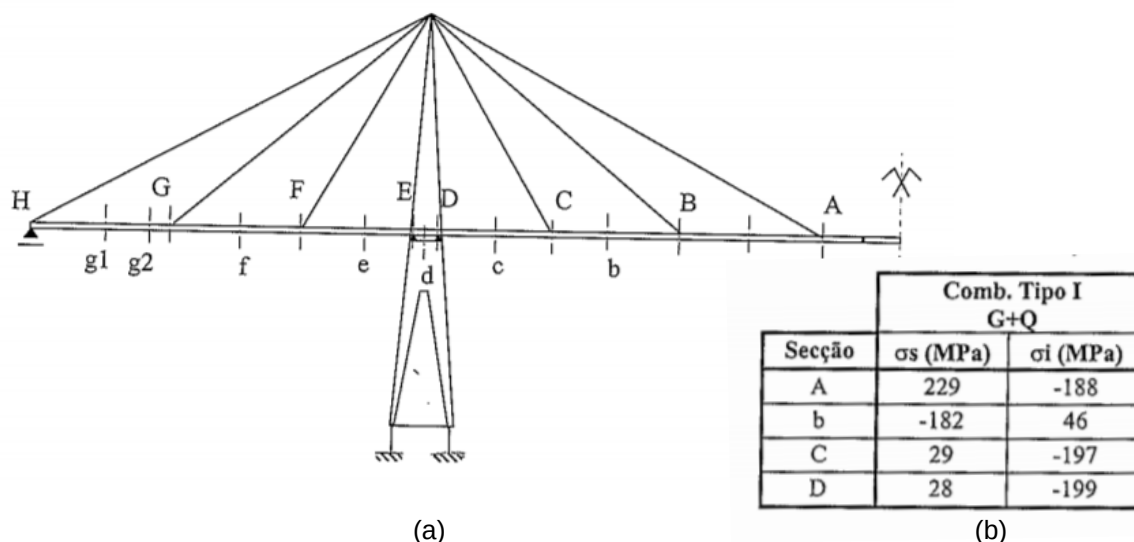


Figura 58: Verificação de segurança do tabuleiro: (a) Identificação das secções de cálculo do tabuleiro; (b) Tensões normais de cálculo no Anteprojeto (Rito et al., 1998).

No âmbito do presente estudo, utilizou-se o modelo numérico de cálculo para determinar os esforços característicos em cada viga de rigidez longitudinal, no qual cada uma das duas vigas de alma gémea foi considerada como um elemento estrutural individual. Os esforços característicos associados a cada ação foram combinados de acordo com o estabelecido no EC para a verificação de estados limites últimos, com base nas combinações fundamentais de ações. Assim, para a verificação das tensões normais, consideraram-se as combinações com a ação variável de base sendo as sobrecargas, uma vez que produzem os momentos fletores e os esforços axiais máximos e mínimos. Como se pode verificar da observação dos valores apresentados na Tabela 7, as tensões de cálculo atuantes, em cada secção representada na Figura 58(a), são sempre inferiores ao valor da tensão de cedência ( $f_{yd}$ ) de 355 MPa, pelo que está assegurada a segurança das vigas longitudinais de alma gémea.

Neste contexto, comparando os valores das tensões obtidos no Anteprojeto e na presente análise, associados às secções correspondentes, pode constatar-se que os valores dos esforços obtidos neste estudo são bastante superiores. Basicamente, esta situação resulta do aumento generalizado das ações resultantes da aplicação do EC. Note-se ainda que o modelo de cálculo do Anteprojeto considerava, de forma mais conservativa, que a rigidez do tabuleiro era apenas conferida pelas vigas de alma gémea, enquanto que o modelo desenvolvido permite considerar que a estrutura mista aço/betão do tabuleiro funciona em conjunto. A diferença dos dois métodos reside, essencialmente, no facto do presente modelo ser capaz de simular o efeito da distribuição transversal não uniforme das cargas, o que conduz, normalmente, a uma distribuição de esforços mais uniforme resultante num menor carregamento das vigas principais exteriores e numa maior solicitação das vigas interiores. Não obstante, as vigas exteriores são sempre as secções mais condicionantes em termos de verificação de segurança.

Tabela 7: Tensões normais de cálculo nas vigas longitudinais para estado limite último de resistência (EC).

| Secção Fig. 58 | Ação variável de base sobrecarga |                              |
|----------------|----------------------------------|------------------------------|
|                | $\sigma_{Ed}$ superior (MPa)     | $\sigma_{Ed}$ inferior (MPa) |
| A              | 245                              | -337                         |
| c              | -141                             | 228                          |
| D              | 56                               | -222                         |
| G              | 138                              | -316                         |

#### 4.3.4 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA NAS TORRES

De uma forma geral, a verificação da segurança das torres apresentada no Anteprojeto pode ser considerada bastante sumária. Deste modo, torna-se difícil proceder a uma comparação entre as verificações de segurança que presidiram ao seu dimensionamento e as que se apresentam no âmbito deste estudo, à semelhança do que se fez nos pontos anteriores para os tirantes e para as vigas principais do tabuleiro. Com efeito, a verificação da segurança interna das torres é apresentada apenas nas secções de ligação das pernas das torres ao embasamento e nas secções mais solicitadas dos cilindros de fundação. Estas verificações foram feitas considerando as secções como sendo apenas de betão, tendo sido verificadas as tensões normais e tangenciais máximas admitindo que as peças funcionarão, em termos de cálculo, por forma a que apenas o betão seja suficiente para assegurar a segurança. Assim, não se dimensionaram as armaduras no Anteprojeto, referindo-se nos cálculos que, na fase de Projeto, se procederia à pormenorização das armaduras a adotar.

Para efeitos de averiguação da segurança das torres, foram consideradas no Anteprojeto, além das diversas ações definidas de acordo com o RSEP, o efeito da colisão de navios com a base das torres. Os esforços então obtidos nas secções de cálculo, que se resumem à base das pernas das torres e à base dos cilindros de fundação, são comparados com os correspondentes obtidos no presente estudo, estes calculados com base no modelo de cálculo anteriormente apresentado e nas ações estabelecidas no EC.

No Anteprojeto, com base na geometria e pesos volúmicos dos materiais dos diferentes elementos da ponte, a contabilização das diferentes parcelas associadas à carga permanente (G) conduziu a uma reação vertical na base de cada cilindro de fundação com um valor de 22171 kN. Do mesmo modo, procedeu-se à determinação das reações verticais e horizontais, quando estas últimas atingiam valores relevantes, para as sobrecargas rodoviárias (Q), vento (W) e sismo nas direções transversal e longitudinal (E). Adicionalmente, no Anteprojeto, considerou-se o efeito do choque de um navio (C) de 10000 tf e deslocando-se a uma velocidade de 1 m/s contra a base da torre. Assumiu-se que o navio se deforma 1 m e que metade da energia cinética deste é absorvida pela água circundante. Procedendo à análise da reação em cada pilar, obtém-se uma força horizontal máxima no topo de um cilindro de 1530 kN. No presente estudo não se considerou esta ação, uma vez que o efeito do choque se revela condicionante basicamente para a verificação da segurança do embasamento, não tendo grande significado na verificação da segurança da maioria das secções dos elementos estruturais em elevação. Posteriormente, no Anteprojeto e de acordo com o RSEP, consideraram-se diversas combinações das ações supranumeradas, resultando os esforços de flexão, normais e de corte na base das pernas e nos cilindros de fundação das torres que se indicam na Tabela 8.

Tabela 8: Esforços de cálculo de flexão longitudinal, compressão axial e corte registados no Anteprojecto (Rito et al., 1998).

| Combinação                 | M (kNm) | Nmin (kN) | Nmax (kN) | V (kN) |
|----------------------------|---------|-----------|-----------|--------|
| Base das pernas das torres |         |           |           |        |
| G + Q + W                  |         | -26487    |           | 422    |
| G + E(trv ou Lon)          |         | -25212    | -19693    | 1373   |
| Cilindros de fundação      |         |           |           |        |
| G + E trv                  | 21582   | -23996    | -16540    | 2609   |
| G + E lon                  | 20052   | -27527    | -13008    | 2423   |
| G + Q + W + Hd             | 10232   | -28861    | -18973    | 1687   |
| G + C                      | 24054   | -20267    |           | 3198   |

A estabilidade exterior dos cilindros de fundação foi feita, no Anteprojecto, apenas para a situação mais desfavorável da torre da margem Sul, que está fundada em camadas arenosas, para as quais se atribui um ângulo de atrito interno de 30°, uma coesão nula e um peso específico submerso de 8 kN/m<sup>2</sup>. Em relação aos esforços verticais, a combinação de ações que produz o maior esforço de compressão num cilindro é a constituída por cargas permanentes, sobrecargas e vento, resultando N=30705 kN. A verificação de segurança foi feita de acordo com os critérios de Terzaghi, Caquot e Vierendeel e as capacidades de carga de cada cilindro, obtidas pelos diferentes métodos referidos, são os que se indicam na Tabela 9.

Relativamente aos esforços horizontais, a máxima força lateral exercida pelos cilindros de fundação das torres no terreno ocorre para a combinação de ações composta por cargas permanentes e o choque de uma embarcação, advindo P=4434 kN e que se deverão distribuir ao longo de 10 m de altura. A verificação de segurança foi feita de acordo com valores de tabelas segundo Caquot e Kérisel para um ângulo de atrito de 30°, o que conduz a um impulso passivo do terreno de 25193 kN e consequente coeficiente de segurança de 5.68.

Tabela 9: Capacidade de carga vertical dos cilindros de fundação das torres e correspondentes coeficientes de segurança segundo o Anteprojecto (Rito et al., 1998).

| Critério   | Qt (kN) | Coef. Seg (Qt/N) |
|------------|---------|------------------|
| Terzaghi   | 85 985  | 2.80             |
| Caquot     | 190 746 | 6.21             |
| Vierendeel | 130 493 | 4.25             |

No que diz respeito às pernas das torres, no Anteprojecto apenas se apresenta a verificação de segurança na secção de ligação ao embasamento, considerando a secção como de betão simples, com 2.1 m<sup>2</sup> de área para a compressão e apenas 1.2 m<sup>2</sup> para o corte, verificando-se as tensões máximas normal e tangencial. Assim, obteve-se uma tensão normal de 12.8 MPa e uma tangencial de 1.2 MPa, confirmando a segurança para as combinações do tipo I e II, as mais condicionantes de acordo com o RSEP.

Uma vez que no Anteprojecto não são apresentadas as verificações de segurança de diversos elementos estruturais importantes das torres, tais como as travessas superiores, as pernas nas zonas acima e abaixo do tabuleiro e as vigas de travamento ao nível da base, procede-se neste estudo à verificação da sua segurança para as ações definidas no EC. A localização das secções críticas está indicada esquematicamente na Figura 59 e, na Tabela 10, é possível consultar os valores característicos dos diferentes tipos de esforços considerados mais condicionantes para as diferentes ações e secções analisadas.

Tabela 10: Esforços característicos de flexão, tração e compressão axiais nas torres.

| Secção Fig. 59 | Ação variável de base sismo transversal |               |               |               |
|----------------|-----------------------------------------|---------------|---------------|---------------|
|                | Tração                                  |               | Compressão    |               |
|                | M máximo (kNm)                          | N máximo (kN) | M máximo(kNm) | N máximo (kN) |
| A              | 123258                                  | 245083        | -138115       | -241126       |
| B              | 89508                                   | 16013         | -91778        | -43429        |
| C              | 77067                                   | 12972         | -79739        | -46470        |
| D              | 67136                                   | 17516         | -70173        | -40612        |
| F              | 24431                                   | -             | -27392        | -30351        |

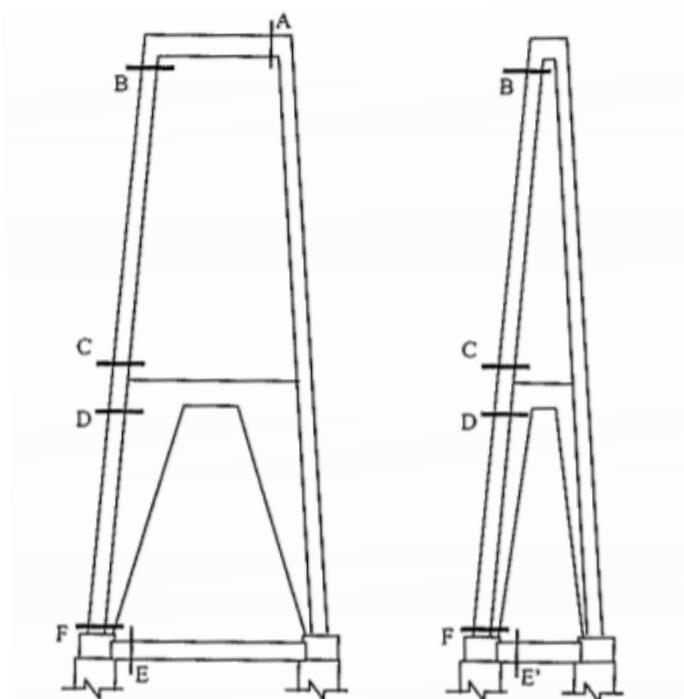


Figura 59: Esquema com a localização e identificação de secções analisadas (Rito et al., 1998).

Da análise dos valores apresentados pode constatar-se que, com base nos modelos de análise desenvolvidos neste estudo e considerando as ações e combinações do EC, não se verifica a segurança em grande parte das secções. De facto, esta situação deve-se basicamente à ação sísmica, pelo que esta foi considerada como a ação de base da combinação, mas também ocorrem situações em que o vento e as sobrecargas são condicionantes. Assim, a secção que se revela mais crítica em termos de não verificação da segurança, em estado limite último de resistência, é a secção A nas travessas superiores, uma vez que a sua área é menor do que a das torres e possui esforços maiores. Com efeito, obteve-se uma tensão atuante ( $\sigma_{Ed}$ ) nestes elementos de cerca de 170 MPa, quando a tensão de rotura do betão à compressão, designada por resistência característica do betão ( $f_{ck}$ ), é de 30 MPa, colocando a integridade estrutural da obra em causa na ocorrência desta ação. Contudo, não foi possível estudar a resposta sísmica com o detalhe e a veracidade pretendidas, já que as vigas de travamento na base praticamente não apresentavam valores quer de esforço axial quer de flexão longitudinal e, segundo Rito et al. (1998), estes elementos constituíam outra secção crítica.

