M 2015

U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ADAPTAÇÃO DA PONTE MARIA PIA AO TRÁFEGO RODOVIÁRIO

HENRIQUE CUNHA MARINHEIRO

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

U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ADAPTAÇÃO DA PONTE MARIA PIA AO TRÁFEGO RODOVIÁRIO

HENRIQUE CUNHA MARINHEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Álvaro Ferreira Marques Azevedo

SETEMBRO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ 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

🌍 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 - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

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.

À minha Família

Para termos êxito é preciso dedicação, trabalho árduo e uma incessante devoção às coisas que queremos ver realizadas.

Frank Lloyd Wright

AGRADECIMENTOS

Gostaria de apresentar uma mensagem de agradecimento a todos aqueles que, directa ou indirectamente, contribuíram para a realização deste projecto e desse modo proporcionaram a conclusão deste percurso, em particular:

- Ao meu orientador, Professor Doutor Álvaro Azevedo, pela disponibilidade, partilha de informações e troca de impressões que tornaram possível a execução desta dissertação;
- À Professora Doutora Elsa Caetano pela disponibilidade, pelo esclarecimento de dúvidas relacionadas com este trabalho e pelos conhecimentos partilhados sobre estruturas metálicas;
- Ao Professor Filipe Magalhães pelo esclarecimento de dúvidas relacionadas com a definição de ações na estrutura e pela partilha de documentos;
- Ao Engenheiro Kamil Siwoszek e ao Engenheiro Ricardo Santos do ISEP pela disponibilização do modelo da ponte Maria Pia no software *Autodesk Robot Structural Analysis*;
- Aos meus amigos que me acompanharam ao longo do meu percurso académico, por todo o apoio e sobretudo pelos inúmeros momentos de lazer e descontração que passámos ao longo destes cinco anos de curso;
- À minha família que sempre acreditou em mim e me encorajou durante toda a minha vida académica.
- Ao meu Pai, em especial, por todo o apoio incondicional, pelos conhecimentos e conselhos partilhados, e pelo estímulo transmitido para que eu alcançasse os meus objectivos;

RESUMO

O trabalho desenvolvido tem como finalidade o estudo de uma proposta para a adaptação da ponte Maria Pia ao tráfego rodoviário. Este projeto visa estabelecer uma hipótese viável para o aproveitamento desta notável obra de arte, garantindo a sua conservação, a sua integração no quotidiano dos Portuenses e dos Gaienses e o aproveitamento do seu potencial turístico no desenvolvimento económico da região.

A proposta consiste no alargamento do atual tabuleiro para proporcionar a existência de duas vias de trânsito na ponte (uma para cada sentido) e na realização de infra-estruturas nas margens do rio para permitir o acesso rodoviário à obra de arte. Deste modo, são analisadas algumas hipóteses para a estrutura a ser adicionada à ponte e que suporta a plataforma rodoviária. Das variantes apresentadas e analisadas é adotada uma solução que não interfere com os elementos estruturais do tabuleiro existente e que permite um funcionamento da estrutura semelhante àquele que possuiu no passado.

Para a definição do traçado em planta deste projeto são inicialmente identificadas e analisadas as condicionantes topográficas, urbanas e rodoviárias existentes no local em estudo. Com base nas condicionantes topográficas existentes na encosta do lado do Porto é proposta a realização de um viaduto para garantir o acesso rodoviário à ponte. Dado que a visibilidade desta obra se destaca no meio envolvente é apresentado um estudo do impacto visual da proposta.

A modelação da estrutura é efetuada através de um modelo de barras tridimensionais, o qual permite a realização de uma análise estática global da estrutura. Para a análise estática global do modelo e para a verificação do Estado Limite Último dos elementos estruturais da ponte são definidas as ações e as combinações de ações segundo as normas presentes nos Eurocódigos, sendo utilizado o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP) para a definição da ação do vento sobre a estrutura existente.

A verificação da viabilidade técnica da obra de arte para o tráfego rodoviário é elaborada através da análise do estado de tensão dos seus elementos estruturais, sendo identificados alguns membros que requerem reforço estrutural. Desta forma, são apresentados alguns tipos de reforços que podem ser aplicados na estrutura, mais concretamente ao nível dos elementos que compõe o tabuleiro da ponte.

Por fim apresenta-se o procedimento para a definição do traçado (em planta e de perfil) do nó de ligação proposto para a encosta da cidade do Porto. Com base nesse traçado é realizado o modelo 3D do referido nó para verificação da viabilidade estética da proposta.

PALAVRAS-CHAVE: ponte Maria Pia, pontes rodoviárias, pontes metálicas, pontes em treliça, reforço estrutural.

ABSTRACT

This project consists in the development of a solution for the adaptation of the Maria Pia bridge to road traffic. This suggestion aims to establish a reasonable hypothesis for the reutilization of this remarkable structure, ensuring its conservation, its integration in the daily life of the citizens of Porto and Vila Nova de Gaia, and to explore its touristic potential to boost the region's economy.

In order to provide two lanes of road traffic on the bridge, it is necessary to widen the existing deck of the structure, and therefore several options to enlarge the bridge deck are analyzed. Of the variants presented in this report, a solution that does not interfere with the structural elements of the bridge deck is selected.

This work begins with the study of the topographic, urban and road constraints of the site in order to establish its integration on the hillsides. Based on the topographic constraints of the area, a viaduct on the Porto side is proposed to allow the connection between the bridge and the surrounding streets. This report presents a study of the visual impact of the project, since the visibility of the viaduct stands out in the Douro valley.

The bridge is discretized by a three-dimensional bar model in order to enable the global static analysis of the structure. This analysis and the verification of the Ultimate Limit State of its structural elements are essentially based on the European codes. However, the definition of the wind action on the bridge is carried out under the norms imposed by the Portuguese regulations - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP).

The verification of the technical viability of this artwork for road traffic is carried out by the stress analysis of its structural elements. Based on that analysis, some members that require structural reinforcement are identified, specifically at the level of the elements that form the bridge deck. Consequently some types of reinforcements that can be applied to these elements are presented.

Finally, the procedure applied to the definition of the interchange proposed for the Porto hillside (in plant and elevation) is established. Based on that layout, the 3D model of the viaduct is developed in order to verify the aesthetic viability of the proposal.

KEYWORDS: Maria Pia bridge, road bridges, metal bridges, truss bridges, structural reinforcement.

INDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. OBJETIVOS E ÂMBITO DO PROJETO 1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 2
2. ESTADO DA ARTE 3
2.1. PONTE MARIA PIA 3
2.1.1. DESCRIÇÃO HISTÓRICA 4
2.1.2. AUTORES DO PROJETO 6
2.1.3. IMPORTÂNCIA DA PONTE MARIA PIA [4] 7
2.1.4. MATERIAIS 10
2.1.5. OBRAS DE BENEFICIAÇÃO NA PONTE MARIA PIA [4] 11
2.1.6. PROBLEMAS ASSOCIADOS À PONTE MARIA PIA 12
2.1.7. PROPOSTAS EXISTENTES DE ALTERAÇÃO DA PONTE 14
2.2. INTERVENÇÕES REALIZADAS EM PONTES DA ÉPOCA 16
2.2.1. PONTE LUIZ I 17
2.2.2. PONTE EIFFEL EM VIANA DO CASTELO 21
3. APRESENTAÇÃO DA PROPOSTA DE INTERVENÇÃO 27
3.1. DESCRIÇÃO GERAL 27
3.2. CARACTERIZAÇÃO E CONDICIONANTES DO LOCAL 27
3.2.1. CONDICIONANTES TOPOGRÁFICAS 28
3.2.2. CONDICIONANTES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS 28
3.2.3. CONDICIONANTES URBANAS E PAISAGÍSTICAS 28
3.2.4. CONDICIONANTES RODOVIÁRIAS 29
3.3. IMPLANTAÇÃO DO TRAÇADO EM PLANTA 30
3.4. ESTUDO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO RODOVIÁRIO 32
3.5. APRESENTAÇÃO DA PROPOSTA DO TABULEIRO RODOVIÁRIO 35
3.5.1. DESCRIÇÃO GERAL 35
3.5.2. MAQUETE 37

3.5.3. PASSADEIRA PEDONAL 38
3.5.4. MATERIAL 41
3.5.5. PARAFUSOS 41
3.5.6. LIGAÇÃO DA NOVA ESTRUTURA À EXISTENTE 41
3.5.7. PAVIMENTO 42
3.5.8. CONECTORES DO PAVIMENTO 43
3.5.9. JUNTAS DE DILATAÇÃO 43
3.6. IMPACTO VISUAL 49
4. MODELAÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE MARIA PIA 57
4.1. ASPETOS GERAIS 57
4.1.1. DESCRIÇÃO GERAL 57
4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA PONTE MARIA PIA 58
4.2.1. TABULEIRO 58
4.2.2. ARCO 59
4.2.3. PILARES 59
4.3. MODELAÇÃO DA PONTE 60
4.3.1. MODELAÇÃO DO TABULEIRO 60
4.3.2. MODELAÇÃO DO ARCO 63
4.3.3. MODELAÇÃO DOS PILARES 65
4.3.4. MODELAÇÃO DOS APOIOS 67
4.4. PROGRAMA AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 67
5. AÇÕES E COMBINAÇÃO DE AÇÕES EM PONTES RODOVIÁRIAS - EUROCÓDIGO 69
5.1. ASPETOS GERAIS 69
5.1.1. DESCRIÇÃO GERAL 69
5.2. AÇÕES EM PONTES RODOVIÁRIAS - EUROCÓDIGO 69
5.2.1. DESCRIÇÃO GERAL 69
5.2.2. AÇÕES PERMANENTES 70
5.2.3. AÇÕES VARIÁVEIS 70
5.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES EM PONTES RODOVIÁRIAS - EUROCÓDIGO 82
5.3.1. DESCRIÇÃO GERAL 82
5.3.2. COMBINAÇÕES DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU) 82
5.3.2. COMBINAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS) 84
5.2.2.CASO EM ESTUDO 84

6. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL - EUROCÓDIGO 89

6.1. ASPETOS GERAIS 89

6.1.1. DESCRIÇÃO GERAL 89

6.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA RELATIVAMENTE AOS ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS 89

6.2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS 89

6.2.2. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS 91

6.2.3. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA 94

6.2.4. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA LATERAL 95

6.2.5. RESISTÊNCIA AO ENFUNAMENTO 97

6.2.6. RESISTÊNCIA DE ELEMENTOS EM FLEXÃO COMPOSTA COM COMPRESSÃO 97

6.3. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS METÁLICOS 98

6.3.1. LIGAÇÕES APARAFUSADAS 98

6.3.2. LIGAÇÕES SOLDADAS 102

6.4. DIMENSIONAMENTO DA VIGA LONGITUDINAL DO TABULEIRO (LONGARINA) AO E.L.U .. 103

6.4.1. ASPETOS GERAIS 103

6.4.2. DIMENSIONAMENTO DA LONGARINA 104

6.5. DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS METÁLICOS DO TABULEIRO ... 106

6.5.1. LIGAÇÃO DAS PARTES CONSTITUINTES DA CARLINGA 106

6.5.2. LIGAÇÃO APARAFUSADA ENTRE AS LONGARINAS E A CARLINGA 110

6.6. DIMENSIONAMENTO AO E.L.S 114

7. REFORÇO ESTRUTURAL 115

7.1. ASPETOS GERAIS 115

7.1.1. DESCRIÇÃO GERAL 115

7.2. ANÁLISE DE TENSÕES NA PONTE MARIA PIA 115

7.3. TIPOS DE REFORÇO EXISTENTES 118

7.3.1. REFORÇO AO NÍVEL LOCAL 119

7.3.2. REFORÇO AO NÍVEL GLOBAL 120

7.4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DE REFORÇO 120

8. NÓ DE LIGAÇÃO EM LOOP 125

8.1. ASPETOS GERAIS 125

8.1.1. DESCRIÇÃO GERAL 125

8.2. CARACTERÍSTICAS DO NÓ DE LIGAÇÃO 128

8.3. TRAÇADO EM PLANTA 128

8.3.1. DEFINIÇÃO DO PARÂMETRO "A" DA CLOTÓIDE 129
8.3.2. POSIÇÃO DO CENTRO DO "LOOP" 130
8.3.3. DETERMINAÇÃO DOS PONTOS DE OSCULAÇÃO ENTRE O ALINHAMENTO RETO E A CLOTÓIDE . 131
8.3.4. DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DOS PONTOS DE OSCULAÇÃO ENTRE A CLOTÓIDE E CURVA CIRCULAR 132
8.3.5. DETERMINAÇÃO DA COTA DOS PONTOS DE OSCULAÇÃO ENTRE O ALINHAMENTO RETO E A CLOTÓIDE 132
8.3.6. DETERMINAÇÃO DA INCLINAÇÃO MÉDIA DO "LOOP" 133
8.3.7. PIQUETAGEM DO "LOOP" 133
8.3.8. SOBRELARGURA (SL) 133
8.3.9. COORDENADAS DOS PONTOS NOTÁVEIS 135
8.4. PERFIL LONGITUDINAL 135
8.4.1. TRAINEL 137
8.4.2. CONCORDÂNCIAS VERTICAIS 137
8.4.3. PIQUETAGEM DAS CONCORDÂNCIAS 138
8.4.4. COTAS DA RASANTE 139
8.4.5. DISFARCE DA SOBREELEVAÇÃO (SE) 139
8.5. MODELO 3D DO "LOOP" PROPOSTO 140
9. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 143
9.1. CONCLUSÕES 143
9.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 144
BIBLIOGRAFIA 145