# 5.

## DANO E SUBSTITUIÇÃO DE TIRANTES

### 5.1 SUBSTITUIÇÃO DE TIRANTES NA PONTE ATIRANTADA

#### 5.1.1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das pontes atirantadas começou verdadeiramente nos anos 70 e, até ao início dos anos 90, os requerimentos de durabilidade específicos das pontes de tirantes não foram analisados adequadamente. Nos últimos 15 anos, inspeções detalhadas de pontes atirantadas por todo o mundo evidenciaram danos sérios nos cabos como aberturas nos tubos de proteção, corrosão precoce e deterioração por fadiga, que afetam a segurança e o período de vida da ponte. Atualmente, o comportamento destas estruturas e dos seus cabos é relativamente complexo e influenciado pelas condições ambientais e de exploração da obra. De facto, o tempo de vida útil destas estruturas está longe de ser atingido, o que implica a necessidade de substituição dos tirantes existentes e uma análise criteriosa quanto à solução de reparação destes elementos em serviço, uma vez que, soluções irracionais conduzem ao risco de acidentes na estrutura e no tráfego.

Nas pontes de tirantes antigas, a separação e substituição dos cabos não foi considerada na fase de projeto e, portanto, o tabuleiro e os cabos adjacentes não são capazes de aguentar as cargas quando um cabo está em falta. Assim sendo, na generalidade dos casos, revela-se necessária a instalação de um sistema de cabos temporários nas proximidades dos tirantes a remover. Este sistema inclui um cabo principal com pendurais que permitem segurar os cabos existentes ao longo do seu comprimento através de ganchos de aço e facilita os trabalhos de reabilitação, já que minimiza a variação de tensões na estrutura durante a substituição.

Adicionalmente, outra particularidade destes trabalhos é que ocorrem em pontes com vãos consideráveis e que são ligações vitais à economia e à vida social das comunidades adjacentes. Frequentemente, não é uma opção encerrar a ponte durante os trabalhos que demoram vários meses, significando que estas operações têm de ser completadas em espaço de tempo muito limitado. Assim, as fases temporárias necessitam de ser completamente justificadas, já que, de forma geral, a ponte continua em operação durante os trabalhos de substituição. Consequentemente, qualquer etapa de construção, que corresponde a um sistema estrutural diferente em que faltam cabos e alguns temporários são adicionados, é, na realidade, um estado de serviço que necessita de ser combinado com as cargas do tráfego, do vento e as variações de temperatura.

## 5.1.2 METODOLOGIA DE SUBSTITUIÇÃO DE TIRANTES

### 5.1.2.1 Avaliação da estrutura

De acordo com Mellier (2011), como qualquer trabalho de reabilitação, o primeiro passo consiste na avaliação do estado real da estrutura e, particularmente, dos cabos. Isto deve ser feito em diversas etapas, começando com uma inspeção visual da estrutura que pode revelar danos óbvios como uma incomum curvatura dos cabos, indicativa de perda de tensão nos mesmos e podendo resultar da sua rotura. Naturalmente, este tipo de inspeção não providencia automaticamente toda a informação, requerendo investigação adicional através de aberturas locais ou monitorização. De facto, alguns cabos podem estar altamente corroídos sem nenhuma evidência visível de tal, revelando-se então necessário a abertura e inspeccionamento das ancoragens, especialmente na parte inferior junto ao tabuleiro. Por sua vez, a monitorização dos cabos pode ser bastante útil quando analisando a estrutura, já que proporciona informações quanto à situação atual e à evolução do estado destes elementos, sendo, posteriormente, completada através da modelação da resistência estrutural a fim de avaliar a segurança atual nos membros danificados.

### 5.1.2.2 Modelação numérica

A substituição deve ser prevista sempre que a apreciação da ponte revela perda extensiva da capacidade de um cabo ou encurtamento da sua vida de serviço. Porém, substituir tirantes induz uma modificação temporária e por vezes permanente do comportamento estrutural da ponte. Assim, é requerida uma avaliação detalhada das forças e tensões na estrutura em todas as etapas (inicial, durante cada fase dos trabalhos de reabilitação e final), através de um modelo 3D da estrutura de modo a estudar corretamente todas as consequências dos trabalhos nos membros estruturais existentes. A primeira verificação deve-se focar no controlo da estrutura na configuração permanente futura com os novos tirantes. Realmente, a rigidez do novo cabo pode não ser exatamente a mesma, uma vez que as características deste podem ser alteradas aquando da substituição, especialmente se o original evidenciou envelhecimento rápido de forma inesperada. Adicionalmente, os materiais atuais mais resistentes, comparativamente aos de umas décadas atrás, podem tentar o engenheiro a beneficiar deste progresso e instalar cabos com estes novos materiais igualmente resistentes, mas com menor secção. Revela-se necessário um especial cuidado, pois implica uma mudança na rigidez dos cabos, frequentemente de cabos mais rígidos para mais flexíveis e, portanto, aumenta as deformações devido a sobrecargas e as tensões de flexão no tabuleiro relativamente ao estado original.

Na transição entre os velhos e os novos cabos, regista-se uma variação súbita na rigidez do apoio do tabuleiro, visto que os cabos mais rígidos, normalmente os mais antigos, atraem mais carga do que o habitual, podendo originar excessos de tensão inaceitáveis e tornar necessário o uso de cabos temporários (Fig. 60). Na generalidade dos casos, a solução ideal tem de ser encontrada através de uma análise computacional iterativa, a fim de alcançar a secção mínima dos cabos que induz os excessos de tensão máximos compatíveis com a estrutura existente.

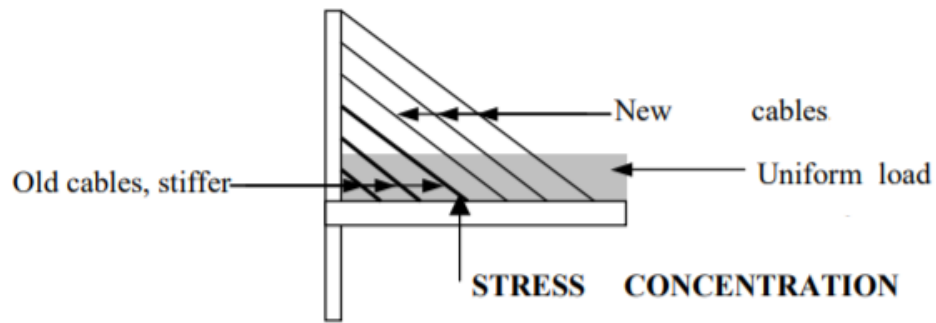


Figura 60: Mecanismo de concentração de tensão no cabo longo mais antigo devido à diferença de rigidez dos cabos (Mellier, 2011).

### 5.1.2.3 Cabos temporários

Segundo Mellier (2011), uma suposição tem de ser feita quanto às tensões que são aceitáveis para os cabos velhos, cuja capacidade é conhecida com um grau variável de confiança. Um critério possível a adotar é o de que estes cabos não devem experienciar tensões de tração superiores às efetivamente registadas num passado recente. Nas pontes de tirantes antigas e mesmo em algumas mais recentes, o estado atual dos cabos existentes não é conhecido com certeza, sendo, portanto, requerido o uso de cabos adicionais para limitar os excessos de tensão nos cabos adjacentes. Obviamente, ancorar novos cabos, mesmo que temporariamente, numa estrutura que não foi projetada para tal, requiere perícia e experiência de modo a minimizar o dano na mesma. Assim, a escolha frequente recai em ancoragens metálicas conectadas à ponte através de barras metálicas e com cabos pré-esforçados, uma vez que o dano na estrutura é mínimo (Fig. 61).

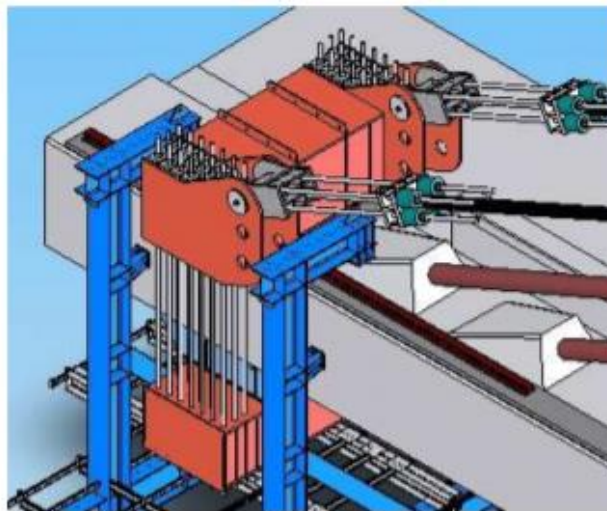


Figura 61: Viga de travamento ancorando cabos temporários (Mellier, 2011).

#### 5.1.2.4 Destensionamento e desmontagem dos tirantes

O destensionamento dos cabos existentes é certamente a intervenção mais crítica deste processo, visto que uma grande quantidade de energia é libertada durante a operação. Deste modo, é necessário que esta seja suave, a fim de limitar efeitos dinâmicos, que podem danificar a estrutura e prevenir qualquer movimento do cabo inesperado, que pode colocar em perigo os trabalhadores. A progressiva libertação de energia pode ser obtida cortando individualmente os vários fios metálicos que compõem o cabo, aplicável quando os fios são totalmente independentes, ou por corte da secção inteira do cabo, sendo neste caso necessário prensas hidráulicas para destensionar o cabo antes ou depois da incisão.

Adicionalmente, apenas a faixa de emergência e, nos casos mais favoráveis, uma faixa de circulação pode ser encerrada, implicando a realização das operações de reabilitação num espaço muito reduzido, praticamente limitado a uma faixa de 3 m de largura ao longo da ponte. Relativamente a estas preocupações, os cabos com cordões em paralelo oferecem vantagens significativas, uma vez que são modulares, requerem equipamento leve e pouco espaço para a sua instalação. Por meio do prolongamento do tempo de vida destas pontes sem interrupção do tráfego, as operações de substituição dos tirantes respondem perfeitamente ao aumento da procura de soluções sustentáveis, permitindo poupanças de material e custo (Mellier, 2011).

#### 5.1.3 DESCRIÇÃO DE SOLUÇÕES ADOTADAS

##### 5.1.3.1 Ponte de *Ewijk*

A Ponte de *Ewijk*, também conhecida como Ponte *Tacitus*, é um ponto de referência da autoestrada A50 no este da Holanda e atravessa o Rio Waal, uma rota de transporte marítimo vital que conecta o Porto de Roterdão à Europa Central. Esta obra foi projetada e construída nos anos 70, tendo sido aberta ao tráfego em 1976 e apresenta um comprimento total de 1055 m dividido em 10 vãos. A travessia principal do rio consiste numa ponte de tirantes de 480 m, com vão central de 270 m e vãos laterais de 105 m cada (Fig. 62).

O tabuleiro consiste numa secção em caixa metálica trapezoidal suportado apenas por um pano de tirantes, localizado ao longo do eixo médio longitudinal da ponte. Por sua vez, cada pano de tirantes é composto por um conjunto de cabos superiores e inferiores, que contêm dois feixes de 5 e 3 cordões “*locked coil*”, respetivamente. Todos os cabos apoiam-se ininterruptamente nas selas de desvio localizadas no interior da torre e foram dimensionados para aproximadamente 70% da situação de carregamento atual.



Figura 62: Ponte de *Ewijk* (Holanda, 1976). Vista geral antes dos trabalhos de reabilitação (Apdency, 2012).

De acordo com Lavery et al. (2013), a renovação desta ponte era necessária, principalmente, pelos problemas locais de fadiga no tabuleiro como também pelas deficiências de capacidade global estática. Assim, o método de reabilitação para lidar com os problemas locais de fadiga consistiu na aplicação de um betão de alta resistência sobreposto à estrutura metálica, resultando num aumento do peso próprio da estrutura e impondo um funcionamento dos cabos a cerca de 85% após a situação renovada. Adicionalmente, inspeções dos cabos existentes identificaram alguns defeitos, nomeadamente a presença de microfissuras que originaram fraturas de alguns fios metálicos ao longo do comprimento dos cabos. Consequentemente, devido ao aumento de carga e às preocupações quanto ao tempo de vida restante dos cabos existentes, decidiu-se substituir todos estes elementos.

Neste contexto, optou-se pela substituição dos cabos tal como estão, já que esta foi considerada a melhor opção face aos objetivos de projeto e às restrições de planeamento. Os novos cabos propostos eram igualmente do tipo “*locked coil*”, com 100 mm de diâmetro e com características estruturais semelhantes aos cabos existentes, em termos de resistência e rigidez, permitindo o reuso das selas e da configuração de ancoragens no tabuleiro já existentes. De modo a manter o comportamento estrutural atual da ponte, era necessário instalar os cabos de substituição com a força inicial correta tal que, quando os trabalhos de reabilitação terminassem, a força final nos novos cabos fosse semelhante à que existiria nos cabos existentes caso estes não tivessem sido trocados.

A primeira tarefa no projeto de substituição dos cabos foi determinar como se poderia substituir os cabos existentes, uma vez que o projeto original desta obra não incluiu a provisão direta da troca de cabos. Realmente, na fase de construção original, cada conjunto de cabos foi tensionado ao elevar as vigas de apoio das selas no interior das torres e, quando se atingisse a força no cabo desejável, aparafusava-se a viga das selas à torre (Fig. 63(a)). Por sua vez, na ancoragem ao tabuleiro, os cabos eram separados em feixes, sendo estes depois ancorados ao tabuleiro, o que implicava um espaço limitado, atrás da cabeça de ancoragem, insuficiente para instalar equipamento de ajuste das forças nos cabos (Fig. 63(b)). A afinação das forças nos cabos era monitorizada pela medição das mesmas forças instaladas nestes elementos e pelo controlo dos deslocamentos do tabuleiro.