ANEXOS 149

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Ponte Maria Pia e em segundo plano a ponte de São João, no Porto. 3

Fig.2.2 – Construção do tabuleiro da ponte Maria Pia por avanços sucessivos, a partir dos bancos de montagem localizados nos encontros. [43]..... 5

Fig.2.3 – Construção do arco da ponte Maria Pia, simultaneamente, a partir das margens do rio através de cabos suspensos e sem recurso a cimbre. [43]..... 5

Fig.2.4 – Construção do arco através de troços previamente montados, que estavam suspensos por cabos e em seguida eram içados para as respetivas posições. [43] 6

Fig.2.5 – Inscrição do ano de construção e da empresa responsável pela edificação da obra (ao lado do encontro do arco da ponte)..... 6

Fig.2.6 – Placa de distinção da estrutura como “International Historic Civil Engineering Landmark” (no encontro do arco da ponte)..... 7

Fig.2.7 e Fig.2.8 – Vista e alçado da locomotiva elétrica BoBo da CP da série 2500 (à esquerda). Locomotiva BoBo da CP da série 2500 (à direita). [53] 8

Fig.2.9 – Esquema de cargas regulamentares associado à locomotiva BoBo da CP da série 2500. [53]..... 8

Fig.2.10 – Locomotiva da série 070 a 097. [54] 8

Fig.2.11 – Esquema de cargas regulamentares associado à locomotiva da série 070 a 097. [53] 9

Fig.2.12 – Comboio composto por uma locomotiva da série 070 a 097 e dois vagões. [50] 9

Fig.2.13 – Comboio composto por uma locomotiva da série 070 a 097 e quatro vagões. [52] 9

Fig.2.14 – Comboio composto por uma locomotiva da CP da série 2500 e várias carruagens de passageiros, durante a passagem pela ponte Maria Pia. [51] 10

Fig.2.15 – Ponte Maria Pia e em segundo plano a ponte de São João, no Porto (reproduzido do Google Maps). 11

Fig.2.16 e Fig.2.17 – Rebite inoperacional (à esquerda) e oxidação presente nas zonas de ligação entre elementos (à direita). 12

Fig.2.18 – Elemento de contraventamento horizontal do tabuleiro da ponte fissurado. 13

Fig.2.19 – Vegetação junto ao encontro da ponte no lado do Porto.....13

Fig.2.20 – Corte transversal do tabuleiro da ponte, adaptado para a circulação ciclo-pedonal (reproduzido de [4]). 14

Fig.2.21 – Ponte Maria Pia no quarteirão da companhia Aurifícia (reproduzido de [37]).....15

Fig.2.22 – Planta e Alçado da proposta de intervenção (reproduzido de [37]).....15

Fig.2.23 – Secção transversal do tabuleiro proposto no fecho do arco (reproduzido de [7]). 16

Fig.2.24 – Ponte Luiz I, no Porto 17

Fig.2.25 e Fig.2.26 – Reforços das vigas principais em treliça da ponte Luiz I, nos banzos com recurso à instalação de chapas (à esquerda) e nos montantes através de perfis UNP 65 (reproduzido de [2]). 19

Fig.2.27 – Instalação do novo tabuleiro da ponte Luiz I, pormenor da ligação entre carlingas e longarinas. (reproduzido de [2]).....20

Fig.2.28 – Ligações rebitadas entre os elementos adicionados e os existentes (reproduzido de [2]). 20

Fig.2.29 e Fig.2.30 – Secção transversal do tabuleiro da ponte Luiz I, o antigo (à esquerda) e o atual (à direita). (reproduzido de [2]). 20

Fig.2.31 – Obras de intervenção na ponte Luiz I em 2005 – [44]. 21

Fig.2.32 – Ponte Eiffel, Viana do Castelo. [57] 22

Fig.2.33 – Reforço da ponte com recurso a cabos de pré-esforço exterior e respetiva ancoragem nos maciços situados atrás dos encontros. [57] 23

Fig.2.34 e Fig.2.35 – Cravação de rebites (à esquerda) e instalação do novo tabuleiro metálico (à direita) (reproduzido de [24]) 24

Fig.2.36 – Secção transversal do tabuleiro ortotrópico. (reproduzido de [24]) 24

Fig.2.37 – Colocação de andaimes na estrutura. (reproduzido de [55]) 24

Fig.2.38 – Substituição das chapas de banzo das cordas superiores da ponte. (reproduzido de [55]) 25

Fig.2.39 – Instalação do tabuleiro ortotrópico por meio de uma grua móvel. (reproduzido de [55]) 25

Fig.3.1 –Traçado do “Loop” proposto para o lado do Porto (adaptado do Google Maps). 30

Fig.3.2 – Traçado possível para o lado de Vila Nova de Gaia (adaptado do Google Maps). 31

Fig.3.3 – Traçado em planta da proposta (adaptado do Google Maps). 31

Fig.3.4 – Secção transversal do tabuleiro existente que se encontra fora da zona do arco. 33

Fig.3.5 – 1ª Hipótese para o alargamento do tabuleiro existente. 33

Fig.3.6 – 2ª Hipótese para o alargamento do tabuleiro existente. 34

Fig.3.7 – 3ª Hipótese para o alargamento do tabuleiro existente. 35

Fig.3.8 – Solução proposta para o alargamento do tabuleiro existente (solução adotada). 36

Fig.3.9 – Solução proposta para o alargamento do tabuleiro existente (solução adotada). 36

Fig.3.10 – Representação em 3D da solução proposta para o alargamento do tabuleiro existente. 37

Fig.3.11 – Maquete em cartolina, à escala 1/20, de uma parte do tabuleiro da ponte (módulo geral). 37

Fig.3.12 – Vista lateral da maquete realizada 38

Fig.3.13 – Modelo físico da solução proposta para o alargamento do tabuleiro existente. 38

Fig.3.14 – Passeio na zona do tabuleiro que se situa fora da zona do arco 39

Fig.3.15 – Passeio na zona de transição do tabuleiro para o arco. 39

Fig.3.16 – Zona de variação linear da largura do passeio de 1m até aos 2m. 40

Fig.3.17 – Variação da inclinação e da largura dos passeios na zona do tabuleiro de altura variável. 40

Fig.3.18 – Variação da inclinação e da largura dos passeios na zona do tabuleiro de altura variável. 40

Fig.3.19 – Zona de coroamento do arco. 41

Fig.3.20 – Módulo do *open grid steel deck* (reproduzido de [59]). 42

Fig.3.21 e Fig.3.22 – Tipo de instalação do *open grid steel deck* (reproduzido de [60]) 43

Fig.3.23 e Fig.3.24 – Tipo de fixação do *open grid steel deck* (reproduzido de [61] e [62]). 43

Fig.3.25 – Estrutura de andaimes montada no decurso da intervenção na ponte Maria Pia, em 2009 (reproduzido do Google maps). 44

Fig.3.26 – Estrutura de andaimes montada no decurso da intervenção na ponte Luiz I, em 2005 (adaptado da Grid International – [56]). 44

Fig.3.27 – Área disponível para o estaleiro de obra em V.N. de Gaia e respetivos acessos (adaptado do Google maps). 45

Fig.3.28 – Modulo do tabuleiro a ser montado em estaleiro. 46

Fig.3.29 – Instalação dos módulos do pavimento (*open grid steel deck*) sobre a plataforma de suporte. 46

Fig.3.30 e 3.31 – Travessas de madeira e carris existentes no tabuleiro da ponte (à esquerda) e um exemplo de equipamento de transporte do módulo do tabuleiro (à direita). 47

Fig.3.32 – Exemplo do equipamento de transporte do módulo do tabuleiro. 47

Fig.3.33 – Instalação dos módulos do tabuleiro no equipamento de transporte. 47

Fig.3.34 – Transporte do módulo do tabuleiro ao longo da ponte, no sentido Gaia - Porto. 48

Fig.3.35 – Transporte do módulo do tabuleiro. 48

Fig.3.36 – Instalação dos módulos do novo tabuleiro. 48

Fig.3.37 – Secção transversal admitida para o viaduto na zona do traçado em curva circular. 50

Fig.3.38 – Secção transversal admitida para o viaduto na zona do traçado em reta. 50

Fig.3.39 – Ponte sobre o Rio Ave, em Santo Tirso, Portugal (adaptado de Grid International – [32]). 50

Fig.3.40 – Ponte sobre o Rio Ave, em Santo Tirso, Portugal (adaptado de Grid International – [32]). 50

Fig.3.41 – Nó de interligação A10/A1, em Carregado, Portugal (reproduzido do google earth). 51

Fig.3.42 – Nó de Interligação A10/A1, em Carregado, Portugal (adaptado de Grid International – [33]). 51

Fig.3.43 – Modelo 3D da ponte Maria Pia e do viaduto já com as alterações associadas à presente proposta. 52

Fig.3.44 – Impacto visual da presente proposta na ponte Maria Pia. 52

Fig.3.45 – Impacto visual da presente proposta na ponte Maria Pia, coroamento do arco. 52

Fig.3.46 – Modelo 3D da ponte Maria Pia e do viaduto já com as alterações associadas à presente proposta. 53

Fig.3.47 – Pormenor da presente proposta no coroamento do arco. 53

Fig.3.48 – Acesso proposto para a margem do lado do Porto. 53

Fig.3.49 – Relação do viaduto proposto com a ponte de São João. 54

Fig.3.50 – Impacto visual da presente proposta na encosta do lado do Porto. 54

Fig.3.51 – Impacto visual da presente proposta no lado de jusante da ponte Maria Pia. 54

Fig.3.52 – Passeio na zona de transição do tabuleiro para o arco com guarda corpos vertical. 55

Fig.3.53 – Zona de coroamento do arco com guarda corpos vertical. 55

Fig.3.54 – Impacto visual da presente proposta, com guarda corpos vertical, na ponte Maria Pia. 55

Fig.3.55 – Impacto visual da presente proposta na ponte Maria Pia, coroamento do arco (guarda corpos vertical). 56

Fig.3.56 – Pormenor da presente proposta no coroamento do arco (guarda corpos vertical). 56

Fig.3.57 – Relação do viaduto proposto com a ponte de São João (guarda corpos vertical). 56

Fig.4.1 – Modelo tridimensional da ponte Maria Pia 58

Fig.4.2 – Ponte Maria Pia e ponte de São João no Porto. 58

Fig.4.3 – Secção transversal de um módulo do tabuleiro lateral (ilustrações da esquerda e da direita) e alçado de uma aspa do tabuleiro (figura do centro).....59

Fig.4.4 e 4.5 – Módulo do tabuleiro lateral (ilustração da esquerda) e fotografia de parte do tabuleiro entre pilares da ponte (ilustração da direita) 60

Fig.4.6 – Tabuleiro da ponte Maria Pia (módulo comum).....61

Figs.4.7 e 4.8 – Módulo do tabuleiro na vizinhança de um dos encontros da ponte (ilustração da esquerda) e fotografia do encontro da ponte do lado de Vila Nova de Gaia.....61

Figs.4.9 e 4.10 – Tabuleiro central apoiado no arco (à esquerda) e módulo do tabuleiro central (à direita).....61

Fig.4.11 – Tabuleiro central contido no interior do arco da ponte. 62

Figs.4.12 e 4.13 – Modelação da transição entre os tabuleiros laterais e o tabuleiro central. 62

Figs.4.14 e 4.15 – Zona de transição entre o tabuleiro e o arco. 62

Figs.4.16 – Desenvolvimento em planta do arco da ponte. 63

Fig.4.17 – Desenvolvimento em alçado do arco da ponte. 63

Fig.4.18 – Modelação do arco, vista em planta. 64

Figs.4.19 e 4.20 – Modelação do arco, vista em alçado. 64

Fig.4.21 – Modelação do arco. 64

Fig.4.22 – Arco da ponte Maria Pia. 64

Fig.4.23 – Pilares metálicos do lado do Porto. 65

Figs.4.24 e 4.25 – Pilares metálicos do lado de Vila Nova de Gaia (à esquerda). Pormenor do pilar assente sobre o arco (à direita) 66

Figs.4.26, 4.27 e 4.28 – Modelação dos pilares metálicos: pilar na vizinhança do arco (à esquerda), pilar mais próximo do encontro do lado de Gaia (ao centro) e pilar sobre o arco (à direita). 66

Fig.4.29 – Modelo da ponte Maria Pia realizado no programa Autodesk Robot Structural Analysis. 67

Fig.5.1. – Largura da superfície carregada (W) para diferentes configurações de tabuleiro (reproduzido da EN1991-2).....71

Fig.5.2. – Configuração da disposição das cargas concentradas no tabuleiro (reproduzido da EN1991-2). 72

Fig.5.3 – Configuração do modelo de carga 1 (reproduzido da EN1991-2). 74

Fig.5.4 – Configuração do modelo de carga 2 (adaptado da EN1991-2) 74

Fig.5.5 – Configuração da aspa do tabuleiro (tipo de módulo mais frequente).....76

Fig.5.6 – Coeficiente de exposição – $C_e(z)$ (reproduzido de NP EN1991-1-4) 78

Fig.5.7 – Coeficiente de força – $C_{fx,0}$ (reproduzido de NP EN1991-1-4) 80

Fig.5.8 – Cargas atuantes nos passeios e nos guarda corpos. 86

Fig.5.9 – Peso próprio do pavimento metálico 86

Fig.5.10 e Fig.5.11 – Cargas rodoviárias móveis (*tandem system* – um carro) 86

Fig.5.12 e Fig.5.13 – Cargas rodoviárias móveis (*tandem system* – dois carros) 87

Fig.5.14 – Cargas rodoviárias uniformemente distribuídas (UDL) 87

Fig.5.15 – Ação do vento na ponte Maria Pia 87

Fig.5.16 e Fig.5.17 – Ação do vento no tabuleiro rodoviário 88

Fig.6.1 – Limites de espaçamento entre parafusos e a sua disposição na chapa (adaptado da NP EN 1993-1-8) 99

Fig.6.2 – Tensões no plano que define um cordão de ângulo (adaptado NP EN 1993-1-8) 103

Fig.6.3 – Carlinga do tabuleiro rodoviário 106

Fig.6.4 – Corte transversal da carlinga na posição A (ver Fig.6.3). Linhas vermelhas representam o cordão de soldadura. 107

Fig.6.5 – Corte transversal da carlinga na posição B (ver Fig.6.3). Linhas vermelhas representam o cordão de soldadura. 108

Fig.6.6 – Ligação de banzo e de alma entre a longarina (IPE450) e a carlinga. As linhas vermelhas representam o cordão de soldadura. 110

Fig.6.7 – Ligação de alma entre a longarina (IPE450) e a carlinga. 110

Fig.7.1 – Tensões normais instaladas nos elementos estruturais da ponte. 117

Fig.7.2 – Tensões normais instaladas nos elementos estruturais da ponte. 117

Fig.7.3 – Tensões normais instaladas nos elementos estruturais da ponte. 117

Fig.7.4 – Reforço do banzo da viga principal em treliça por adição de uma chapa (a vermelho). 120

Fig.8.1 – Fotografia satélite da zona em estudo, no Porto (adaptado do GoogleMaps). 126

Figs.8.2 e 8.3 – Fotografias da margem do Porto a jusante (à esquerda) e a montante da ponte (à direita). 127

Figs.8.4 e 8.5 – Fotografia do desnível a vencer pelo viaduto (à esquerda) e imagem satélite da topografia do terreno onde se localiza o nó proposto (à direita – adaptado do BingMaps). 127

Fig.8.6 – Geometria da curva composta (adaptado de Vias de Comunicação I – [29]) 129

Fig.8.7 - Localização geográfica do centro do “Loop” 130

Fig.8.8 - Determinação geométrica do centro do “Loop” – AutoCad 2014. 131

Fig.8.9 - Determinação geométrica dos pontos de tangência entre o “Loop” e as vias retas contíguas – AutoCad 2014. 131

Fig.8.10 - Localização geométrica dos pontos de osculação – P e P’ (AutoCad 2014). 132

Fig.8.11 - Representação teórica da sobrelargura (adaptado de Vias de Comunicação II – [30]) 134

Fig.8.12 - Representação do bordo exterior e interior do “Loop” – linha a azul claro (AutoCad 2014). 135

Fig.8.14 – Configuração 3D do nó de ligação. Em planta: alinhamento reto (a vermelho e a verde), clotóide (azul escuro) e curva circular (amarelo). Em perfil: concordâncias verticais (a vermelho e azul claro) e trainel (verde, amarelo e azul escuro). As linhas a laranja representam a posição do túnel da linha da Alfândega. 140

Fig.8.15 – Configuração 3D do nó de ligação. Em planta: alinhamento reto (a vermelho e a verde), clotóide (azul escuro) e curva circular (amarelo). Em perfil: concordâncias verticais (a vermelho e azul claro) e trainel (verde, amarelo e azul escuro). As linhas a laranja representam a posição do túnel da linha da Alfândega. 140

Fig.8.16 – Configuração 3D do nó de ligação 141

Fig.8.17 – Configuração 3D do nó de ligação 141

Fig.8.18 – Configuração 3D do nó de ligação 141

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 5.1 – Número de vias fictícias 72

Quadro 5.2 – Valores característicos do modelo de carga 1 73

Quadro 5.3 – Valores característicos dos factores de ajustamento 73

Quadro 5.4 – Coeficientes de força para estruturas reticuladas planas isoladas (reproduzido do R.S.A) 76

Quadro 5.5 – Fatores de proteção para estruturas reticuladas planas (reproduzido do R.S.A) 77

Quadro 5.6 - Valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$ 77

Quadro 5.7 – Categoria do terreno (adaptado de NP EN1991-1-4) 78

Quadro 5.8 – Valores recomendados de k_{sur} (reproduzido de NP EN1991-1-5) 82

Quadro 5.9. - Coeficientes de Simultaneidade/Combinação 83

Quadro 5.10. Coeficientes de Simultaneidade/Combinação 85

Quadro 6.1 – Limites máximos das relações comprimento-espessura 90

Quadro 6.2 – Curvas de encurvadura associadas a perfis laminados 95

Quadro 6.3 – Fatores de Imperfeição (reproduzido da NP EN 1993-1-1) 95

Quadro 6.4 – Curvas de encurvadura lateral (reproduzido da NP EN 1993-1-1) 97

Quadro 6.5 – Fatores de Imperfeição associados à encurvadura lateral (reproduzido da NP EN 1993-1-1) 97

Quadro 6.6 – Valores de $N_{Rk}=f_yA_i$; $M_{i,Rk}=f_yW_i$ e $\Delta M_{i,Ed}$ (reproduzido da NP EN 1993-1-1) 98

Quadro 7.1 – Tensões máximas e forças axiais máximas no banzo superior de cada uma das vigas principais do tabuleiro 116

Quadro 5.1 – Características geométricas da clotóide adotada 129

Quadro 8.2 – Piquetagem da clotóide 133

Quadro 8.3 – Variação linear da sobrelargura na clotóide 134

Quadro 8.4 – Características das concordâncias 138

Quadro 8.5 – Piquetagem das concordâncias 139

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

x-x	eixo longitudinal de um elemento
y-y	eixo horizontal da secção transversal do perfil laminado
z-z	eixo vertical da secção transversal do perfil laminado
u-u	eixo principal de maior inércia (quando não coincide com o eixo y-y)
v-v	eixo principal de menor inércia (quando não coincide com o eixo z-z)
a	relação entre a área da alma e a área bruta de uma secção transversal
A	área da secção transversal
A_{eff}	área efectiva de uma secção transversal
A_{net}	área útil de uma secção transversal (após retirar as áreas relativas aos furos dos parafusos)
A_f	área de um banzo
$A_{f,net}$	área útil de um banzo
A_v	área resistente ao esforço transverso
A_w	área de uma alma
b	largura da secção transversal do perfil
d	altura da parte reta de uma alma
d_0	diâmetro de um furo
E	módulo de elasticidade [GPa]
f_u	tensão última [MPa]
f_y	tensão de cedência [MPa]
G	módulo de distorção
G_k	valor característico de uma ação permanente
h	altura da secção transversal do perfil
i	raio de giração relativo ao eixo considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta
I	momento de inércia da secção transversal
$M_{b,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente à encurvadura lateral (de vigas por flexão-torção)
M_{cr}	momento crítico elástico de encurvadura lateral
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal
M_{Ed}	valor de cálculo do momento fletor atuante (kN.m)
$M_{N,Rd}$	valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, reduzidos pela interacção

	com o esforço normal
$M_{y,Ed}$	valor de cálculo do momento flector actuante, em relação ao eixo y
$M_{y,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente em relação ao eixo y
$M_{V,Rd}$	valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, reduzidos pela interacção com os esforços transversos
$M_{z,Ed}$	valor de cálculo do momento flector actuante, em relação ao eixo z
$M_{z,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente em relação ao eixo z
n	relação entre os valores de cálculo dos esforços normais actuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
$N_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal atuante (tração ou compressão) (kN)
$N_{net,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico de tracção da secção transversal útil
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta
N_{Rd}	valores de cálculo do esforço normal resistente
N_{Rk}	valor característico da resistência à compressão
$N_{t,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente de tracção
$N_{u,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente último da secção útil na zona com furos de ligação
p	distância entre alinhamentos de furos adjacentes medida na direcção normal ao eixo do elemento
Q_k	valor característico de uma ação variável
r	raio
S	momento estático, relativamente ao eixo principal da secção
t	espessura no ponto considerado
$T_{e,máx}$	temperatura máxima uniforme da ponte [ºC]
$T_{e,min}$	temperatura mínima uniforme da ponte [ºC]
t_f	espessura do banzo
$T_{máx}$	temperatura máxima do ar [ºC]
T_{min}	temperatura mínima do ar [ºC]
t_w	espessura da alma
$V_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso resistente

V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transverso atuante (kN)
$V_{pl,T,Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico, reduzido pela interacção com o momento torsor
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso resistente plástico
$W_{eff,min}$	módulo de flexão mínimo de uma secção transversal efectiva
$W_{el,min}$	módulo de flexão elástico mínimo de uma secção transversal
W_{pl}	módulo de flexão plástico de uma secção transversal
α	coeficiente de dilatação térmica linear
α	parâmetro para tomar em consideração o efeito de flexão desviada
α	factor de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos a_0, a, b, c, d designações das curvas de dimensionamento à encurvadura
α_{LT}	factor de imperfeição para a encurvadura lateral
β	parâmetro para tomar em consideração o efeito de flexão desviada
γ	peso volúmico
γ_M	coeficiente parcial de segurança (em geral)
γ_{Mi}	coeficiente parcial de segurança (caso particular)
γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
γ_{M2}	coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais traccionadas em zonas com furos de ligação
ΔM_{Ed}	valor de cálculo do momento adicional actuante devido ao afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efectiva (A_{eff}) e bruta
ΔT	variação térmica [ºC]
ε	extensão
η	coeficiente para calcular a área de corte
λ_1	valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada
$\bar{\lambda}_T$	esbelteza normalizada associada à encurvadura de colunas por torção ou flexão-torção
$\bar{\lambda}_{LT}$	esbelteza normalizada para a encurvadura lateral
ν	coeficiente de Poisson em regime elástico