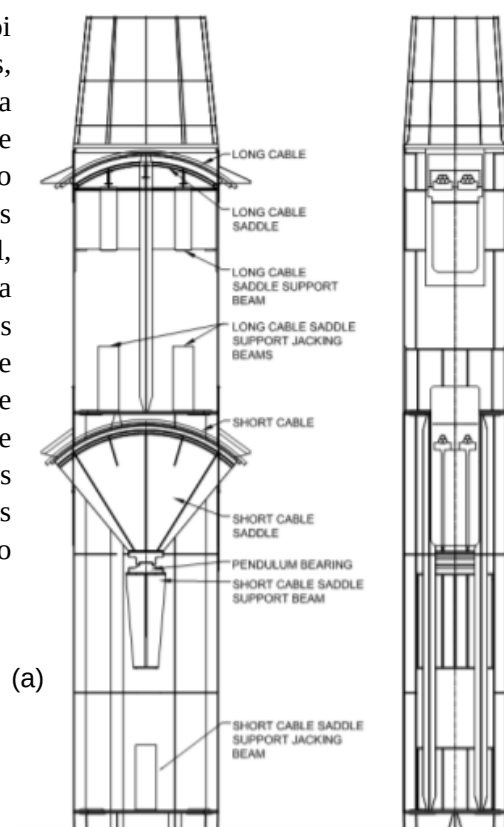
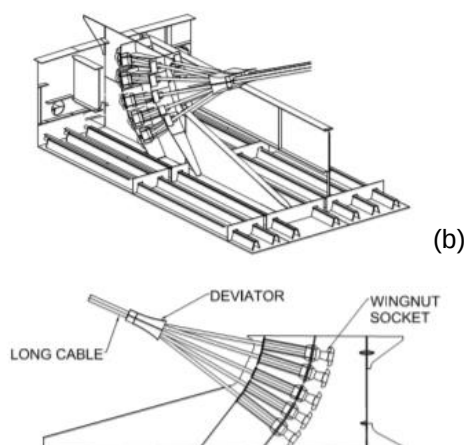


Figura 63: Detalhes dos cabos: (a) Torre; (b) Tabuleiro (Lavery et al., 2013).

Em cada sela de apoio, os cabos estavam configurados em duas linhas como se mostra na Figura 64 e, visto que cada sela existente suportava ambos os cabos, não era possível destensionar um cabo independentemente do outro num dado conjunto. Consequentemente, a substituição dos cabos foi realizada usando uma sequência de destensionamento de um conjunto completo de cabos por libertação e descida da sela, seguida da substituição do conjunto existente de cabos por um novo e finalizada pela elevação das vigas de apoio das selas até à força de tração requerida nos tirantes. Como já referido, uma abordagem semelhante foi usada na sequência de construção original para tensionar os cabos, tendo sido esta operação posteriormente repetida para cada subsequente conjunto de cabos e apresentada esquematicamente na Figura 65 para a sela superior. Assim, o projeto almejava colocar as selas ao nível previamente definido, refazendo a mesma conexão aparafusada e impondo a força requerida no novo cabo.

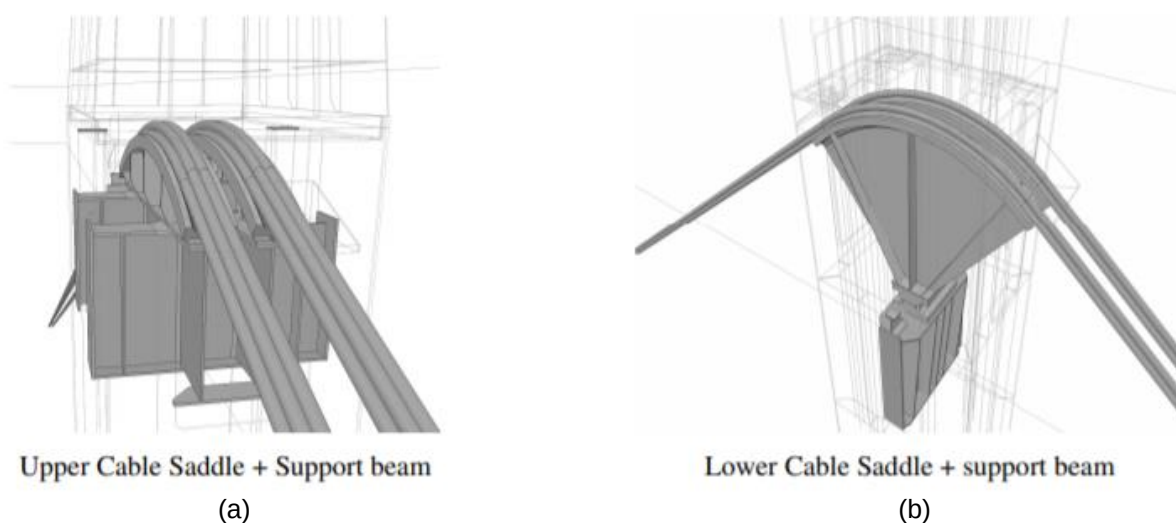


Figura 64: Detalhes das selas dos cabos: (a) Sela superior; (b) Sela inferior (Lavery et al., 2013).

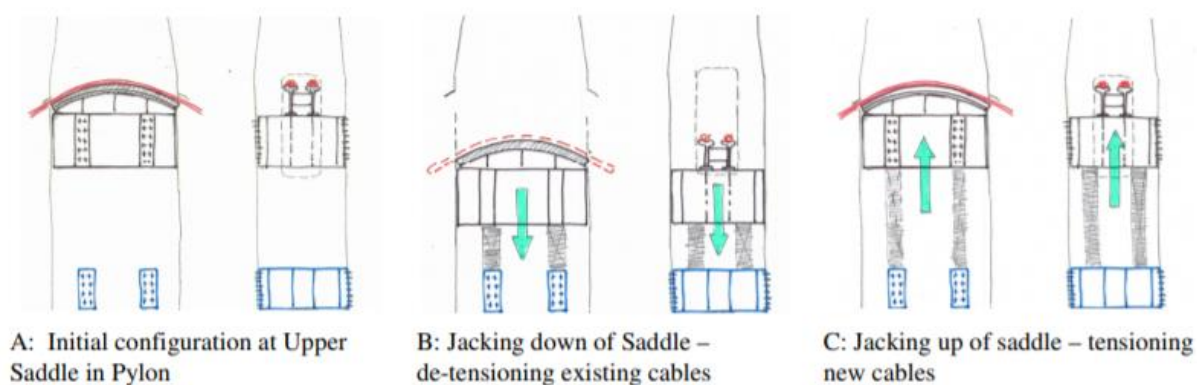


Figura 65: Representação esquemática da substituição dos tirantes na sela superior (Lavery et al., 2013).

No projeto de substituição dos tirantes não foram previstos, quer apoios, quer cabos temporários e, uma vez que esta operação estava incluída numa reabilitação geral, alguns aspetos foram utilizados de modo a minimizar os efeitos desta ação. Particularmente, o asfalto existente no tabuleiro necessitava de ser removido, tal como algumas das restantes cargas permanentes, tornando possível reduzir o peso próprio da estrutura. Adicionalmente, uma nova ponte estava em construção, adjacente à Ponte de *Ewijk*, que permitiria remover todo o tráfego rodoviário da ponte existente durante os trabalhos de reabilitação. Deste modo, esta proposta só era exequível porque não estariam presentes sobrecargas rodoviárias e quase todas as restantes cargas permanentes podiam ser removidas durante a substituição. No entanto, quando um dos conjuntos de cabos fosse removido, os restantes ficariam sujeitos a um aumento de esforço axial, já que as forças se redistribuiriam pela ponte. Segundo Lavery et al. (2013), o esforço máximo nos cabos existentes, durante as fases de reabilitação, estava restringido a um valor que não seria superior ao máximo já experienciado pelos cabos em serviço e a sequência de substituição adotada é a que se apresenta na Figura 66 infra.

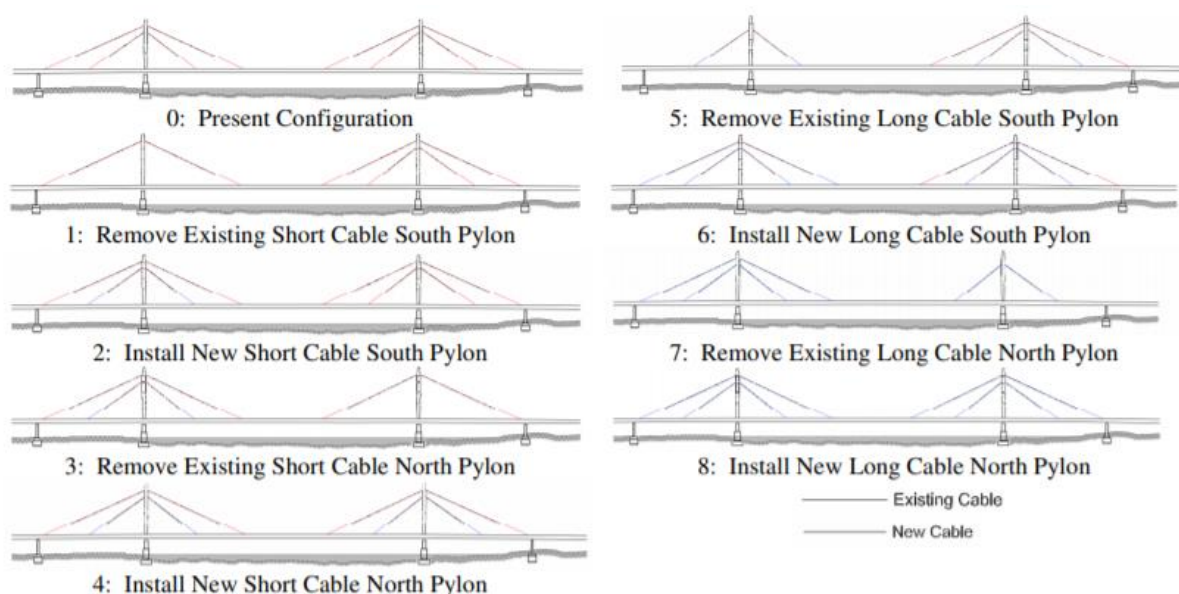


Figura 66: Sequência de substituição adotada (Lavery et al., 2013).

O projeto de substituição dos tirantes providenciou uma solução viável para uma ponte que não fornecia provisões explícitas para a troca de cabos. O contrato providenciava flexibilidade suficiente que permitia soluções alternativas e, ultimamente, o empreiteiro propôs um sistema de cordões em paralelo alternativamente ao tipo “*locked coil*”, dado os riscos associados aos testes de fadiga destes últimos serem significantes. De facto, os trabalhos de substituição faziam parte de uma reabilitação global desta obra e resultaram num entrave mínimo ao tráfego rodoviário e marítimo durante a construção, ajudando a prolongar o tempo de vida útil desta ponte icónica.

### 5.1.3.2 Ponte Hale Boggs

A Ponte *Hale Boggs*, também denominada Ponte de *Luling*, é uma ponte de tirantes convencional com vão central de 372 m e vãos laterais de 151 e 155 m. Esta ponte foi a primeira nos EUA a atravessar o Rio Mississippi e abriu ao tráfego em 1983, possuindo quatro faixas de circulação. As torres são num formato em A modificado e o tabuleiro é composto por duas secções em caixão gêmeas de 4.3 m de altura, perfazendo uma largura total de 25.1 m e empregou-se o aço na totalidade destes elementos estruturais (Fig. 67).

Os tirantes estão arrançados em dois panos e agrupados em pares, existindo um total de 72 cabos que são compostos por fios em paralelo com 6.4 mm de diâmetro. Estes encontram-se preservados por um tubo preto de polietileno, por seu turno protegido das radiações ultravioleta através de uma fita enrolada helicoidalmente à sua volta e os espaços entre os fios foram preenchidos com argamassa.



Figura 67: Ponte *Hale Boggs* (EUA, 1983): (a) Vista geral; (b) Detalhe das secções gêmeas do tabuleiro durante a construção (Mehrabi et al., 2010).

O dano observado na zona das ancoragens estava maioritariamente compreendido nos encaixes e cabeças de ancoragem, bem como nas ligações entre o tubo de transição e o de polietileno (Fig. 68). Com o tempo, a precipitação entrou nas caixas de ancoragem através de infiltração por pequenas aberturas e de escoamento pelas anilhas de neoprene nos pontos de término dos cabos, permitindo a acumulação de água dentro dos encaixes. Devido às dificuldades de acesso, não foi possível efetuar uma análise detalhada da corrosão e da perda de fios na secção dentro do encaixe.

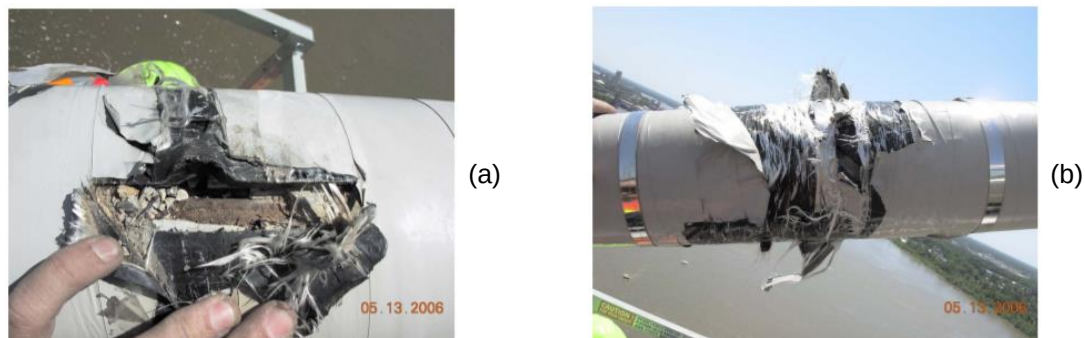


Figura 68: Dano nos tirantes: (a) Abertura no tubo de polietileno resultante em corrosão dos fios; (b) Separação das ligações entre os tubos (Mehrabi et al., 2010).