ρ	massa volúmica [kg/m3]
ρ	coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, tendo em conta a interacção com os esforços transversos
σ	tensão normal [MPa]
$\sigma_{x,Ed}$	valor de cálculo da tensão longitudinal local actuante
$\sigma_{z,Ed}$	valor de cálculo da tensão transversal local actuante
τ	tensão tangencial [MPa]
τ_{Ed}	valor de cálculo da tensão tangencial local actuante
ϕ	valor para determinar o coeficiente de redução χ
Φ_{LT}	valor para determinar o coeficiente de redução χ_{LT}
χ	coeficiente de redução para o modo de encurvadura considerado (segundo o eixo y ou z)
χ_{LT}	coeficiente de redução para a encurvadura lateral
Ψ	designação genérica dos coeficientes de redução das ações

1
INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVOS E ÂMBITO DO PROJETO

A necessidade de estabelecer a comunicação entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia, conduziu à construção de inúmeras obras de engenharia para ultrapassar a dificuldade imposta pelo rio Douro. Apesar de durante séculos se terem construído diversas estruturas que permitissem a ligação entre as respetivas cidades, apenas no século XIX é que se construiu a primeira ponte permanente sobre o rio Douro – a ponte Pênsil, tendo sido mais tarde demolida por razões de segurança. Para além da anterior foram construídas, posteriormente, outras pontes notáveis que se tornaram património mundial e referências na história da engenharia de pontes. Estas magníficas obras de arte conciliam a grandiosidade estética, a inovação e o bom enquadramento paisagístico, representando uma das maiores atrações da região. Desse modo contribuem para o crescimento e desenvolvimento económico do meio urbano onde se inserem.

O desenvolvimento dos meios de transporte e das vias de comunicação na área metropolitana do Porto conduziu à migração das pessoas do centro da cidade para a periferia, fixando as residências, serviços e indústrias nos subúrbios. Consequentemente a intensidade de tráfego rodoviário entre o Porto e V.N. de Gaia foi aumentando, originando nas horas de ponta o congestionamento de trânsito nos principais acessos às cidades e nas pontes que estabelecem a ligação entre elas.

Considerando o que foi exposto nos parágrafos anteriores, surge a ideia de aproveitar a ponte Maria Pia para a realização de outra ligação rodoviária entre o Porto e V.N. de Gaia. Esta proposta permitiria preservar a ponte, bem como integrar a obra de arte no quotidiano das pessoas. Além disso, a necessidade da realização de infra-estruturas rodoviárias para ligar a ponte às vias circundantes obriga à requalificação das margens, permitindo o desenvolvimento desses locais. Além de que a integração da obra de arte num circuito de passeio permite um melhor aproveitamento do seu potencial turístico, conferindo dessa forma maior visibilidade à ponte e às cidades do Porto e de V.N. de Gaia.

Desde que a ponte Maria Pia foi desativada, as autarquias das cidades do Porto e de V.N. de Gaia têm procurado encontrar uma solução para esta estrutura que permita a sua conservação e ao mesmo tempo possibilite a vivência da ponte enquanto espaço urbano. No entanto, até hoje, ainda não há um destino para a obra de arte e nesse sentido surge este trabalho.

Esta intervenção destina-se a ligar as duas margens à cota alta, entre o Largo Padre Baltasar Guedes (Porto) e a rua Silva Tapada (V.N. de Gaia), reforçando a mobilidade rodoviária entre as duas cidades e aliviando o trânsito na ponte do Infante e nas ruas adjacentes. Deste modo o principal objetivo do

trabalho passa por apresentar o estudo prévio de uma solução para adaptação da ponte Maria Pia ao tráfego rodoviário, analisando as condicionantes que foram identificadas para a realização do projeto e as respetivas soluções. Além disso é apresentado o dimensionamento da estrutura de alargamento do tabuleiro e algumas formas de reforço dos elementos constituintes da ponte.

O âmbito deste trabalho é constituído pelo estudo da situação atual da obra de arte, pela definição do traçado em planta e em perfil da proposta e pelo dimensionamento da solução do tabuleiro.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está estruturada em nove capítulos, incluindo este capítulo de Introdução, onde é apresentado o tema do trabalho, bem como os seus objetivos e o âmbito em que se insere.

O segundo capítulo, Estado da Arte, inicia-se com uma breve descrição da estrutura em análise, sendo em seguida realizado um enquadramento histórico da ponte. Além disso são apresentados alguns aspectos relacionados com a obra de arte e são expostas algumas propostas existentes para o aproveitamento da ponte. Por fim são apresentados alguns exemplos de pontes da época que foram alvo de intervenções, nomeadamente a ponte Luiz I e a ponte Eiffel.

O Capítulo 3, Apresentação da Proposta de Intervenção, inicia-se com uma descrição das condicionantes encontradas para a realização do projeto, sendo em seguida definido o traçado em planta da proposta. Depois são estudadas as várias hipóteses para o alargamento do tabuleiro e é apresentada a solução escolhida. Por fim é analisado o impacto visual da proposta no meio envolvente.

No Capítulo 4, Modelação Estrutural, é feita uma breve descrição das características geométricas da ponte, bem como de algumas particularidades associadas à modelação da estrutura.

No Capítulo 5, Ações e Combinação de Ações, são definidas as ações atuantes sobre a estrutura e as combinações de ações que foram aplicadas.

No Capítulo 6, Análise e Dimensionamento Estrutural, é explicado o procedimento utilizado para o dimensionamento dos elementos estruturais que compõem a parte nova do tabuleiro, sendo no final exposto, como exemplo, o dimensionamento de um dos referidos elementos.

No Capítulo 7, Reforço Estrutural, é analisado o comportamento global da estrutura face às ações anteriormente definidas, através de ilustrações das tensões presentes nos elementos da ponte.

No Capítulo 8, Nó de Ligação, são analisadas as várias hipóteses estudadas para assegurar o acesso da ponte às vias de comunicação circundantes. Além disso é explicada a metodologia abordada para a definição do traçado em planta e em perfil do nó de ligação, de modo a garantir a segurança e a comodidade de circulação.

No Capítulo 9, Conclusão e Desenvolvimentos Futuros, são descritas as principais dificuldades encontradas na realização desta proposta, seguindo-se algumas reflexões sobre essa questão. Por fim são sugeridos alguns estudos e trabalhos que podem ser considerados como um complemento a esta proposta.

2
ESTADO DA ARTE

2.1. PONTE MARIA PIA

A ponte Maria Pia é uma infra-estrutura ferroviária, metálica, do final do século XIX, que estabelece a ligação entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia, no Norte de Portugal. Foi a primeira ponte ferroviária a unir as margens das referidas cidades. O projecto desta obra consagrada a nível internacional é da autoria dos engenheiros Gustave Eiffel e Théophile Seyrig.

A obra é composta por um arco biarticulado de 160m de corda, por sete pilares em treliça (dois dos quais assentam diretamente sobre o arco), e por um tabuleiro que está apoiado sobre os elementos da ponte já mencionados (Fig.2.1). O tabuleiro ferroviário da ponte é horizontal, apresenta uma extensão de 354m e é composto apenas por uma via, transpondo o rio Douro 62m acima do nível das águas, na baixa-mar. Para evitar a colocação dos pilares metálicos no leito do rio, prevenindo desta forma as más condições do terreno de fundação, a zona central do tabuleiro da ponte encontra-se assente sobre o arco metálico, que permite vencer um vão de 160m. Os cinco pilares metálicos que se localizam nas margens do rio apresentam um formato tronco-piramidal e estão assentes em socos de alvenaria de granito. [9]

Fig.2.1 – Ponte Maria Pia e em segundo plano a ponte de São João, no Porto.

2.1.1. DESCRIÇÃO HISTÓRICA

Até ao século XIX a comunicação e as trocas comerciais entre as cidades do Porto e de Gaia foram estabelecidas através de pontes de barcas – conjunto de tábuas e de passadiços assentes sobre um conjunto de embarcações dispostas paralelamente umas relativamente às outras. Contudo, a ocorrência de inundações e de cheias no rio Douro obrigava ao desmonte das referidas pontes para salvaguardar a segurança das pessoas, afetando desse modo a comunicação e a realização de trocas comerciais entre as duas cidades. Além disso esta forma de travessia manifestava-se cada vez menos capaz de satisfazer as necessidades comerciais, crescentes até então [3]. Deste modo era imperativo a realização de uma ponte que permitisse resolver definitivamente essas questões, mas a distância entre as margens do Porto e de Gaia implicava a construção de uma ponte que fosse capaz de vencer um vão que era considerado o maior até à data. Tal só foi possível no século XIX, durante a era industrial, onde surgem novos materiais de construção como o ferro pudlado, que permitem a realização de estruturas metálicas, estruturas essas mais elegantes e modernas. Em 1843 foi inaugurada a primeira ponte permanente a estabelecer a comunicação entre o Porto e Gaia, que permitiu um crescimento económico acentuado da cidade do Porto – a ponte Pênsil [1]. Embora esta ponte suspensa tenha sido uma solução estrutural inovadora para a época, apresentava alguns problemas associados às oscilações constantes, à impossibilidade de substituir os cabos metálicos, ao facto do ferro empregue na obra perder a sua elasticidade e ao facto de não ser possível efetuar a vistoria das amarrações dos cabos metálicos [3]. Estes problemas fizeram com que a ponte tivesse um uso limitado, não satisfazendo assim as necessidades pretendidas. Além disso, naquela época, o governo chefiado por Fontes Pereira de Melo definiu um conjunto de políticas que visavam a modernização e a industrialização do país, bem como o desenvolvimento das vias de comunicação, tendo sido nesse sentido criada e desenvolvida uma rede ferroviária em Portugal. Contudo, para a sua concretização era essencial a ligação entre Lisboa e o Porto. Por estes motivos foi definida a necessidade de construir uma ponte ferroviária que atravessasse o rio Douro e interligasse as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia.

Em 1852 foi autorizada a construção de uma linha férrea que estabelecesse a ligação entre os principais pólos do país – Lisboa e Porto. A realização da linha férrea do Norte apresentava como principal problema a travessia do rio Douro, sendo que entre as várias soluções apresentadas na altura para o traçado da respetiva linha, se destaca a proposta do D. José Salamanca apresentada a 11 de Fevereiro de 1860, cujo projeto é designado de "traçado do Areinho ou de Campanhã".

"Este projecto, conhecido por 'traçado do Areinho ou de Campanhã', com a extensão de cinco quilómetros, partia da futura estação das Devesas, em Vila Nova de Gaia, descia pela vertente esquerda do rio, transpunha o vale de Gaia por intermédio de um viaduto, atravessando, por um túnel a serra do Pilar, até alcançar o lugar do Areinho, junto à margem esquerda. A passagem do rio Douro seria efetuada por uma ponte de 27m acima do nível das águas, em baixa-mar, alcançando a margem direita na parte baixa de Campanhã, onde se localiza a estação terminal do Porto." [3]

Este traçado tinha como inconvenientes a necessidade da realização de um ramal com uma extensão de 6km, desde Campanhã até Rio Tinto, onde se realizaria a ligação com a linha que seguia para o Minho e além disto a ligação com o centro da cidade do Porto era pouco prática, apresentando diversos constrangimentos. Após os sucessivos avanços e recuos quanto ao traçado da linha férrea do norte, o governo intervém e decide tomar a seu cargo a conclusão dessa linha, solicitando ao engenheiro Manuel Afonso Espregueira a realização de um novo traçado. Esse traçado era mais curto que os anteriores, permitia uma ligação mais fácil com as linhas que seguiam para norte e a estação de Campanhã permitia um acesso mais prático ao centro da cidade do Porto. A travessia do rio era

realizada no local onde este se apresentava mais estreito. No entanto, dado o relevo das margens nesse local, a ponte situar-se-ia 62m acima do nível das águas, na baixa-mar.