Os parâmetros considerados na identificação de sistemas de cabos incluíram adaptabilidade às aberturas e zonas de ancoragem existentes, acomodação do processo de montagem relacionado com o espaço disponível, requerimentos de proteção de corrosão e facilidade de inspeção e reparação no futuro. O tensionamento dos cabos podia ser feito cordão a cordão, com a vantagem de se usarem prensas hidráulicas mais leves, pequenas e fáceis de operar, dado a limitação dos espaços de ancoragem. No entanto, para o destensionamento dos cabos existentes, era requerido o uso de equipamentos maiores, similares aos usados no processo de tensionamento dos cabos original.

Com o objetivo de proteger a ponte de variações de força excessivas durante a remoção dos cabos existentes e para eliminar a potencial rutura de cabos adjacentes, utilizaram-se cabos temporários para transportar as cargas permanentes e sobrecargas rodoviárias. Adicionalmente, a inspeção dos cabos existentes evidenciou dano ao longo do seu comprimento livre, tal como nas zonas de ancoragem, gerando incertezas quanto à capacidade de carga destes cabos. Assim, os cabos temporários foram projetados para níveis de força determinados por análise estrutural, considerando a geometria da ponte e incluindo os efeitos de vento e furacão. O conceito da montagem dos cabos temporários também foi desenvolvido, consistindo numa sela de apoio no topo da torre e numa barra de travamento nas ancoragens do tabuleiro. No entanto, esta abordagem requeria a substituição simultânea de um cabo do vão central e do extremo, de modo a que as forças nos cabos temporários estivessem minimamente equilibradas e foi projetada para acomodar a variedade de ângulos dos tirantes, possibilitando o reuso da sela e do tirante temporário repetidamente. A sequência de construção para as atividades de substituição foi idealizada para abordar este processo cíclico e iniciou-se com a colocação da sela de apoio no topo de cada perna, seguida pela instalação do sistema “highline” para ajudar na remoção e instalação dos tirantes. Este sistema permitiu o suporte dos tirantes, quer temporários, quer permanentes, em localizações intermédias, reduzindo o descaimento do cabo e possibilitando a descida até ao tabuleiro em condições controladas (Fig. 69).

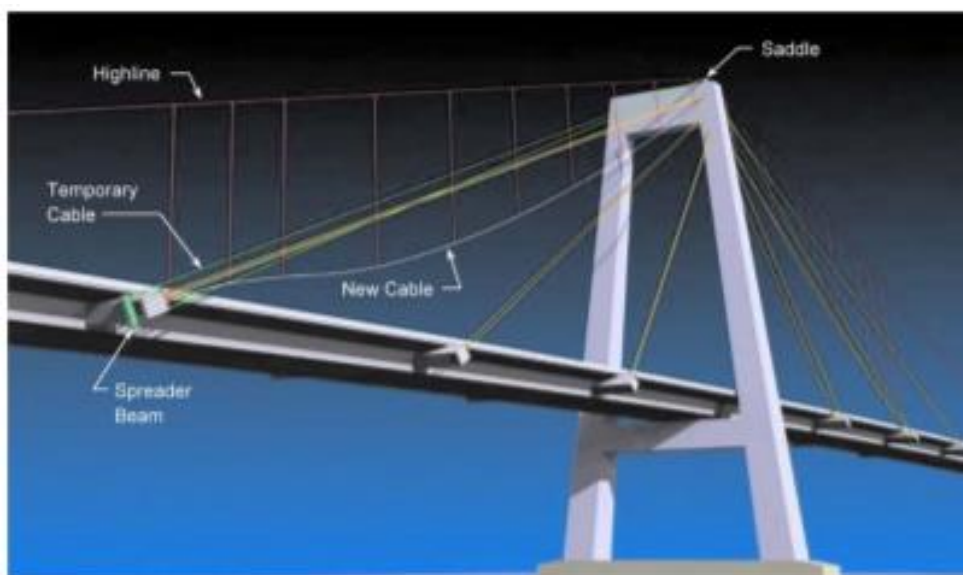


Figura 69: Representação esquemática da metodologia construtiva (Mehrabi et al., 2010).

De acordo com Mehrabi et al. (2010), este projeto de substituição dos tirantes, o primeiro do seu tipo na América do Norte, foi fortemente influenciado pelas restrições geométricas impostas pela estrutura e custo existentes. Assim, uma sequência de construção custo-benefício foi desenvolvida de modo a minimizar o impacto no tráfego, visto que a ponte era uma ligação regional crítica e constituía uma rota de evacuação no caso de furacão. O recomendado e novo sistema de tirantes com cordões em paralelo permitiu instalação, tensionamento, inspeção e substituição individuais de cordões. Adicionalmente, o uso de cabos temporários minimizou a variação de tensões na estrutura durante a substituição e a inclusão do sistema “highline” facilitou a elevação e instalação dos cabos, reduzindo a necessidade de espaço de construção e permitindo duas faixas de circulação durante as horas de ponta. Consequentemente, a maior parte das operações de reabilitação estavam convenientemente concentradas ao nível do tabuleiro, onde ancoravam os cabos temporários e se posicionavam os novos tirantes.

#### 5.1.3.3 Ponte de Rande

A Ponte de *Rande* faz parte da autoestrada principal em Galiza, Espanha, e atravessa o estuário de Vigo, mais propriamente o Estreito de *Rande*. Esta obra possui um desenvolvimento total de 694.98 m, distribuído por 147.42 m nos vãos extremos e 400.14 m no central e foi construída entre 1973 e 1977, tendo sido aberta ao tráfego apenas em 1981. As torres apresentam formato em *H* modificado com contraventamento adicional no topo e foram fabricadas em betão, culminando a 118,6 m de altura, enquanto que o tabuleiro original é constituído por uma secção em caixão metálica, com altura de 2.7 m e largura de 20.75 m, combinada com uma laje em betão armado para formar uma secção compósita aço-betão (Fig. 70).



Figura 70: Ponte de *Rande* (Espanha, 1977). Vista geral antes dos trabalhos de reabilitação (Kanakaris-Wirtl, 2009).

Em 2006, o tráfego médio diário atingiu 55000 veículos, próximo da capacidade efetiva da ponte, resultando, portanto, em frequentes condições de congestionamento do trânsito. Assim, diversos estudos foram realizados, de modo a aumentar esta capacidade e a solução encontrada, mais favorável, foi um projeto de alargamento que consistiu em dois novos tabuleiros externos posicionados ao longo de ambos os lados exteriores do tabuleiro existente e próximos das torres. Este sistema permitiu trabalhos de ampliação sem interromper o tráfego na ponte existente nem afetar o estuário de Vigo, uma zona muito valiosa de um ponto de vista ambiental e paisagístico.

Os novos tabuleiros laterais são formados por uma secção principal em caixão metálica, com 1.5 m de largura e 2.3 m de altura, adjacente às faces exteriores das pernas das torres e, tal como o tabuleiro existente, esta secção é complementada com a laje de 20 cm de betão, formando estruturas mistas e melhorando substancialmente o comportamento estrutural comparativamente a secções puramente metálicas. As duas secções principais encontram-se suspensas por tirantes no eixo médio do seu plano vertical e suportadas nas extremidades do tabuleiro existente por meio de treliças Warren transversais. Por sua vez, as treliças estão espaçadas a cada 10.53 m e fixadas ao tabuleiro existente por meio de uma rótula de ligação que assegura a colaboração estrutural adequada de ambos os tabuleiros (Fig. 71). Com efeito, foi possível minimizar a transferência de forças entre os tabuleiros, maioritariamente as forças de flexão, realizando a sua conexão através de uma rótula esférica que permite rotações entre estes e apenas transmite forças axiais e de corte, uma vez que era importante manter o comportamento estrutural já existente.

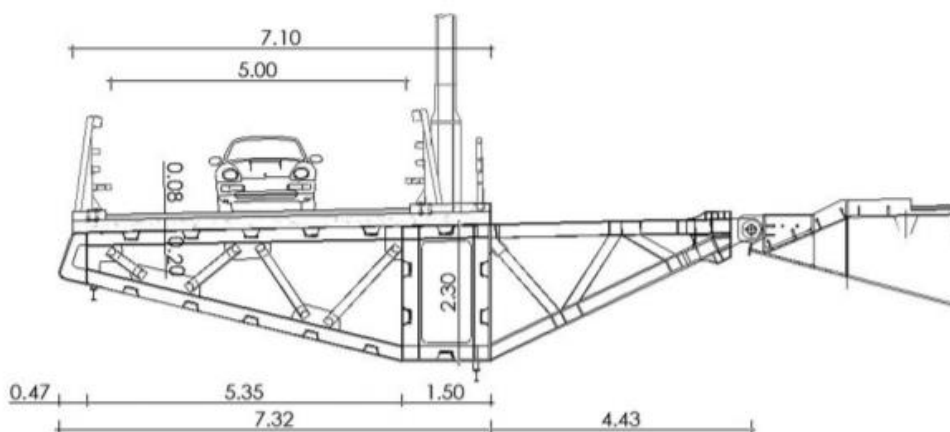


Figura 71: Secção transversal do novo tabuleiro lateral (Serrano-Corral et al., 2019).

Os novos tirantes estão ancorados dentro da secção em caixão principal, cujas dimensões permitem um fácil posicionamento das ancoragens e possibilitam inspeção e controlo durante o seu tempo de serviço. Na extremidade superior oposta, cada tirante está ancorado num elemento metálico localizado no topo das torres. Este arranjo, com os novos tabuleiros transversalmente em consola, causa uma redução das tensões nos tirantes existentes sob cargas permanentes, em virtude de um efeito de alavanca que produz uma carga ascendente na rótula de ligação entre os tabuleiros (Fig. 72). Assim, este efeito é benéfico, uma vez que reduz algumas das tensões permanentes nos tirantes existentes, porém, esta redução de tensão não é suficiente para amplificar o seu comportamento não-linear, devido ao aumento da curvatura dos cabos. O comportamento dos tirantes existentes é, de forma geral, melhorado, particularmente para ações de fadiga, enquanto que o alcance de tensões sob ações variáveis é apenas ligeiramente modificado. Adicionalmente, as forças nas ancoragens superiores existentes nunca são superiores na configuração alargada do que no arranjo original, o que se revela particularmente importante porque elimina qualquer necessidade de reforços locais das zonas de ancoragem das torres.

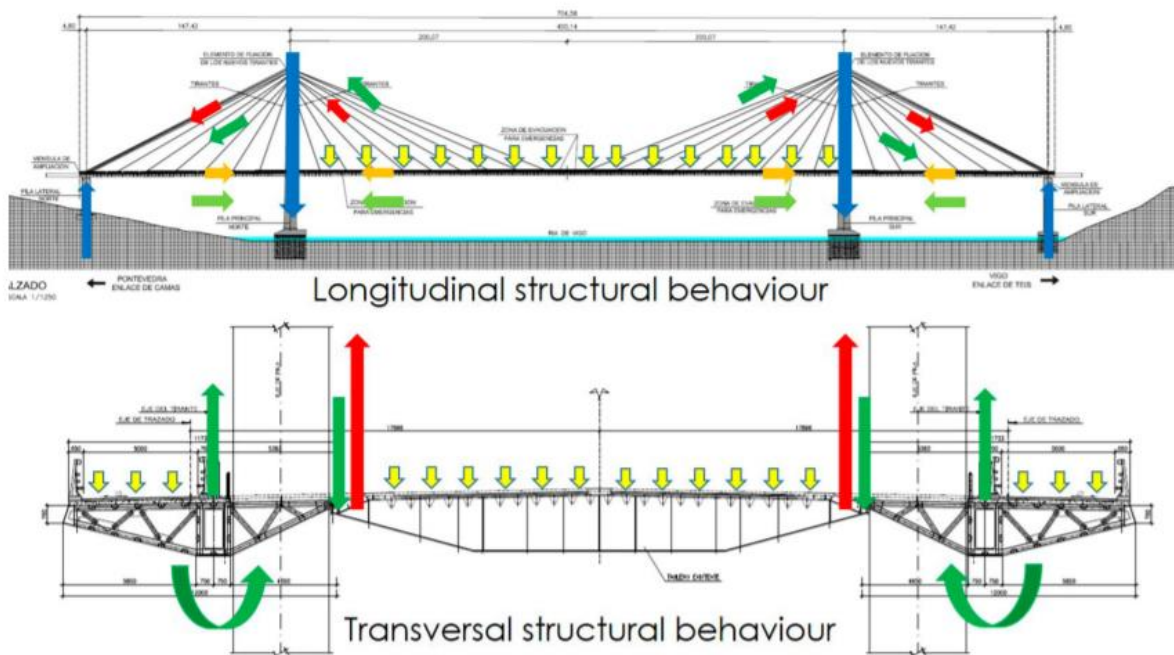


Figura 72: Comportamento estrutural após reabilitação (Serrano-Corral et al., 2019).

Os elementos em caixa metálicos, nas faces exteriores no topo das torres, foram projetados para conectar as ancoragens dos novos cabos e transferir as forças às torres. Estes elementos repousam na superfície horizontal das torres em rolamentos esféricos e consistem numa caixa com 4.0 m x 4.0 m, com placas metálicas até 100 mm e diafragmas que permitem a transmissão efetiva de forças aos rolamentos e entre os tirantes de cada lado do elemento de ancoragem. Os tirantes estão ancorados nas faces externas da caixa, evitando, assim, o cruzamento de cabos dentro da mesma. Na construção, a ancoragem metálica foi dividida em 6 peças a serem elevadas até ao topo de cada torre através de gruas e posteriormente soldadas na sua posição definitiva (Fig. 73(a)).

Os novos tabuleiros foram pré-fabricados de forma simétrica e construídos em consola a partir das torres. Primeiramente, instalou-se a aduela zero usando as unidades de içamento no topo das torres e, após a instalação destes segmentos iniciais, iniciou-se o processo repetitivo de elevação do restante tabuleiro por meio de duas estruturas temporárias com unidades de içamento hidráulico: uma traseira instalada na consola do novo tabuleiro em construção; e uma frontal por baixo do tabuleiro existente que se prolongava em consola para os dois lados, suportando a extremidade inicial da aduela em instalação. Deste modo, o segmento era içado a partir de dois pontos até atingir a sua posição definitiva, onde era soldado ao segmento anterior e ligado ao tabuleiro e tirantes existentes (Fig. 73(b)).

De acordo com Serrano-Corral et al. (2019), o projeto de alargamento não só permitiu um aumento da capacidade de tráfego, como também definiu um procedimento de elevação que evitou interromper o trânsito durante a construção e minimizou os efeitos ambientais. A capacidade resistente da ponte existente foi aproveitada ao máximo, deste modo realçando o valor da herança da ponte. De facto, os trabalhos de reabilitação foram realizados em 18 meses e a elevação completa dos novos tabuleiros foi atingida em apenas 6 meses, minimizando os efeitos na autoestrada e mantendo a sua capacidade de circulação. Por fim, este projeto foi pioneiro no alargamento de pontes de tirantes, providenciando uma solução excelente em termos económicos e técnicos (Fig. 74).

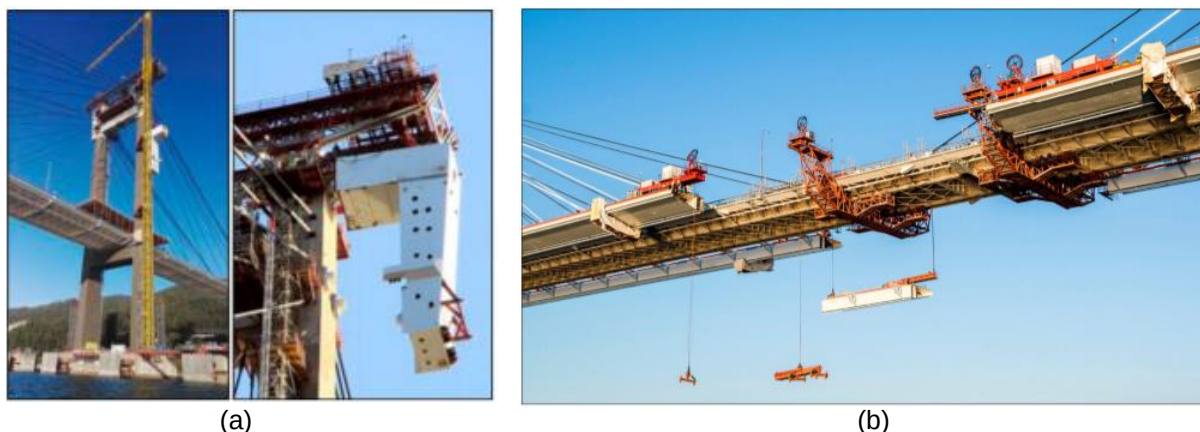


Figura 73: Processo de reabilitação: (a) Elevação de uma peça da nova ancoragem metálica; (b) Elevação típica de segmentos (Serrano-Corral et al., 2019).



Figura 74: Ponte de Rande (Espanha, 1977). Vista geral após os trabalhos de reabilitação (Serrano-Corral et al., 2019).

## 5.2 DISCUSSÃO DE RESULTADOS

### 5.2.1 AVALIAÇÃO DA ESTRUTURA

Uma vez que o presente estudo tem como propósito a eventual deteção de dano nos tirantes e a necessidade ou não de proceder à sua substituição, apresentam-se algumas notas relativas à análise visual realizada por Caetano (2018), indicativa do estado destes elementos ao nível do tabuleiro: (i) genericamente, era observada sujidade e alguma degradação da pintura dos tirantes, dando lugar ao aparecimento de líquenes, como evidenciado na Figura 75(a). Adicionalmente, no tirante do vão Sul (VS\_L\_E), observava-se uma marca de queimadura (Fig. 75(b)), que não era suficientemente profunda para originar rotura do arame de enrolamento e poderia ter sido provocada por trovoadas; (ii) através da abertura do tabuleiro para passagem dos tirantes, era possível observar os feixes de ancoragem em vários tirantes, estando patente em alguns deles a rotura de pelo menos um fio de aço. Contudo, a recolha desta informação foi muito limitada pela reduzida visibilidade e pela deposição de terra e resíduos junto das aberturas do tabuleiro (Fig. 75(c)).

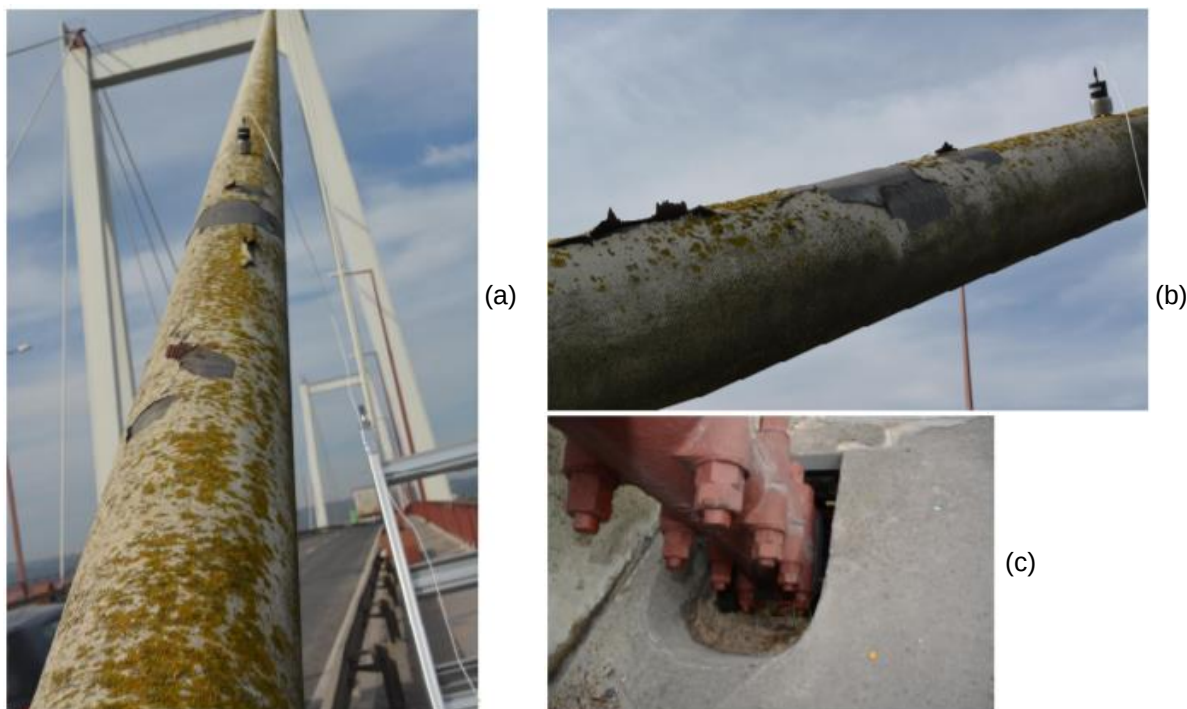


Figura 75: Condição externa de alguns tirantes: (a) Superfície exterior de tirante; (b) Degradação da pintura, queimadura; (c) Deposição de areia e resíduos nas aberturas do tabuleiro (Caetano, 2018).

## 5.2.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA

### 5.2.2.1 Introdução

Tendo já sido efetuada a avaliação da estrutura, através da inspeção visual e monitorização das forças por Caetano (2018), assim como a própria modelação da estrutura para verificações de segurança, nesta nova etapa procedeu-se à investigação da margem de tensão em cada tirante, ou seja, estudou-se qual o acréscimo de tensão suportável para os tirantes adjacentes quando um cabo fosse removido. Assim, foi utilizado um tipo de análise não-linear capaz de incorporar o faseamento construtivo e desativar certos elementos sem os remover definitivamente do modelo, simulando a distribuição de esforços existente na realidade ao libertar a tensão instalada num conjunto de tirantes.

Naturalmente, a sequência de construção e instalação do novo conjunto de cabos irá induzir variações de forças nos tirantes e deformações nas vigas longitudinais e nas torres. Deste modo, estudaram-se os possíveis esquemas de substituição para esta obra, com especial detalhe nas fases em que os diversos conjuntos de cabos são removidos da obra, tentando atingir o esquema que resultará numa alteração mínima na distribuição de forças e se revele capaz de verificar a segurança. Localmente, investigaram-se as tensões instaladas nas vigas de rigidez e os seus efeitos nos novos sistemas estruturais com ausência de tirantes, tal como os excessos de tensão nas ancoragens ao nível do tabuleiro, consequentes do aumento de esforço axial nos tirantes vizinhos aos ausentes. Globalmente, analisaram-se as variações de força nos tirantes resultantes da remoção de um conjunto destes e a própria deformação da ponte nos variados sistemas estruturais.

## 5.2.2.2 Substituição de tirantes curtos

A modelação e análise estrutural do processo de substituição de cabos foi realizada com vista a alcançar as variações nos esforços axiais instalados nos mesmos quando um conjunto destes fosse removido. Assim, na Tabela 11, aplicou-se a metodologia de identificação dos tirantes já utilizada anteriormente na Tabela 3 e apresentam-se os resultados obtidos no modelo numérico para a etapa de ausência de tirantes, prévia à instalação dos novos, uma vez que se revela a mais condicionante em termos de repartições de forças pela estrutura existente.

Tabela 11: Conjunto de tirantes curtos removidos e acréscimo de força nos restantes comparativamente à força registada para ações permanentes.

| Força nos restantes tirantes (kN) | Conjunto de tirantes curtos em falta |                    |                    |                    |
|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
|                                   | VN_C_E<br>VCTN_C_E                   | VN_C_O<br>VCTN_C_O | VS_C_E<br>VCTS_C_E | VS_C_O<br>VCTS_C_O |
| VN_C_E                            | -                                    | 5609 (+ 67%)       | 5748 (+ 72%)       | 5731 (+ 71%)       |
| VN_C_O                            | 5628 (+ 68%)                         | -                  | 5719 (+ 71%)       | 5737 (+ 72%)       |
| VN_M_E                            | 12658 (+ 131%)                       | 10166 (+ 86%)      | 10118 (+ 85%)      | 10157 (+ 85%)      |
| VN_M_O                            | 10167 (+ 86%)                        | 12654 (+ 131%)     | 10158 (+ 85%)      | 10119 (+ 85%)      |
| VN_L_E                            | 15219 (+ 77%)                        | 15102 (+ 76%)      | 14963 (+ 74%)      | 15086 (+ 76%)      |
| VN_L_O                            | 15161 (+ 76%)                        | 15282 (+ 77%)      | 15145 (+ 75%)      | 15023 (+ 74%)      |
| VCTN_C_E                          | -                                    | 5604 (+ 70%)       | 5711 (+ 73%)       | 5694 (+ 72%)       |
| VCTN_C_O                          | 5593 (+ 70%)                         | -                  | 5683 (+ 73%)       | 5700 (+ 73%)       |
| VCTN_M_E                          | 12571 (+ 132%)                       | 10100 (+ 87%)      | 10051 (+ 86%)      | 10091 (+ 87%)      |
| VCTN_M_O                          | 10101 (+ 87%)                        | 12568 (+ 132%)     | 10092 (+ 87%)      | 10052 (+ 86%)      |
| VCTN_L_E                          | 15156 (+ 78%)                        | 15037 (+ 77%)      | 14898 (+ 75%)      | 15021 (+ 77%)      |
| VCTN_L_O                          | 15097 (+ 77%)                        | 15218 (+ 78%)      | 15081 (+ 76%)      | 14958 (+ 75%)      |
| VS_C_E                            | 5736 (+ 70%)                         | 5719 (+ 70%)       | -                  | 5628 (+ 67%)       |
| VS_C_O                            | 5706 (+ 70%)                         | 5724 (+ 70%)       | 5616 (+ 67%)       | -                  |
| VS_M_E                            | 10061 (+ 80%)                        | 10087 (+ 81%)      | 12605 (+ 126%)     | 10096 (+ 81%)      |
| VS_M_O                            | 10069 (+ 81%)                        | 10044 (+ 80%)      | 10079 (+ 81%)      | 12584 (+ 126%)     |
| VS_L_E                            | 14883 (+ 70%)                        | 14958 (+ 71%)      | 15102 (+ 73%)      | 14969 (+ 71%)      |
| VS_L_O                            | 14961 (+ 71%)                        | 14886 (+ 70%)      | 14972 (+ 71%)      | 15105 (+ 73%)      |
| VCTS_C_E                          | 5697 (+ 71%)                         | 5680 (+ 71%)       | -                  | 5590 (+ 68%)       |
| VCTS_C_O                          | 5667 (+ 71%)                         | 5684 (+ 71%)       | 5578 (+ 68%)       | -                  |
| VCTS_M_E                          | 9992 (+ 81%)                         | 10018 (+ 82%)      | 12517 (+ 127%)     | 10028 (+ 82%)      |
| VCTS_M_O                          | 10001 (+ 82%)                        | 9974 (+ 81%)       | 10010 (+ 82%)      | 12495 (+ 127%)     |
| VCTS_L_E                          | 14816 (+ 71%)                        | 14892 (+ 72%)      | 15037 (+ 73%)      | 14904 (+ 72%)      |
| VCTS_L_O                          | 14895 (+ 72%)                        | 14820 (+ 71%)      | 14907 (+ 72%)      | 15040 (+ 73%)      |

Da análise dos valores da Tabela 11, pode-se constatar que, na ausência dos conjuntos de cabos curtos, as forças devido às cargas permanentes, peso próprio (PP) e restantes cargas permanentes (RCP), aumentam generalizadamente entre 70 e 85%. De facto, a exceção ocorre nos cabos médios adjacentes aos cabos curtos em falta, onde os esforços axiais exibem um aumento de cerca de 130% comparativamente aos registados no modelo numérico e expostos anteriormente na Tabela 3, igualmente para ações permanentes.