Em 1875 o governo procede à abertura do concurso internacional para a construção da ponte. A 22 de Junho de 1875 foi adjudicada à empresa Gustave Eiffel et Compagnie a construção da ponte, uma vez que a sua proposta, em comparação com as alternativas, era aquela que apresentava a melhor solução do ponto de vista estético e estrutural e o orçamento mais económico. Para além disso permitia uma economia de meios na montagem da estrutura, proporcionando desta forma que a ponte estivesse em funcionamento o mais rapidamente possível, sendo o prazo de construção previsto de 18 meses. No entanto, devido ao atraso nos trabalhos provocado pelo Inverno, a construção da ponte demorou 22 meses, tendo sido montada entre 5 de Janeiro de 1876 e 30 de Outubro de 1877 (Fig.2.2 a 2.4). [8]

A 4 de Novembro de 1877 foi inaugurada a ponte pelo rei D. Luís I de Portugal e pela rainha D. Maria Pia de Sabóia, em honra da qual foi batizada a ponte Maria Pia.

Desde a sua inauguração até ao momento em que foi desativada em 1991, a ponte Maria Pia constituiu uma componente essencial da rede de transportes e comunicações de Portugal durante 114 anos, tendo tido uma utilização intensa durante esse período de atividade. Em 1991 a ponte do São João, da autoria do Engº Edgar Cardoso, sucedeu à ponte Maria Pia que foi desactivada devido a alguns problemas que são mais à frente mencionados.

Fig.2.2 – Construção do tabuleiro da ponte Maria Pia por avanços sucessivos, a partir dos bancos de montagem localizados nos encontros. [43]

Fig.2.3 – Construção do arco da ponte Maria Pia, simultaneamente, a partir das margens do rio através de cabos suspensos e sem recurso a cimbre. [43]

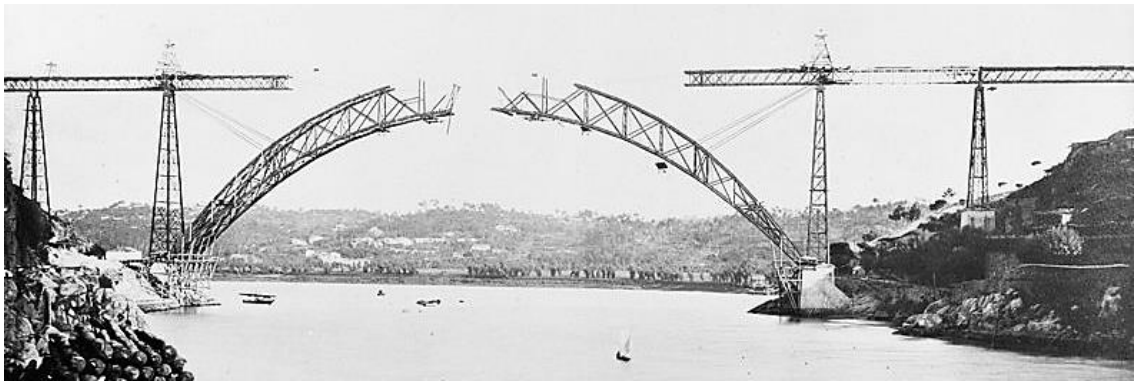


Fig.2.4 – Construção do arco através de troços previamente montados, que estavam suspensos por cabos e em seguida eram içados para as respetivas posições. [43]

2.1.2. AUTORES DO PROJETO

Durante alguns anos a autoria do projeto da ponte Maria Pia suscitou dúvidas, tendo sido inicialmente atribuída a Gustave Eiffel, uma vez que a empresa responsável pela construção da ponte se chamava G. Eiffel et Compagnie. Contudo, actualmente é reconhecido que o projeto foi autoria dos engenheiros Gustave Eiffel e Théophile Seyrig, sendo atribuída a este último a autoria do dimensionamento do arco metálico. Esse lapso relativo aos autores foi instigado pelos seguintes motivos [4]:

- Na época o Gustave Eiffel era o responsável máximo da empresa e o diretor do projeto;
- O projeto era apresentado no nome da empresa - G. Eiffel et Compagnie (Fig.2.5);
- Durante a construção da ponte entre 1875 e 1877, o Gustave Eiffel ficou instalado em Barcelos para acompanhar os trabalhos de construção da ponte, enquanto Théophile Seyrig nunca esteve em Portugal;
- Na inauguração da obra de arte, o Gustave Eiffel foi o representante da empresa e foi quem apresentou o projeto;
- O sucesso das obras realizadas pela G. Eiffel et Compagnie, conduziu a que fossem atribuídas ao Gustave Eiffel a autoria dos projetos;
- Pouco tempo após ser construída a ponte Maria Pia, em 1881 Théophile Seyrig terminou a sociedade com o Gustave Eiffel, passando a colaborar com a empresa rival e concorrente, a Société de Construction de Willebroek. Na época, devido à elevada competição que existia no setor, a casa Eiffel não esteve muito interessada em publicitar o nome de Seyrig como elemento fundamental na realização da ponte Maria Pia.

Fig.2.5 – Inscrição do ano de construção e da empresa responsável pela edificação da obra (ao lado do encontro do arco da ponte).

2.1.3. IMPORTÂNCIA DA PONTE MARIA PIA [4]

A ponte Maria Pia constitui uma obra notável de engenharia civil e da arquitetura do ferro, apresentando uma solução de extrema beleza e com um bom enquadramento paisagístico, tendo-se tornado uma referência no domínio das estruturas metálicas.

Para resolver a questão da travessia do rio Douro, uma vez que a largura do rio obrigava a vencer um grande vão, foi utilizado um arco com o maior vão vencido até àquela data, constituindo uma solução inovadora e extremamente elegante.

A conceção inovadora do arco por parte do Théophile Seyrig é outro aspeto a referir.

No local da transposição do rio, zona onde este é mais estreito, as dimensões das escarpas envolventes obrigavam a que o tabuleiro da ponte se encontrasse a uma cota elevada, exigindo no dimensionamento um cálculo mais rigoroso da ação do vento sobre a estrutura. Como tal foi empregue um método inovador para a determinação dos efeitos da ação do vento na estrutura.

Relativamente aos trabalhos em obra, foram empregues técnicas revolucionárias para a época, como a construção sem recurso a andaimes. Os métodos adotados proporcionaram uma economia dos meios necessários para a montagem da ponte, permitindo que a obra fosse concluída em tempo recorde.

Como referido anteriormente, a ponte contribuiu para a criação de um sistema nacional de transportes ferroviários ao estabelecer a ligação entre a região norte e as zonas centro e sul do país, tendo constituído durante 114 anos uma componente significativa da rede de transportes e de comunicações de Portugal.

A ponte Maria Pia ao estabelecer a ligação ferroviária com a cidade do Porto permitiu que as atividades comerciais, que até à data se concentravam em Vila Nova de Gaia dada a sua ligação ferroviária com as zonas centro e sul do país, voltassem à cidade do Porto. Deste modo o Porto assume novamente uma certa preponderância económica face a Vila Nova de Gaia.

Como reconhecimento do seu valor patrimonial e histórico, após um longo período de atividade a ponte Maria Pia recebeu algumas distinções (Fig.2.6):

- Em 1982 foi classificada Monumento Nacional pelo IGESPAR;
- Em 1990 foi classificada pela American Society of Civil Engineers (ASCE) como "International Historic Civil Engineering Landmark";
- Em 2013 foi classificada pelo jornal The Guardian como uma das dez mais belas pontes do mundo.

Fig.2.6 – Placa de distinção da estrutura como "International Historic Civil Engineering Landmark" (no encontro do arco da ponte).

2.1.4 COMBOIOS DE CIRCULAÇÃO PERMITIDA NA PONTE MARIA PIA

O L.N.E.C, em 1963, utilizou para o cálculo e verificação da ponte Maria Pia as cargas regulamentares associadas aos comboios que a seguir são apresentados. [9]

2.1.4.1. Comboio formado por locomotiva elétrica BoBo e vagões da série 32750 de 14,5t por eixo.

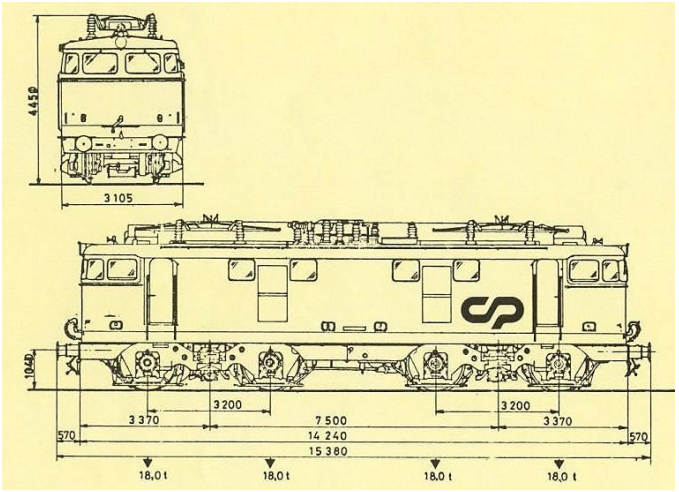


Fig.2.7 e Fig.2.8 – Vista e alçado da locomotiva elétrica BoBo da CP da série 2500 (à esquerda). Locomotiva BoBo da CP da série 2500 (à direita). [53]

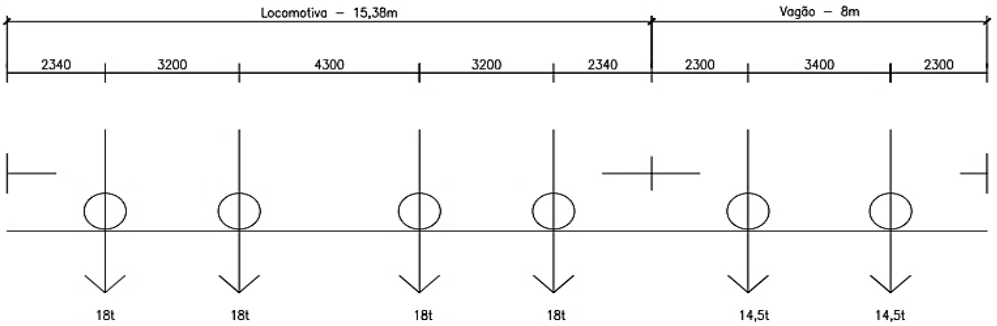


Fig.2.9 – Esquema de cargas regulamentares associado à locomotiva BoBo da CP da série 2500. [53]

2.1.4.2. Comboio formado por locomotiva da série 070 a 097 e vagões da série 32750 de 14,5t por eixo. Comboio mais desfavorável para a circulação na ponte.

Fig.2.10 – Locomotiva da série 070 a 097. [54]

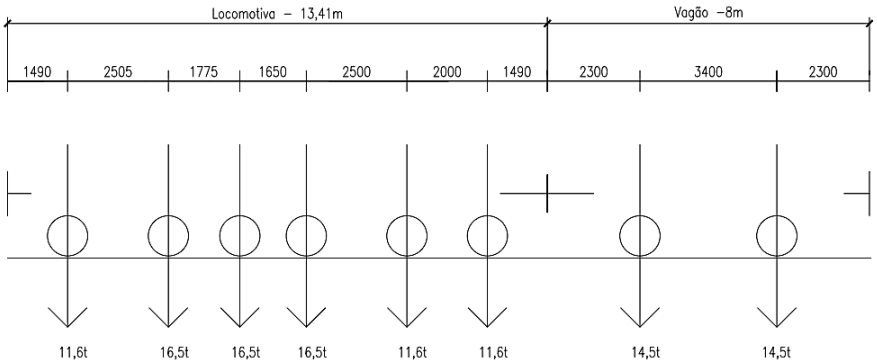


Fig.2.11 – Esquema de cargas regulamentares associado à locomotiva da série 070 a 097. [53]

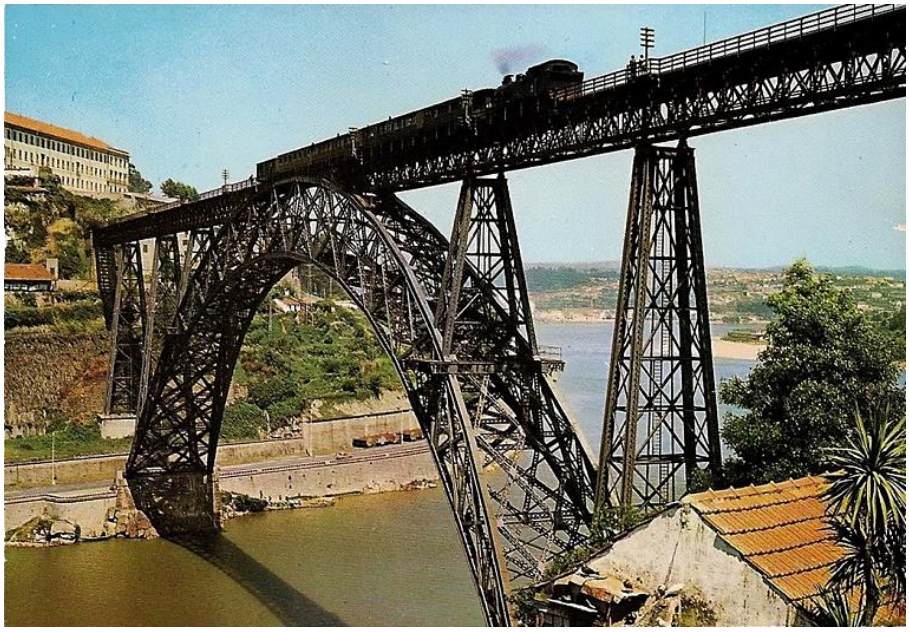


Fig.2.12 – Comboio composto por uma locomotiva da série 070 a 097 e dois vagões. [50]

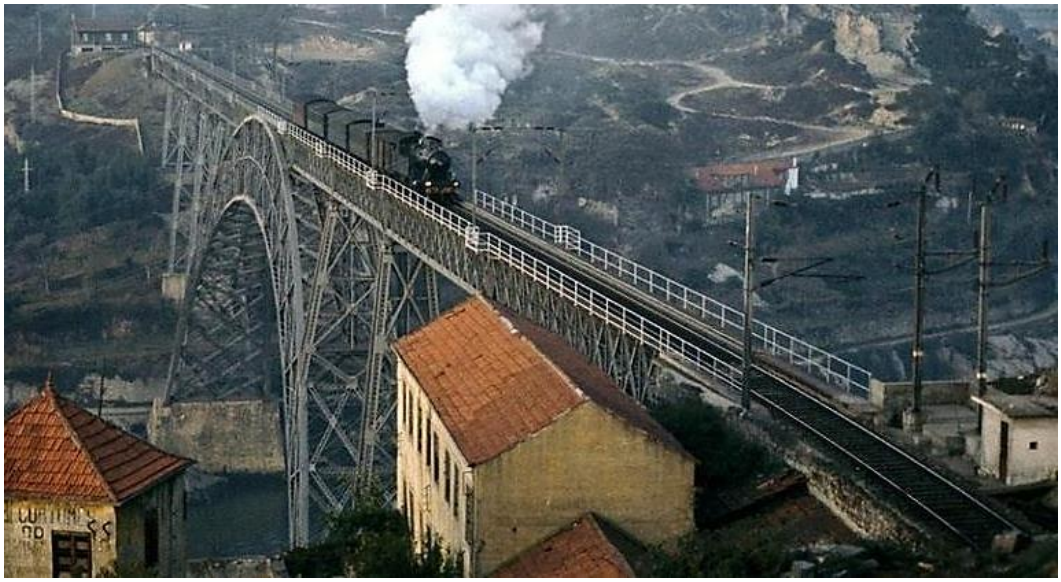


Fig.2.13 – Comboio composto por uma locomotiva da série 070 a 097 e quatro vagões. [52]

Fig.2.14 – Comboio composto por uma locomotiva da CP da série 2500 e várias carruagens de passageiros, durante a passagem pela ponte Maria Pia. [51]

2.1.4. MATERIAIS

No século XIX, em plena era industrial, o ferro foi essencial para o desenvolvimento quer das vias de comunicação (os caminhos-de-ferro) quer dos meios de transporte (a máquina a vapor). A utilização do ferro fundido possibilitou a edificação de um vasto conjunto de pontes que permitiram a expansão das linhas de caminho-de-ferro.

A ponte Maria Pia, sendo uma estrutura do último quartel do século XIX, foi realizada com o tipo de ferro disponível naquela época e que segundo Gustave Eiffel a obra terá sido realizada "no limite das possibilidades clássicas da construção metálica". O material que constitui esta obra notável de engenharia civil é designado de ferro pudlado.

O ferro pudlado era um material produzido em mutas das ferrarias existentes naquela altura e que tinha um uso generalizado na construção. Resulta do tratamento da gusa por aquecimento com matérias oxidantes, originando um aço macio caracterizado por uma composição química com muito baixo teor em carbono. No final do século XIX este material foi substituído pelo aço, uma vez que este último apresenta melhores características mecânicas. [38]

Com base na documentação existente, foram adotados os seguintes valores para as características mecânicas do material [11]:

- Módulo de elasticidade igual a 160 GPa;
- Tensão de segurança admissível igual a 105MPa;
- Valor de cálculo da tensão de segurança admissível igual a 1,5×105MPa = 157,5MPa;
- Coeficiente de Poisson igual a 0,2554;
- Peso específico do material igual a 77kN/m^3.

Apenas com recurso à realização de ensaios sobre amostras retiradas dos elementos do arco, dos pilares e do tabuleiro da ponte é que seria possível validar ou retificar os valores adotados.

2.1.5. OBRAS DE BENEFICIAÇÃO NA PONTE MARIA PIA [4]

Ao longo do século XX, o crescimento económico das cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia fez aumentar as exigências relativas à utilização da ponte Maria Pia. Por forma a satisfazer essas exigências (dentro do possível), foram realizados diversos trabalhos na estrutura durante o seu período de atividade. Em seguida apresenta-se uma listagem de algumas dessas obras de reabilitação e reforço.

- Em 1899 é realizada a substituição das antigas longarinas, formadas por cinco perfis em L, por duas longarinas em forma de I. Também é realizado o reforço das carlingas através de escoras.
- De 1901 a 1906 são substituídas várias barras de triangulação das vigas contínuas retas.
- Em 1907 é verificado o estado do arco central e a durabilidade da ponte (por Manet Rabut).
- Em 1911 são reforçados e modificados os pilares (por Vicente Ferreira).
- Em 1948 o Engº João Lemos atesta que todos os comboios da CP, até à data, podiam circular na ponte, desde que o limite de velocidade não ultrapassasse os 20km/h. São reforçadas as escoras principais das carlingas e alguns apoios são modificados.
- Em 1963, o LNEC recomendou que passassem a existir restrições à circulação de alguns comboios e analisou o estado dos pilares e das alvenarias dos encontros, tendo sido, posteriormente, injetado cimento nas juntas das alvenarias dos encontros e dos pilares. Foi reduzido o peso das guardas e dos passeios de 90 para 25kg/m. Também se procedeu à pintura geral da ponte.
- Em 1991 a ponte foi desativada, deixando de ter manutenção regular. Foram introduzidos portões em cada uma das extremidades do tabuleiro (nos encontros da ponte) para impedir a circulação de pedestres e evitar actos de vandalismo.
- Em 1993 é efetuado um tratamento anticorrosivo na estrutura.
- Em 2009 a ponte foi alvo de diversas obras de preservação, incluindo a pintura geral da estrutura (Fig.2.15).

Fig.2.15 – Ponte Maria Pia e em segundo plano a ponte de São João, no Porto (reproduzido do Google Maps).

2.1.6. PROBLEMAS ASSOCIADOS À PONTE MARIA PIA

Com base nas informações recolhidas através da bibliografia existente foi possível identificar alguns aspetos que conduziram à desativação da ponte em 1991, sendo em seguida apresentados. [43]

- O tabuleiro da ponte ser de via única, o que provocava algum constrangimento no tráfego ferroviário na linha do norte.
- A interrupção das vigas principais no fecho do arco proporcionava a existência de oscilações transversais no tabuleiro da ponte.
- Os passeios da ponte apresentavam uma largura diminuta, fazendo com que as pessoas tivessem de correr para as saliências dos passadiços aquando da passagem do comboio. Desta forma os passeios da ponte serviam como caminhos de visita guarnecidos por um ligeiro gradeamento.
- Com o desenvolvimento dos meios de transporte, cada vez mais modernos e possantes, e com o aumento do volume de mercadorias transportado, a ponte começou a apresentar limitações quanto à capacidade de suporte e quanto à velocidade de atravessamento, passando a não satisfazer as necessidades requeridas.

Por intermédio de visitas efetuadas à ponte foram obtidas informações fotográficas relacionadas com o estado de conservação da estrutura, sendo de seguida apresentadas algumas patologias [4].

- Corrosão presente num número considerável de peças, sendo essencialmente do tipo localizada. Devido à localização da estrutura há um duplo efeito da corrosão, uma vez que a proximidade do mar conduz à presença de uma grande densidade de cloretos que acentua a humidade já existente no local (Fig.2.17).
- Vegetação junto dos encontros da ponte reduz a acessibilidade à ponte, acelera a deterioração dos maciços de alvenaria dos encontros e apresenta um impacto visual negativo (Fig.2.19).
- Destacamento da camada de proteção.
- Conectores e rebites inoperacionais (Fig.2.16).
- Material fissurado (Fig.2.18).

Fig.2.16 e Fig.2.17 – Rebite inoperacional (à esquerda) e oxidação presente nas zonas de ligação entre elementos (à direita).

Fig.2.18 – Elemento de contraventamento horizontal do tabuleiro da ponte fissurado.

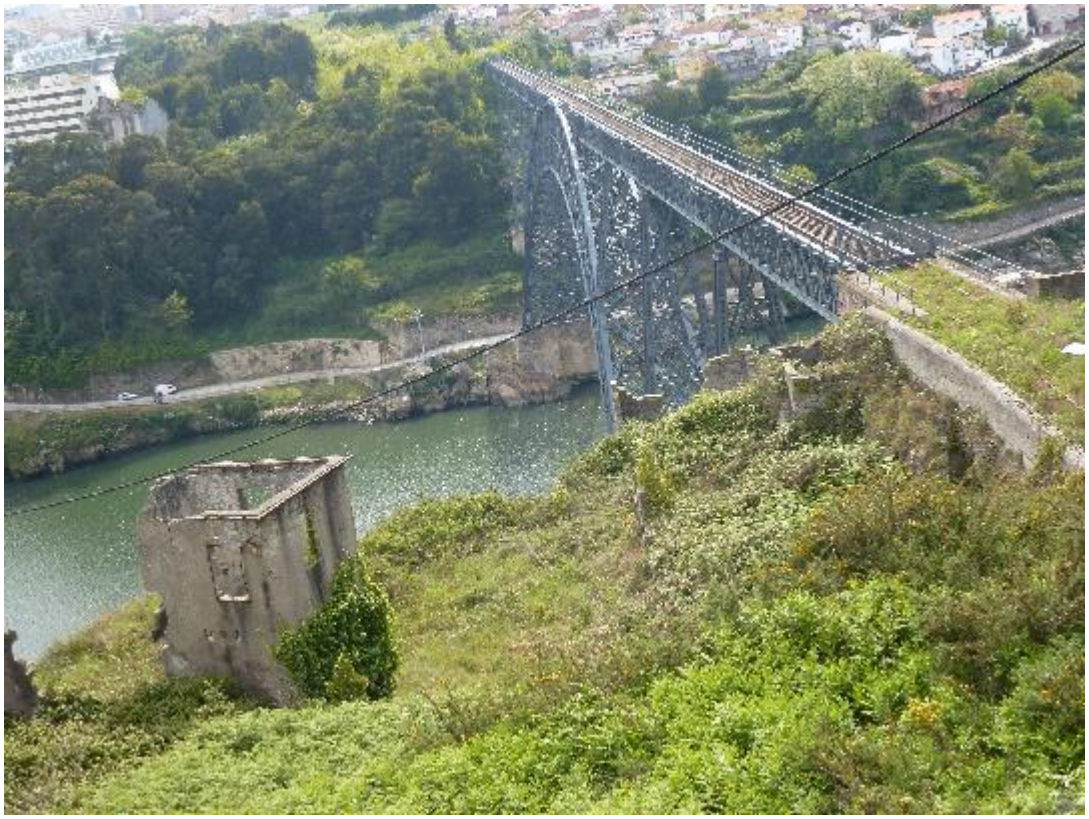


Fig.2.19 – Vegetação junto ao encontro da ponte no lado do Porto.