Adicionalmente, procedeu-se à verificação das tensões instaladas nos tirantes mais esforçados, podendo ser integralmente consultadas na Tabela 12, para um primeiro cenário incluindo apenas as cargas permanentes (PP + RCP) e para um segundo cenário em estado limite de serviço (ELS). No contexto do ELS, consideraram-se as sobrecargas rodoviárias como sendo a ação de base da combinação e a razão pela qual se preteriu este estado limite, relativamente ao estado limite último de resistência (ELU), deriva do facto de, à data dos trabalhos de reabilitação, a circulação rodoviária se revelar condicionada pelo espaço necessário para estes trabalhos, muito provavelmente apenas existindo uma faixa de rodagem para cada sentido e limitando a própria velocidade de circulação dos veículos, como usualmente em zonas de construção. Assim, pretende-se estudar uma situação mais próxima da que efetivamente se verificará na realidade, não se revelando essencial o agravamento desta ação, visto que a mesma estará limitada.

Por fim, averiguaram-se as tensões nas vigas longitudinais do tabuleiro com o intuito de analisar a repartição natural dos esforços pela estrutura após a libertação de um conjunto de cabos (Tabela 13). De facto, registaram-se duas situações mais gravosas para estes elementos estruturais, já que, por um lado, nas zonas em que os cabos existiriam e foram removidos, se dá um aumento do vão entre tirantes resultante num incremento dos momentos positivos, enquanto que, por outro lado, nas ancoragens dos cabos adjacentes aos removidos, se verifica um incremento das forças axiais e consequentemente dos momentos negativos.

Tabela 12: Esforços de cálculo nos tirantes condicionantes para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).

| Tirantes condicionantes | N <sub>Ed</sub> máximo (kN) |       | σ <sub>Ed</sub> máximo (MPa) |      | σ <sub>Ed</sub> / σ <sub>Rd</sub> (%) |      |
|-------------------------|-----------------------------|-------|------------------------------|------|---------------------------------------|------|
|                         | PP + RCP                    | ELS   | PP + RCP                     | ELS  | PP + RCP                              | ELS  |
| VCTN_M_E                | 12571                       | 14594 | 1186                         | 1377 | 65.9                                  | 76.5 |
| VCTN_M_O                | 12568                       | 14503 | 1186                         | 1368 | 65.9                                  | 76.0 |
| VN_L_E                  | 15219                       | 19435 | 861                          | 1100 | 47.8                                  | 61.1 |
| VN_L_O                  | 15282                       | 19308 | 865                          | 1093 | 48.1                                  | 60.7 |

Tabela 13: Tensões normais de cálculo nas vigas longitudinais para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).

| Secção Fig. 58 | σ <sub>Ed</sub> superior (MPa) |     | σ <sub>Ed</sub> inferior (MPa) |      |
|----------------|--------------------------------|-----|--------------------------------|------|
|                | PP + RCP                       | ELS | PP + RCP                       | ELS  |
| A              | 214                            | 329 | -265                           | -301 |
| B              | 236                            | 331 | -279                           | -293 |
| C              | -27                            | -99 | 197                            | 220  |
| D              | 69                             | 106 | -277                           | -298 |

Dos valores apresentados em ambas as tabelas, confirma-se a segurança das vigas longitudinais e dos tirantes, no caso de estes últimos estarem em condições ideais. Tendo já se verificado que os tirantes podem apresentar alguns fios de aço partidos, revela-se necessário um cuidado especial ao induzir este aumento de tensão, pois poderá causar a rotura de algum tirante caso a sua secção se encontre realmente diminuída. Deste modo, recorrer a um sistema com cabos temporários para a substituição dos conjuntos de tirantes curtos, apesar de não obrigatório, torna-se aconselhável.

## 5.2.2.3 Substituição de tirantes médios

Analogamente ao caso dos tirantes curtos, estudou-se a redistribuição de forças pela estrutura na ausência de determinado conjunto de cabos médios. Os resultados adquiridos relativamente aos aumentos de esforços axiais nos cabos podem ser consultados na Tabela 14 apresentada em seguida.

Tabela 14: Conjunto de tirantes médios removidos e acréscimo de força nos restantes comparativamente à força registada para ações permanentes.

| Força nos restantes tirantes (kN) | Conjunto de tirantes médios em falta |                    |                    |                    |
|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
|                                   | VN_M_E<br>VCTN_M_E                   | VN_M_O<br>VCTN_M_O | VS_M_E<br>VCTS_M_E | VS_M_O<br>VCTS_M_O |
| VN_C_E                            | 10386 (+ 210%)                       | 5747 (+ 72%)       | 5684 (+ 70%)       | 5732 (+ 71%)       |
| VN_C_O                            | 5735 (+ 72%)                         | 10375 (+ 211%)     | 5721 (+ 71%)       | 5673 (+ 70%)       |
| VN_M_E                            | -                                    | 10057 (+ 84%)      | 10268 (+ 87%)      | 10167 (+ 86%)      |
| VN_M_O                            | 10057 (+ 84%)                        | -                  | 10168 (+ 86%)      | 10267 (+ 87%)      |
| VN_L_E                            | 19501 (+ 127%)                       | 15128 (+ 76%)      | 15972 (+ 86%)      | 15114 (+ 76%)      |
| VN_L_O                            | 15187 (+ 76%)                        | 19569 (+ 127%)     | 15173 (+ 76%)      | 16033 (+ 86%)      |
| VCTN_C_E                          | 10345 (+ 213%)                       | 5710 (+ 73%)       | 5649 (+ 71%)       | 5696 (+ 72%)       |
| VCTN_C_O                          | 5700 (+ 73%)                         | 10335 (+ 214%)     | 5685 (+ 73%)       | 5637 (+ 71%)       |
| VCTN_M_E                          | -                                    | 9992 (+ 85%)       | 10204 (+ 89%)      | 10101 (+ 87%)      |
| VCTN_M_O                          | 9992 (+ 85%)                         | -                  | 10102 (+ 87%)      | 10204 (+ 89%)      |
| VCTN_L_E                          | 19481 (+ 129%)                       | 15064 (+ 77%)      | 15914 (+ 87%)      | 15049 (+ 77%)      |
| VCTN_L_O                          | 15123 (+ 77%)                        | 19551 (+ 129%)     | 15109 (+ 77%)      | 15975 (+ 87%)      |
| VS_C_E                            | 5645 (+ 68%)                         | 5718 (+ 70%)       | 10427 (+ 210%)     | 5738 (+ 70%)       |
| VS_C_O                            | 5706 (+ 70%)                         | 5633 (+ 67%)       | 5726 (+ 70%)       | 10410 (+ 210%)     |
| VS_M_E                            | 10196 (+ 82%)                        | 10095 (+ 81%)      | -                  | 9985 (+ 79%)       |
| VS_M_O                            | 10078 (+ 81%)                        | 10177 (+ 83%)      | 9967 (+ 79%)       | -                  |
| VS_L_E                            | 16147 (+ 85%)                        | 14994 (+ 71%)      | 19253 (+ 120%)     | 14979 (+ 71%)      |
| VS_L_O                            | 14997 (+ 71%)                        | 16149 (+ 85%)      | 14983 (+ 71%)      | 19250 (+ 120%)     |
| VCTS_C_E                          | 5606 (+ 69%)                         | 5679 (+ 71%)       | 10390 (+ 213%)     | 5699 (+ 72%)       |
| VCTS_C_O                          | 5667 (+ 71%)                         | 5593 (+ 69%)       | 5687 (+ 72%)       | 10373 (+ 213%)     |
| VCTS_M_E                          | 10130 (+ 84%)                        | 10027 (+ 82%)      | -                  | 9917 (+ 80%)       |
| VCTS_M_O                          | 10010 (+ 82%)                        | 10111 (+ 84%)      | 9899 (+ 80%)       | -                  |
| VCTS_L_E                          | 16090 (+ 86%)                        | 14929 (+ 72%)      | 19230 (+ 122%)     | 14914 (+ 72%)      |
| VCTS_L_O                          | 14932 (+ 72%)                        | 16092 (+ 86%)      | 14917 (+ 72%)      | 19228 (+ 122%)     |

Pela observação da Tabela 14, verifica-se que, para ações permanentes, a ausência de cabos médios induz um maior aumento de forças, de forma geral entre 70 e 90%, naturalmente proveniente da repartição da maior capacidade axial destes elementos, quando comparados com os curtos. De facto, os incrementos de força mais expressivos registam-se quer nos tirantes curtos, quer nos tirantes longos, adjacentes ao conjunto de médios removido. No entanto, estes acréscimos nos cabos longos não são tão críticos, cerca de 125% e, por isso, se representam a laranja, enquanto que os mais significativos, aproximadamente 210%, se dão nos cabos curtos e são exibidos a vermelho. Note-se que, estes incrementos mais desfavoráveis verificados nos tirantes curtos, dão origem a forças superiores ao triplo da força atual instalada nestes mesmos cabos.

Seguidamente, verificaram-se as tensões atuantes nos tirantes de modo a avaliar a segurança face à rotura dos mesmos, uma vez que, nos cabos curtos, o esforço axial sensivelmente triplicava para ações permanentes, sendo ainda superior em ELS. Através da análise da Tabela 15, pode-se concluir que, apesar do aumento considerável das forças axiais e da sua secção transversal ser a menor dos três tipos de cabos existentes, as tensões instaladas nos tirantes curtos atingiam o máximo de 85% da tensão de rotura, verificando, portanto, a segurança destes elementos.

Localmente, ao nível do tabuleiro, apuraram-se as tensões nas vigas longitudinais após a redistribuição de cargas pela estrutura existentes, podendo ser consultadas na Tabela 16. Observando a referida Tabela, pode-se constatar que, em ELS, não se verifica a segurança em algumas secções destes elementos, já identificadas previamente na Figura 58. Consequentemente, aquando da substituição dos tirantes médios, sugere-se o reforço local destas vigas nas zonas de ancoragem, especialmente dos tirantes curtos, bem como a utilização do sistema temporário de cabos, de modo a minimizar o vão livre entre tirantes curtos e longos e consequentemente os excessos de tensão aí verificados. Todavia, outra opção possivelmente não muito recomendável, seria a interrupção da circulação rodoviária para esta operação de reabilitação, poupando os custos associados ao sistema de cabos temporários, visto que, para ações permanentes, a segurança está assegurada.

Tabela 15: Esforços de cálculo nos tirantes condicionantes para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).

| Tirantes condicionantes | N <sub>Ed</sub> máximo (kN) |       | σ <sub>Ed</sub> máximo (MPa) |      | σ <sub>Ed</sub> / σ <sub>Rd</sub> (%) |      |
|-------------------------|-----------------------------|-------|------------------------------|------|---------------------------------------|------|
|                         | PP + RCP                    | ELS   | PP + RCP                     | ELS  | PP + RCP                              | ELS  |
| VCTN_C_E                | 10345                       | 11753 | 1351                         | 1534 | 75.1                                  | 85.2 |
| VCTN_C_O                | 10335                       | 11706 | 1349                         | 1528 | 74.9                                  | 84.9 |
| VCTN_L_E                | 19481                       | 24530 | 1102                         | 1388 | 61.2                                  | 77.1 |
| VCTN_L_O                | 19551                       | 24216 | 1106                         | 1370 | 61.4                                  | 76.1 |

Tabela 16: Tensões normais de cálculo nas vigas longitudinais para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).

| Secção Fig. 58 | σ <sub>Ed</sub> superior (MPa) |      | σ <sub>Ed</sub> inferior (MPa) |      |
|----------------|--------------------------------|------|--------------------------------|------|
|                | PP + RCP                       | ELS  | PP + RCP                       | ELS  |
| A              | 245                            | 384  | -277                           | -312 |
| B              | -25                            | -111 | 210                            | 275  |
| C              | 300                            | 338  | -286                           | -365 |
| D              | 47                             | 84   | -126                           | -172 |

#### 5.2.2.4 Substituição de tirantes longos

Igualmente ao executado anteriormente, procedeu-se à análise da variação das forças axiais acomodadas nos tirantes, quando um determinado conjunto de cabos longos estivesse desativado e, portanto, não providenciasse resistência axial à estrutura. Assim, expõem-se na Tabela 17 os valores registados no modelo numérico, conforme se evidencia infra.

Tabela 17: Conjunto de tirantes longos removidos e acréscimo de força nos restantes comparativamente à força registada para ações permanentes.

| Força nos restantes tirantes (kN) | Conjunto de tirantes longos em falta |                    |                    |                    |
|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
|                                   | VN_L_E<br>VCTN_L_E                   | VN_L_O<br>VCTN_L_O | VS_L_E<br>VCTS_L_E | VS_L_O<br>VCTS_L_O |
| VN_C_E                            | 5930 (+ 77%)                         | 5766 (+ 72%)       | 5582 (+ 67%)       | 5740 (+ 71%)       |
| VN_C_O                            | 5754 (+ 72%)                         | 5925 (+ 77%)       | 5729 (+ 71%)       | 5570 (+ 67%)       |
| VN_M_E                            | 14980 (+ 173%)                       | 10206 (+ 86%)      | 11373 (+ 108%)     | 10200 (+ 86%)      |
| VN_M_O                            | 10207 (+ 86%)                        | 14990 (+ 174%)     | 10201 (+ 86%)      | 11372 (+ 108%)     |
| VN_L_E                            | -                                    | 15061 (+ 75%)      | 20844 (+ 143%)     | 15111 (+ 76%)      |
| VN_L_O                            | 15121 (+ 75%)                        | -                  | 15169 (+ 76%)      | 20681 (+ 140%)     |
| VCTN_C_E                          | 6041 (+ 83%)                         | 5730 (+ 73%)       | 5570 (+ 69%)       | 5705 (+ 73%)       |
| VCTN_C_O                          | 5719 (+ 74%)                         | 6037 (+ 83%)       | 5694 (+ 73%)       | 5559 (+ 69%)       |
| VCTN_M_E                          | 15157 (+ 180%)                       | 10140 (+ 87%)      | 11347 (+ 110%)     | 10135 (+ 87%)      |
| VCTN_M_O                          | 10141 (+ 88%)                        | 15168 (+ 181%)     | 10136 (+ 87%)      | 11347 (+ 110%)     |
| VCTN_L_E                          | -                                    | 14996 (+ 76%)      | 20845 (+ 145%)     | 15047 (+ 77%)      |
| VCTN_L_O                          | 15056 (+ 76%)                        | -                  | 15105 (+ 77%)      | 20908 (+ 145%)     |
| VS_C_E                            | 5461 (+ 62%)                         | 5720 (+ 70%)       | 5938 (+ 76%)       | 5752 (+ 71%)       |
| VS_C_O                            | 5708 (+ 70%)                         | 5449 (+ 62%)       | 5739 (+ 71%)       | 5924 (+ 76%)       |
| VS_M_E                            | 11042 (+ 98%)                        | 10118 (+ 81%)      | 14468 (+ 159%)     | 10115 (+ 81%)      |
| VS_M_O                            | 10100 (+ 81%)                        | 11027 (+ 98%)      | 10097 (+ 81%)      | 14450 (+ 159%)     |
| VS_L_E                            | 21094 (+ 141%)                       | 14979 (+ 71%)      | -                  | 14897 (+ 70%)      |
| VS_L_O                            | 14984 (+ 71%)                        | 21099 (+ 141%)     | 14900 (+ 70%)      | -                  |
| VCTS_C_E                          | 5433 (+ 64%)                         | 5682 (+ 71%)       | 6035 (+ 82%)       | 5713 (+ 72%)       |
| VCTS_C_O                          | 5669 (+ 71%)                         | 5421 (+ 64%)       | 5700 (+ 72%)       | 6021 (+ 82%)       |
| VCTS_M_E                          | 11002 (+ 99%)                        | 10050 (+ 82%)      | 14611 (+ 165%)     | 10045 (+ 82%)      |
| VCTS_M_O                          | 10032 (+ 82%)                        | 10987 (+ 100%)     | 10028 (+ 82%)      | 14594 (+ 165%)     |
| VCTS_L_E                          | 21099 (+ 143%)                       | 14914 (+ 72%)      | -                  | 14830 (+ 71%)      |
| VCTS_L_O                          | 14918 (+ 72%)                        | 21104 (+ 143%)     | 14834 (+ 71%)      | -                  |