Desde que a ponte foi desativada, em 1991, não possuiu nenhum tipo de utilização até à data, conduzindo a um processo mais célere de degradação da estrutura. Desta forma, se nada for feito, o estado de deterioração da ponte pode evoluir até um ponto em que será preciso proceder à remoção definitiva da obra de arte por razões de segurança. Contudo a sua reutilização proporcionaria uma manutenção regular da ponte e, consequentemente, a sua conservação.

2.1.7. PROPOSTAS EXISTENTES DE ALTERAÇÃO DA PONTE

2.1.7.1. Aproveitamento da ponte associada à recuperação da linha da Alfândega

Este projeto permitiria integrar a ponte Maria Pia num circuito que ligaria Miragaia (Porto) a General Torres (Vila Nova de Gaia), apresentando uma forte vertente cultural e turística. Esse percurso seria constituído pela Estação da Alfândega (de 1888), por uma linha de via única de bitola larga, por três túneis, pela ponte já mencionada e pela Estação de Campanhã (de 1877). O itinerário seria incorporado num serviço de transportes público onde o meio de transporte poderia passar por automotoras diesel de via estreita da CP, ou por locomotivas a vapor. [4]

2.1.7.2. Aproveitamento da ponte para o atravessamento ciclo-pedonal

Relativamente a esta solução apresentada em 2004 pelo arquiteto projetista Pedro Ramalho, o tabuleiro da ponte Maria Pia seria adaptado à circulação ciclo-pedonal, sendo instalado neste um resguardo em vidro (Fig.2.20). Nas encostas do Porto e de Gaia seriam instaladas de cada lado da estrutura esplanadas, sendo construído na margem do Porto um centro de documentação histórica sobre a ponte, dotado de um restaurante, de uma cafetaria, de uma sala de exposições e de um pequeno auditório. Os acessos à ponte seriam estabelecidos através de um arruamento a ligar a VL9 à rua Silva Tapada (Gaia) e do lado do Porto seria realizado um caminho a comunicar com a rua Duque de Saldanha. [4], [36]

O objectivo da proposta: "Criar e incentivar o uso e vivência da ponte enquanto espaço urbano de ligação entre duas margens". [36]

A proposta preserva o perfil da ponte e mantém o seu traçado original. Consiste numa solução económica, embora este projeto acrescente pouca visibilidade à obra e não apresente um impacto dinamizador na região.

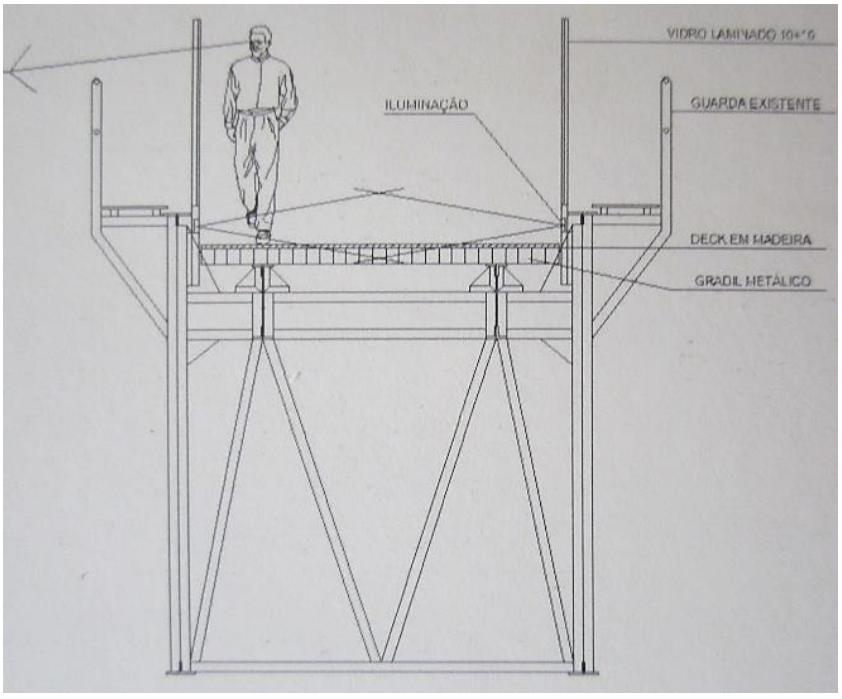


Fig.2.20 – Corte transversal do tabuleiro da ponte, adaptado para a circulação ciclo-pedonal (reproduzido de [4]).

2.1.7.3. Relocalização da ponte Maria Pia

A proposta apresentada em 2013, da autoria dos arquitetos Pedro Bandeira e Pedro Ramalho, no âmbito do Concurso Internacional de Ideias Norte 41 - Regeneração Urbana do Quarteirão da Aurifícia (OASRN, 2013), consiste no desmonte e na relocalização da ponte Maria Pia para o interior do quarteirão da Companhia Aurífica (Fig.2.21 e 2.22), permitindo a regeneração deste quarteirão em particular. Propõe uma reabilitação dos espaços existentes no interior do referido quarteirão segundo a ideia de fazer o mínimo indispensável, ou seja, alguma manutenção, reabilitação e limpeza dos lotes bem como a demolição dos edifícios precários, sem uso e com pouco valor arquitetónico. [37]

Segundo os autores, o projeto procura "alterar o Skyline da cidade" de modo a atrair mais atenção sobre o Porto e a travar a migração dos habitantes para a periferia. Desta forma pretende compensar o fracasso das políticas de regeneração urbana do centro do Porto. [37]

A edificação das pontes do Infante e de São João, na opinião dos autores, tiraram espaço e visibilidade à ponte Maria Pia – "…a recente construção das pontes do Infante e de São João sombreiam, de um lado e do outro, o seu delicado perfil em treliça. Perdeu escala e dignidade. A sua localização, de difícil acesso, também não contribui para a sua valorização, é uma ponte escondida, esquecida entre as outras… ". A relocalização da ponte para uma zona no centro da cidade e a uma cota mais alta, proporcionaria maior visibilidade à obra de arte. [37]

Esta proposta retira toda a funcionalidade da obra de arte, para além de requerer várias operações exigentes relacionadas com os trabalhos de desmontagem, transporte e montagem da estrutura, tornando esta solução dispendiosa.

Fig.2.21 – Ponte Maria Pia no quarteirão da companhia Aurifícia (reproduzido de [37])

Fig.2.22 – Planta e Alçado da proposta de intervenção (reproduzido de [37])

2.1.7.4. Aproveitamento da ponte Maria Pia para o tráfego rodoviário

Este projeto da autoria do engenheiro Mário Fernandes consiste na construção de um tabuleiro rodoviário em betão armado, com duas vias de circulação, uma para cada sentido, em substituição do tabuleiro ferroviário actual. A geometria proposta para o novo tabuleiro procura preservar o aspeto que a ponte Maria Pia propicia, visto quer de montante quer de jusante, não sendo alterado o seu visual.

Relativamente aos acessos rodoviários, o lado de V.N. de Gaia não apresenta obstáculos relevantes, enquanto do lado do Porto a topografia da área que interessa à concretização da proposta requer uma intervenção mais profunda e cuidada. Para contornar esse problema o autor propõe a hipótese desse acesso rodoviário ser estabelecido por uma solução parcialmente em túnel e totalmente independentemente dos túneis existentes.

Segundo o autor este projeto "configura uma obra emblemática que honra a Cidade, a sua Região e as suas Gentes." [6]

Esta solução (Fig.2.23) é incompatível com as características geométricas do tabuleiro metálico da ponte, uma vez que esta proposta (Fig.2.23) interfere com a posição das carlingas, das longarinas e dos banzos superiores do tabuleiro existente.

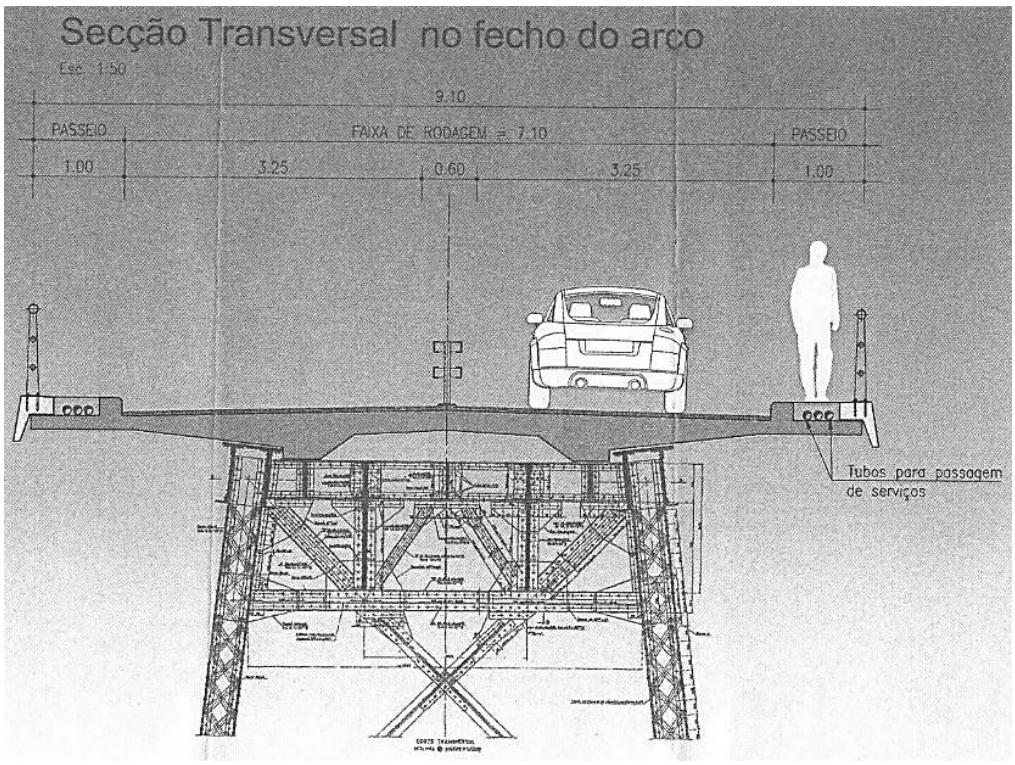


Fig.2.23 – Secção transversal do tabuleiro proposto no fecho do arco (reproduzido de [7]).

2.2. INTERVENÇÕES REALIZADAS EM PONTES DA ÉPOCA

Por forma a exemplificar e a ilustrar o tipo de intervenções que poderão ser realizadas na ponte Maria Pia, são apresentados alguns casos de pontes do século XIX, com um sistema estrutural em treliça reticulada e com um tipo de material semelhante ao empregue na ponte Maria Pia. O sistema estrutural em treliça reticulada tridimensional é sistema estrutural que apresenta uma boa relação entre o vão da

treliça e o seu peso próprio e que permite uma boa redistribuição dos esforços entre os elementos constituintes da estrutura, uma vez que na situação de um membro atingir a sua capacidade máxima os demais suportam cargas adicionais.

Em cada exemplo são identificadas algumas anomalias encontradas nas pontes e algumas técnicas de reforço de que foram alvo.