Relativamente aos valores exibidos na Tabela 17, é possível reparar que o aumento generalizado das forças se dá entre os 70 e 100%, revelando uma maior redistribuição das forças pela estrutura do que nos casos anteriores, visto que os tirantes longos são os que possuem maior esforço axial. Tal como anteriormente na Tabela 14, representam-se a laranja os acréscimos importantes mas não críticos, cerca de 140%, para os tirantes longos presentes no mesmo pano, mas na torre oposta à que se encontra com os cabos em falta e, a vermelho, os incrementos mais significativos de força nos cabos médios, adjacentes aos longos ausentes e que variam aproximadamente entre 180% para a torre norte e 165% para a torre sul.

Em seguida, calcularam-se as tensões atuantes nos casos mais condicionantes, já que, na ausência dos tirantes longos, os esforços axiais dos cabos médios sofrem um aumento praticamente para o triplo, de modo semelhante ao verificado no caso anterior para os tirantes curtos, na falta dos médios. De forma complementar, simularam-se estes novos sistemas estruturais em ELS e obtiveram-se tensões atuantes tão próximas da tensão de rotura de 1800 MPa que, mesmo que os tirantes estivessem em perfeitas condições, a rotura destes cabos estaria iminente e a segurança da ponte colocada em risco. Estes resultados podem ser consultados na Tabela 18 e são indicativos de que a operação de substituição dos tirantes longos não será exequível sem um sistema de cabos temporários, uma vez que, mesmo para ações permanentes e em condições ideais, a tensão instalada ronda os 80% da de rotura e o grau de incerteza quanto ao estado destes elementos é elevado.

Quanto às tensões verificadas nas vigas de alma gêmea no tabuleiro, regista-se uma situação análoga ao caso anterior em que algumas secções não confirmam a segurança (Tabela 19). Contudo, nesta situação, recomenda-se o uso do sistema de cabos temporários, bem como o reforço local das vigas na zona das ancoragens, visto que, para ações permanentes, as tensões nas vigas já se encontram muito próximas da tensão de cedência ( $f_{yd}$ ) de 355 MPa.

Finalmente, de modo a concluir esta análise, apresentam-se, na Tabela 20, as variações dos deslocamentos na deformada dos novos sistemas estruturais sem conjuntos de cabos. O ponto de referência adotado para estas medições foi o ponto médio do tramo central isostático, dado ser o melhor indicador da deformação da ponte. Note-se que este ponto apresenta uma contraflecha de cerca de 80 cm na estrutura original, pelo que as variações de deslocamentos aqui registadas têm este valor como posição de partida. Não obstante, é de salientar as deformadas bastante significativas inerentes à falta de tirantes longos, pelo que esta informação reforça a obrigatoriedade do uso de cabos temporários pelo menos nesta operação de reabilitação.

Tabela 18: Esforços de cálculo nos tirantes condicionantes para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).

| Tirantes condicionantes | N <sub>Ed</sub> máximo (kN) |       | σ <sub>Ed</sub> máximo (MPa) |      | σ <sub>Ed</sub> / σ <sub>Rd</sub> (%) |      |
|-------------------------|-----------------------------|-------|------------------------------|------|---------------------------------------|------|
|                         | PP + RCP                    | ELS   | PP + RCP                     | ELS  | PP + RCP                              | ELS  |
| VCTN_M_E                | 15157                       | 18500 | 1430                         | 1745 | 79.4                                  | 96.9 |
| VCTN_M_O                | 15168                       | 18293 | 1431                         | 1726 | 79.5                                  | 95.9 |
| VCTS_L_E                | 21099                       | 26904 | 1194                         | 1523 | 66.3                                  | 84.6 |
| VCTS_L_O                | 21104                       | 26447 | 1194                         | 1497 | 66.3                                  | 83.2 |

Tabela 19: Tensões normais de cálculo nas vigas longitudinais para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).

| Secção Fig. 58 | σ <sub>Ed</sub> superior (MPa) |      | σ <sub>Ed</sub> inferior (MPa) |      |
|----------------|--------------------------------|------|--------------------------------|------|
|                | PP + RCP                       | ELS  | PP + RCP                       | ELS  |
| A              | -31                            | -100 | 309                            | 440  |
| B              | 347                            | 350  | -331                           | -387 |
| C              | 190                            | 205  | -193                           | -233 |
| D              | 73                             | 108  | -275                           | -296 |

Tabela 20: Conjunto de tirantes removidos e variações dos deslocamentos associados para ações permanentes (PP + RCP) e em estado limite de serviço (ELS).

| Conjunto de tirantes em falta | Deslocamento Δu (m) |      |
|-------------------------------|---------------------|------|
|                               | PP + RCP            | ELS  |
| Curtos                        | 1.01                | 1.63 |
| Médios                        | 1.16                | 1.80 |
| Longos                        | 1.66                | 2.44 |

### 5.2.3 SOLUÇÕES DE REABILITAÇÃO

Esta secção tem como propósito a apresentação de algumas possíveis soluções de reabilitação para a Ponte da Figueira da Foz, tendo em conta as técnicas de substituição de tirantes já salientadas neste capítulo. Neste contexto, sugere-se uma união das soluções previamente descritas, já que esta obra se situa numa zona de estuário tal como a Ponte de *Rande* e possui um sistema estrutural semelhante ao da Ponte de *Ewijk*. Assim, pretende-se salientar, de entre as várias opções de trabalhos de reabilitação, quais serão as mais viáveis e que possam permitir, através de um processo de substituição complexo, prolongar o tempo de vida útil desta estrutura.

A primeira possibilidade consiste na utilização de uma técnica de substituição como a utilizada na Ponte de *Ewijk*, revertendo o processo de construção original e removendo os calços de apoio das selas com o intuito de descer estas últimas. Deste modo, é possível libertar a tensão do respetivo conjunto de cabos e proceder à sua troca por uns novos. De seguida, eleva-se novamente a sela à sua posição original, controlando as forças através de macacos hidráulicos tal como executado na construção original, de modo a instalar o mesmo nível de esforço axial nos tirantes ao existente anteriormente à permuta e não alterar o comportamento estrutural da obra. Adicionalmente, conjuga-se o processo já descrito com a existência de um sistema de cabos temporários, capaz de possibilitar a circulação rodoviária, mesmo que condicionada, tal como realizado na Ponte de *Luling*, uma vez que a ponte em estudo se revela um ponto de ligação fulcral ao Porto da Figueira da Foz.

A opção alternativa seria uma técnica como a aplicada na Ponte de *Rande*, através do alargamento do tabuleiro com novo sistema de tirantes, visto que possibilita uma menor concentração de tensões nos cabos existentes, prolongando a sua vida e reforçando a integridade estrutural desta ponte com atirantamento adicional. De facto, a construção de elementos metálicos de ancoragem no topo das torres, tal como executado em Vigo, pode ser utilizada não só para ancorar os novos cabos que suportam os novos tabuleiros externos, mas também para instalar um maior número de tirantes no tabuleiro existente. Isto permitirá redistribuir melhor as forças e reduzir as mesmas nos atuais tirantes longos da ponte, dado serem os que concentram maiores esforços axiais. Esta introdução de novos tirantes no tabuleiro existente implicaria a instalação de novas ancoragens para os cabos e consequente preparação das vigas longitudinais para esta operação, podendo ser aproveitada a ocasião para tornar o tramo central isostático como uma parte contínua do tabuleiro existente e igualmente suspensa por novos conjuntos de tirantes. Note-se que, nesta solução, seria necessário tomar especial atenção à escala das obras envolvidas, Ponte de *Rande* e Ponte da Figueira da Foz, uma vez que a primeira apresenta, aproximadamente, o dobro do comprimento do vão central da última.

Da junção das duas metodologias mencionadas anteriormente, surge a solução ideal que assenta na utilização da técnica de substituição de tirantes combinando as abordagens da Ponte de *Ewijk* com a Ponte de *Luling* e posterior instalação de elementos no topo das torres capazes de ancorar novos conjuntos de cabos, identicamente à Ponte de *Rande*. Estes novos tirantes implicariam a alteração do sistema estrutural, criando a continuidade do tabuleiro e a sua suspensão na parte central por meio destes novos elementos, eliminando os efeitos de tração originados nos pilares de transição pelas forças geradas do apoio do tramo central isostático no restante tabuleiro. Os novos cabos devem apresentar propriedades mecânicas e geométricas semelhantes aos existentes e o possível acréscimo destes ao tabuleiro existente melhorará a redundância da ponte no que toca a repartição de forças pela estrutura. Sendo esta uma ponte muito flexível, o aumento de rigidez através da inclusão de um maior número de cabos tornará a obra mais segura face às ações sísmica e de fadiga provocada pela variação de tensões nos cabos.

Por fim e como já referido, as torres não verificam a segurança, especialmente devido à penalização da ação sísmica no EC, tendo-se então procedido ao reforço das travessas superiores com pré-esforço externo. Assim, na opinião do autor, com a reabilitação significativa destes elementos estruturais, será possível reforçar novamente as torres, tornando-as mais resistentes a ações laterais e permitindo a instalação da ancoragem metálica no topo, de tal maneira que as componentes horizontais das forças axiais dos cabos dos tramos central e extremo se anulem, não originando flexão adicional na torre.

O aspeto final a debater é o de qual a sequência ou ordem de substituição dos tirantes a adotar. Com efeito, uma sequência sugerida é a que se utilizou na Ponte de *Ewijk* (Fig. 66), começando pela troca dos tirantes mais curtos em ambas as torres, desfasadamente, prosseguindo para os intermédios e finalizando com os longos. No entanto, segundo os estudos de Mellier (2011), os cabos mais antigos revelam a tendência de acumular maiores tensões devido às diferenças de rigidez, logo poderia ser prudente a substituição iniciar-se nos cabos longos, visto serem os mais esforçados e, portanto, os mais críticos na suspensão da ponte para a substituição dos outros conjuntos de tirantes. De qualquer maneira, face à incerteza do seu estado atual, revela-se obrigatória a presença de cabos temporários para a troca dos cabos existentes. Assim sendo, o autor sugere empregar uma sequência tal como a da Ponte de *Ewijk*, com a primeira troca a acontecer nos tirantes curtos, depois nos médios e terminando com os longos, tendo sempre em atenção que os novos cabos irão experienciar o maior carregamento durante os trabalhos de reabilitação.

## 6. CONCLUSÕES

### 6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A Ponte da Figueira da Foz encontra-se inserida em ambiente marítimo, estando as fundações e vigas de travamento das torres da ponte em contacto direto com a água. As inspeções mais recentes desta obra identificaram que estava patente algum dano nos tirantes, como a presença de fios de aço partidos e uma degradação geral da sua pintura, resultando numa possível perda de secção e gerando uma incerteza quanto à capacidade real resistente destes elementos. Adicionalmente, o facto de esta ponte atirantada ter sido a primeira do seu tipo em Portugal e datar de 1982, implica, naturalmente, que os regulamentos usados à data do seu dimensionamento e construção não sejam dotados do mesmo nível de segurança do atual EC no que respeita à definição das ações e respetivas verificações de segurança.

Esta obra de arte integra-se na estrada nacional EN109 e constitui uma ligação regional crítica com o Porto da Figueira da Foz. Deste modo, revela-se um ponto de passagem obrigatório para o tráfego que tem como origem e/ou destino este Porto, levando a uma travessia constante de camiões bastante sobrecarregados, capazes de provocar um efeito de variação de tensões e instalar dano nos tirantes, uma vez que estes não foram dimensionados para os níveis de carregamento atuais.

De facto, o aumento de carga, combinado com as preocupações relativamente ao dano e restante tempo de vida dos tirantes existentes, implicou a realização da análise da sua substituição. Assim, através de um processo de substituição complexo, pretende-se prolongar o tempo de vida útil desta ponte icónica e assegurar a sua segurança face às maiores sobrecargas rodoviárias dos dias correntes. Para este fim, utilizou-se um modelo numérico 3D e foi possível obter estimativas das redistribuições de forças pela estrutura durante os trabalhos de reabilitação, especialmente nas etapas de ausência de cabos, visto que esta conduzirá, naturalmente, às variações mais significativas de esforços numa estrutura que claramente não foi preparada para tal.

No âmbito deste estudo, foi possível concluir que, pelo menos para a substituição dos tirantes longos e médios, será necessário instalar um sistema de cabos temporários de modo a garantir a segurança estrutural quer dos outros tirantes, quer do próprio tabuleiro. Com efeito, o uso de cabos temporários permitirá minimizar a variação de tensões na estrutura durante a substituição e facilitar a elevação e instalação dos cabos, reduzindo a necessidade de espaço de construção e limitando os trabalhos a uma faixa de rodagem e respetiva berma. Consequentemente, a maior parte das operações de reabilitação estarão convenientemente concentradas ao nível do tabuleiro, onde se ancoram os cabos temporários e se posicionam os novos tirantes. Por último, mas não menos importante, é de salientar que só com este sistema será possível a continuidade da circulação rodoviária durante as operações de reabilitação.

Neste contexto, uma possível solução seria substituir o sistema de atirantamento atual e acrescentar novos conjuntos de cabos através da instalação de ancoragens metálicas no topo das torres, tal como já descrito no capítulo anterior. Este novo sistema estrutural implica uma grande reabilitação da obra, mas permite uma melhoria global de rigidez e de capacidade de repartição de esforços pela estrutura. Contudo, é de salientar que o Projeto original de Cardoso (1977) não considerou a substituição futura dos tirantes, advindo, portanto, a impossibilidade de substituir os cabos um por um, ou conjunto por conjunto. Assim, revelam-se necessárias medidas mais extremas, revertendo efetivamente parte do processo original de construção, pela desinstalação das selas na torre, libertação dos cabos existentes e posterior elevação quando os novos tirantes estivessem posicionados. Em alternativa, pode-se proceder a uma alteração total do sistema de atirantamento, introduzindo um maior número de tirantes, reduzindo o seu espaçamento, removendo as selas de desvio das torres e adotando novas ancoragens, a par das já existentes no tabuleiro. Obviamente, esta solução envolve uma intervenção significativa nas torres, de forma a permitir a inclusão das ancoragens, porém facilitaria a operação de substituição dos cabos e melhoraria, de forma considerável, o comportamento dinâmico da ponte.

Por fim, através da informação adquirida neste estudo, o autor sugere a escolha de tirantes com cordões em paralelo, no que respeita à permuta de cabos a executar nos trabalhos de reabilitação, uma vez que são modulares, requerem equipamento leve e pouco espaço para a sua instalação. Assim, estimaram-se os números de cordões por cada tipologia de cabo existente e concluiu-se que seriam necessários cerca de 85, 55 e 35 cordões para os tirantes longos, médios e curtos, respetivamente. Estes valores foram estimados considerando que cada cordão possui  $1.5 \text{ cm}^2$  de área e resiste a cerca de 100 kN, tendo-se adotado os valores de esforço axial apresentados na Tabela 3 e no caso em que se empregaria um sistema de cabos temporários nas operações de substituição, caso contrário o número de cordões deveria ser dimensionado considerando os acréscimos de esforço axial verificados nas fases de ausência de cabos e representados nas Tabelas 11, 14 e 17.

Em suma, as operações de substituição de tirantes são altamente delicadas e requerem um estudo coordenado da análise estrutural, bem como dos métodos e sequências de construção. Com efeito, este é o único percurso para atingir uma solução técnica que seja durável de acordo com as normas modernas, compatível com a capacidade estrutural da ponte e aceitável em termos de perturbação da circulação rodoviária. Deste modo, almeja-se o prolongamento do tempo de vida desta ponte, idealmente sem interrupção do tráfego, cujas operações de substituição dos tirantes permitem não influenciar o estuário do rio Mondego e respondem perfeitamente à procura de soluções sustentáveis, permitindo poupanças de material e custo comparativamente à construção de uma nova ponte.

## **6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Durante a análise deste caso de estudo, alguns tópicos foram abordados com brevidade devido ao reduzido tempo de desenvolvimento deste trabalho e devem ser considerados em estudos futuros:

- Verificar a capacidade das torres para acomodar novos conjuntos de cabos;
- Calcular os reforços locais do tabuleiro para resistir aos excessos de tensão verificados nas operações de substituição dos tirantes;
- Calcular e comparar os custos associados à substituição do sistema atual de atirantamento com uma possível alteração total do sistema de atirantamento;
- Alterar o sistema das barras de fixação aos pilares de transição, uma vez que a rotura destas barras pode originar o colapso da ponte, pela instalação de um contrapeso em betão junto às carlingas de extremidade, anulando a reação de levantamento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANON (1971) - Wadi Kuf Bridge. Structurae. Consult. em 11 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/211826-wadi-kuf-bridge>>.
- APDENCY (2012) - Tacitus Bridge. Structurae. Consult. em 13 de Junho de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/media/227453-tacitus-bridge-tacitus-bridge>>.
- ASTALDI (2017) - Northern Marmara Motorway Politecnico 2017. Politecnico di Milano.
- BARROS, Rui Carneiro de (2019) - A Não-Linearidade Geométrica na Análise de Estruturas Elásticas FEUP.
- BENSON, Mark (2018) - General Rafael Urdaneta Bridge. Engineeringclicks. Consult. em 10 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://www.engineeringclicks.com/urdaneta-bridge-collapse-1964/>>.
- BIERSTADT, C. (2004) - Niagara Falls Bridge. Structurae. Consult. em 10 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/17835-erie-suspension-bridge-stereo-image>>.
- BILLINGTON, D. P.; DEODATIS, G. (1991) - Form and Aesthetics in Cable-Stayed Bridges. In Cable-Stayed Bridges: Recent Developments and their Future. Yokohama, Japan: 1991. Elsevier. p. 35-55.
- BJERTNÆS, Erik Johan (2014) - Evripos Bridge. Bridgeinfo. Consult. em 18 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<http://bridgeinfo.net/bridge/index.php?ID=116>>.
- BOURRET, Philip (2006) - Brotonne Bridge. Structurae. Consult. em 11 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/68926-brotonne-bridge>>.
- BRIGIDO, Adolfo (2014) - Barrios de Luna Bridge. Structurae. Consult. em 13 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/268758-barrios-de-luna-bridge>>.
- CAETANO, Elsa (2018) - Determinação das forças instaladas nos tirantes da Ponte Edgar Cardoso na Figueira da Foz [Relatório Técnico]. FEUP - ViBest [Consult. 5 de Abril de 2020].
- CAETANO, Elsa de Sá (2000) - Dynamics of cable-stayed bridges experimental assessment of cable-structure interaction. Porto: FEUP.
- CARDOSO, Edgar (1977) - Projecto da Ponte da Figueira da Foz. JAE. Consult. em 2 de Abril de 2020.
- CORTRIGHT, Robert (1995) - Alex Fraser Bridge. Structurae. Consult. em 19 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/34542-alex-fraser-bridge>>.
- (2007) - Ponte Edgar Cardoso. Structurae. Consult. em 1 de Abril de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/102048-ponte-edgar-cardoso>>.
- HIGHESTBRIDGES (2009) - Wadi Kuf Bridge [Em linha]. [Consult. 11 de Março de 2020]. Disponível em WWW: <URL: [http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Wadi\\_Kuf\\_Bridge](http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Wadi_Kuf_Bridge)>.
- ITO, M. (1991) - Introduction. Yokohama, Japan, 1991. Elsevier.
- JANBERG, Nicolas (2010) - Normandy Bridge. Structurae. Consult. em 24 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/168033-normandy-bridge>>.
- (2012) - Kniebrücke Bridge. Structurae. Consult. em 18 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/207191-kniebruecke>>.
- (2016) - Brooklyn Bridge. Structurae. Consult. em 10 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/258609-brooklyn-bridge>>.
- KANAKARIS-WIRTL, Inge (2009) - Rande Bridge. Structurae. Consult. em 14 de Junho de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/media/142396-rande-bridge>>.
- KLEIN, J. F. (2017) - Third Bosphorus Bridge – A masterpiece of sculptural engineering. Stahlbau [Em linha]. 86:2. 160-166. Disponível em WWW: <URL: <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-85012982980&doi=10.1002%2fstab.201710453&partnerID=40&md5=774b0ea343e24101c493e4b05fe459c1>>.
- KRAMARCIK, Svenja (2012) - Farø Bridge. Structurae. Consult. em 18 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/200590-faro-bridge>>.

- KREWI, Taha (2013) - Wadi Kuf Bridge. Structurae. Consult. em 11 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/252359-wadi-kuf-bridge>>.
- LAVERY, Conor [et al.] (2013) - Replacement of the Cable Stays at Ewijk Bridge, The Netherlands. IABSE Symposium Report [Em linha]. 99:
- LEONHARDT, F. (1987) - Cable Stayed Bridges With Prestressed Concrete. PCI Journal [Em linha]. 32:5. 52-80.
- LEONHARDT, F. ; ZELLNER, W. (1991) - Past, Present and Future of Cable-Stayed Bridges. In Cable-Stayed Bridges: Recent Developments and their Future. Yokohama, Japan: 1991. Elsevier. p. 1-33.
- LINDAHL, Lars Falkdalen (2010) - Strömsund Bridge. Structurae. Consult. em 10 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/221299-stromsund-bridge-in-sweden>>.
- MANTEROLA, J. (1994) - Cable-Stayed Concrete Bridges. In Cable-Stayed and Suspension Bridges. Deauville, France: 1994. IABSE/ FIP. p. 199-212.
- MATHIVAT, J. (1994) - Les Ponts a Câbles: Des Origines a la Conquête des Grandes Portées. In Cable-Stayed and Suspension Bridges. Deauville, France: 1994. IABSE/ FIP. p. 3-32.
- MEHRABI, Armin B. [et al.] (2010) - Evaluation, Rehabilitation Planning, and Stay-Cable Replacement Design for the Hale Boggs Bridge in Luling, Louisiana. Journal of Bridge Engineering [Em linha]. 15:4. 364-372. Disponível em WWW: <URL: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0000061>>.
- MELLIER, Erik (2011) - High Level Engineering for Stay Cable Replacement. In SMAR 2011. Dubai, UAE: 2011. Freyssinet International.
- MERZAGORA, Eugenio (2019) - Polcevera Viaduct dismantling. Structurae. Consult. em 11 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/318905-polcevera-viaduct-dismantling>>.
- OHASHI, M. (1991) - Cables for Cable-Stayed Bridges. In Cable-Stayed Bridges: Recent Developments and their Future. Yokohama, Japan: 1991. Elsevier. p. 125-150.
- PACHECO, Pedro (2019) - Unidade Curricular de Pontes [Em linha]. [Consult. 03/2020]. Disponível em WWW: <URL: [https://sigarra.up.pt/feup/pt/ucurr\\_geral.ficha\\_uc\\_view?pv\\_ocorrencia\\_id=436229](https://sigarra.up.pt/feup/pt/ucurr_geral.ficha_uc_view?pv_ocorrencia_id=436229)>.
- PAPALINI, Davide (2010) - Panorama dal santuario di Nostra Signora Incoronata verso il ponte Morandi dell'autostrada A10, Coronata, Genova, Liguria, Italia. Wikimedia Commons. Consult. em 11 de Março de 2020. Disponível em WWW: <[https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Genova-panorama\\_dal\\_santuario\\_di\\_ns\\_incoronata3.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Genova-panorama_dal_santuario_di_ns_incoronata3.jpg)>.
- POZO, Orlando (2009) - Maracaibo Bridge. Structurae. Consult. em 10 de Março de 2020. Disponível em WWW: <<https://structurae.net/en/photos/206615-maracaibo-bridge>>.
- RITO, Armando; APPLETON, Júlio (2005) - Rehabilitation of the Figueira da Foz Bridge. Structural Engineering International [Em linha]. 15:2: [Consult. 2 de Abril de 2020]. Disponível em WWW: <URL: <https://doi.org/10.2749/101686605777963152>>.
- RITO, Armando [et al.] (1998) - EN109 / EN11 - Ponte da Figueira da Foz e seus Acessos - Inspeção e Elaboração do Estudo de Reabilitação da Obra de Arte: Análise Estrutural e Avaliação das Condições de Segurança. Proponte/ A2P Consult: Consult. em 2 de Abril de 2020.
- RITO, Armando; BISPO, Susana (2013) - Ponte Edgar Cardoso na Figueira da Foz: Reabilitação e Reforço Estrutural da Base das Torres - Projecto de Execução. Armando Rito Engenharia. Consult. em 5 de Abril de 2020.
- SCHLAICH, J. (1991) - On the Detailing of Cable-Stayed Bridges. In Cable-Stayed Bridges: Recent Developments and their Future. Yokohama, Japan: 1991. Elsevier. p. 57-76.
- (1994) - Aesthetics and Structural Performance of Cable-Supported Bridges. In Cable-Stayed and Suspension Bridges. Deauville, France: 1994. IABSE/ FIP. p. 43-52.

- SERRANO-CORRAL, Álvaro [et al.] (2019) - Widening of the Cable-Stayed Bridge Over the Rande Strait in Spain. Structural Engineering International [Em linha]. 29:4. 547-550. Disponível em WWW: <URL: <https://doi.org/10.1080/10168664.2019.1649100>>. ISSN 1016-8664.
- TAYLOR, P. (1991) - Precast and Composite Concrete Cable-Stayed Bridges. In Cable-Stayed Bridges: Recent Developments and their Future. Yokohama, Japan: 1991. Elsevier. p. 107-124.
- (1994) - Composite Cable-Stayed Bridges. In Cable-Stayed and Suspension Bridges. Deauville, France: 1994. IABSE/ FIP. p. 185-198.
- VIRLOGEUX, M. (1991) - Erection of Cable-Stayed Bridges. In Cable-Stayed Bridges: Recent Developments and their Future. Yokohama, Japan: 1991. Elsevier. p. 77-106.
- VIRLOGEUX, M. [et al.] (1994) - Design of the Normandie Bridge. In Cable-Stayed and Suspension Bridges. Deauville, France: 1994. IABSE/ FIP. p. 605-630.
- WALTHER, R. (1994) - Development of Modern Cable-Stayed Bridges. In Cable-Stayed and Suspension Bridges. Deauville, France: 1994. IABSE/ FIP. p. 33-41.