2.2.1. PONTE LUIZ I

A ponte Pênsil, em substituição da ponte das Barcas, estabeleceu a partir de 18 de Fevereiro de 1843 a comunicação entre as cidades do Porto e de Vila Nova de Gaia. Contudo o crescimento económico das cidades propiciou um aumento do tráfego entre o Porto e Gaia, exigindo maior capacidade de suporte por parte da ponte. Desta forma a estrutura começou a manifestar dificuldades em satisfazer as necessidades das populações. Para além disso a impossibilidade de evitar a corrosão dos dispositivos de amarração dos cabos, as dúvidas associadas à sua segurança e o conhecimento de pontes suspensas da época que tinham colapsado, fez com que em 17 de Fevereiro de 1876, a Câmara do Porto solicitasse ao Governo a substituição da referida ponte [3].

Em 1879 a empresa Gustave Eiffel et Compagnie apresentou uma proposta de uma ponte na vizinhança da ponte Pênsil, que foi rejeitada por apresentar apenas um tabuleiro quando já se pretendiam dois.

A 11 de Agosto de 1880 é aberto um concurso internacional para a construção da nova ponte.

A 27 de Maio de 1881 é adjudicada à empresa belga Société Anonyme de Constructions et Ateliers de Willebroeck a construção da ponte que iria substituir a ponte Pênsil, sendo o autor do projeto Théophile Seyrig.[11]

A ponte batizada de Luiz I em honra do rei é constituída por um arco parabólico (quer em alçado quer em planta) com 45,1m de flecha e com 172m de corda; por dois tabuleiros, o superior à cota 62m e com 391,25m de extensão e o inferior à cota 12m e com 174m de comprimento; e por 7 pilares, sendo 2 de alvenaria e 5 metálicos. O tabuleiro inferior encontra-se suspenso do arco através de 4 montantes (Fig.2.24). [11]

Fig.2.24 – Ponte Luiz I, no Porto

Em 2005 o tabuleiro superior da ponte Luiz I foi adaptado para a passagem do metro do Porto (Fig.2.31), servindo atualmente a linha D do metropolitano. Nesta intervenção foram empregues 1000 toneladas de aço e o custo total da intervenção foi de 11,2 milhões de euros. [2]

Para verificar a viabilidade da passagem do metro pela ponte foram realizadas diversas vistorias à estrutura, por forma a analisar o seu estado de conservação e a determinar as características geométricas dos elementos que compõe a obra de arte. Com base nas informações recolhidas através da bibliografia existente foi possível elaborar uma lista com as principais patologias detetadas na ponte aquando da sua intervenção para a passagem do metro do Porto, sendo a seguir apresentadas [2]:

- destacamento da camada de proteção (tinta anticorrosiva);
- perda pontual de rebites;
- deterioração do revestimento da estrutura devido à ação dos excrementos de pombas, à ação da humidade e à infiltração da água entre chapas;
- corrosão presente num elevado número de peças, ainda que num estado pouco avançado;
- a corrosão manifestada na estrutura era do tipo localizada, estando presente nos nós de ligação entre diagonais e montantes das faces laterais do arco e nas chapas de ligação dos contraventamentos transversais;
- estado avançado de degradação encontrado em vários elementos do tabuleiro superior, apresentando as longarinas e as travessas um período de vida útil reduzido;
- enfunamento de algumas chapas dos perfis compostos das barras do arco.

Os estudos efetuados mostraram a viabilidade da passagem do metro pela ponte Luiz I e que para tal seria necessário a realização de alguns reforços na estrutura.

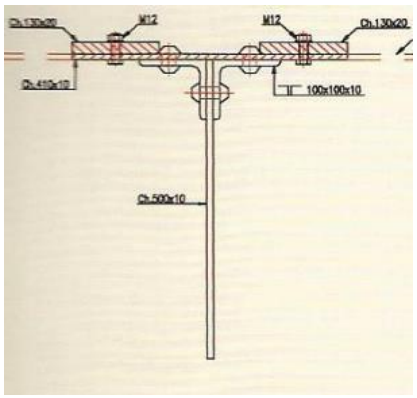
Uma vez que as peças constituintes do tabuleiro superior da ponte apresentavam um estado de degradação avançado, o seu período de vida útil previsto era reduzido. Deste modo foi realizada a substituição integral da parte superior do tabuleiro da ponte por uma nova estrutura metálica, a qual permitiu reduzir a carga permanente (Fig.2.27). [2]

A secção transversal do tabuleiro superior, antes da intervenção, apresentava uma largura total de 8m, sendo 2m para os passeios laterais. No entanto este teve que ser alargado para permitir a instalação de duas vias de metro e de dois passeios laterais com 1,7m de largura cada. Desta forma os passeios proporcionariam condições aceitáveis para a circulação pedestre e a imagem da ponte não seria afetada, sendo a largura útil do tabuleiro superior, após intervenção, de 9,8m (Fig.2.29 e 2.30).

Além dessas alterações, ao nível do tabuleiro superior, foram executadas outras ações de reforço sobre a ponte, das quais se destacam as seguintes [2]:

- as carlingas do tabuleiro superior foram substituídas por perfis IPE 500, mantendo a mesma posição das antigas;
- as longarinas do tabuleiro superior foram substituídas por perfis IPE 400, mantendo a mesma posição das anteriores;
- a estabilidade das longarinas é garantida através de contraventamentos secundários ao nível do seu banzo superior;
- realização de cobre juntas nos locais de intersecção entre os banzos superiores das carlingas e das longarinas;

- substituição da viga de alma cheia existente na zona de fecho do arco;
- reforço das diagonais das vigas principais por intermédio de cantoneiras dispostas ao longo de todo o comprimento dessas barras;
- reforço dos montantes das vigas em treliça através de perfis UNP 65, reduzindo desta forma a esbelteza desses elementos (Fig.2.26);
- os reforços das diagonais e dos montantes, mencionados anteriormente, são ligados à estrutura existente por meio de parafusos pré-esforçados de classe 8.8;
- nas zonas adjacentes aos apoios do tabuleiro, os elementos constituintes das vigas em treliça encontram-se mais esforçados, sendo usadas chapas para reforçar essas vigas principais nesses locais (Fig.2.25);
- nas zonas próximas dos apoios foram substituídos os contraventamentos horizontais ao nível da corda inferior;
- relativamente ao arco foram realizados reforços das cordas e das diagonais principais de modo a aumentar a estabilidade das barras;
- nos pilares foram aplicados reforços nas diagonais de contraventamento por meio de dois perfis UNP100 e foi realizado um novo contraventamento horizontal.



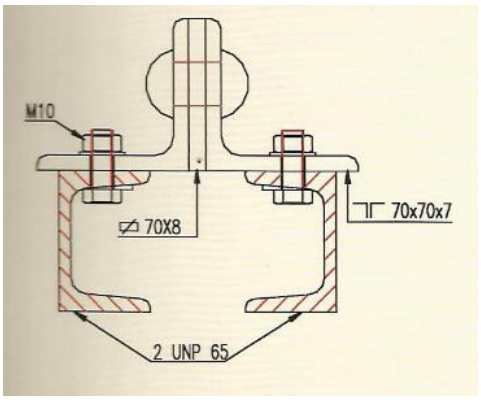
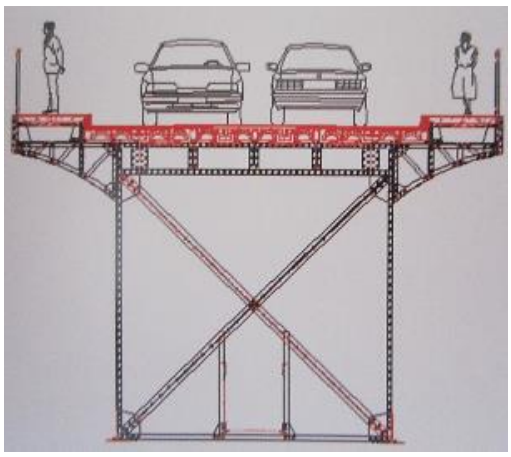


Fig.2.25 e Fig.2.26 – Reforços das vigas principais em treliça da ponte Luiz I, nos banzos com recurso à instalação de chapas (à esquerda) e nos montantes através de perfis UNP 65 (reproduzido de [2]).

Fig.2.27 – Instalação do novo tabuleiro da ponte Luiz I, pormenor da ligação entre carlingas e longarinas. (reproduzido de [2]).

Fig.2.28 – Ligações rebitadas entre os elementos adicionados e os existentes (reproduzido de [2]).



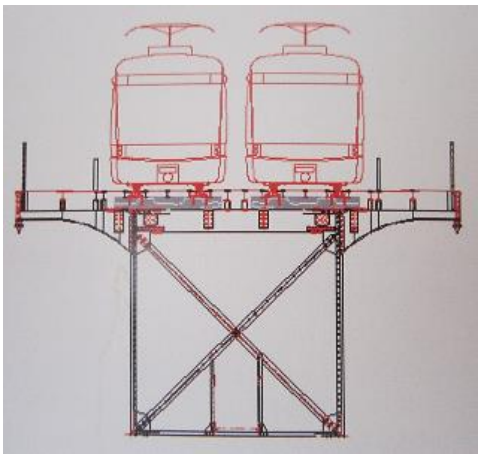


Fig.2.29 e Fig.2.30 – Secção transversal do tabuleiro da ponte Luiz I, o antigo (à esquerda) e o atual (à direita). (reproduzido de [2]).

Fig.2.31 – Obras de intervenção na ponte Luiz I em 2005 – [44].

2.2.2. PONTE EIFFEL EM VIANA DO CASTELO

A ponte Eiffel é uma ponte rodo-ferroviária, metálica, do último quartel do século XIX, que integra a linha do Minho sobre o Rio Lima, em Viana do Castelo. O projeto é da autoria do Gustave Eiffel e do Théophile Seyrig, sendo a obra constituída pela própria ponte e pelos dois viadutos de acesso. Foi construída entre Março de 1877 e Maio de 1878 pela casa Eiffel et Compagnie, tendo sido inaugurada a 30 de Junho de 1878 por Fontes Pereira de Melo. A obra de arte está classificada como Património Municipal.

A ponte é formada por dois tabuleiros, o tabuleiro superior afeto ao tráfego rodoviário e o tabuleiro inferior destinado ao tráfego ferroviário, por duas vigas principais longitudinais em treliça, nas quais se apoiam os tabuleiros, e por onze pilares de alvenaria de granito (Fig.2.32). As vigas principais em treliça estão afastadas de 5,20m e têm uma altura de 7,5m, sendo compostas por aspas (porção de viga entre montantes consecutivos) com 2,7m de largura, formadas por diagonais cruzadas. Os dois tabuleiros apresentam uma extensão de 559,88m, estando divididos em 10 tramos, repartidos da seguinte forma: 46,18m+8×58,44m+46,18m. [24]

À semelhança das pontes já apresentadas neste capítulo, todos os elementos estruturais são constituídos por chapas metálicas e cantoneiras ligadas através da cravação de rebites.

Fig.2.32 – Ponte Eiffel, Viana do Castelo. [57]

Com base nas informações recolhidas através da bibliografia existente foi possível elaborar uma lista com as principais patologias detetadas na ponte aquando da sua intervenção para o alargamento do tabuleiro rodoviário [26]:

- problemas de corrosão nos banzos das cordas superiores das vigas principais do tabuleiro da ponte, nos elementos que compõe os montantes junto aos encontros da ponte e em vários elementos secundários (passeios laterais e respetivos suportes);
- microfissuras presentes em alguns elementos estruturais associadas ao fenómeno de fadiga;
- de um modo geral a deterioração originada pela corrosão é do tipo localizada, e com pouca intensidade;
- destacamento da pintura por oxidação dos elementos.

Relativamente às intervenções que foram realizadas nesta obra, apenas são mencionadas aquelas que foram efetuadas em 1994 e em 2005.

Em 1994 foi introduzido um sistema de pré-esforço no tabuleiro da ponte (Fig.2.33), que permitiu compensar o peso próprio da estrutura, e desse modo reforçou as vigas principais longitudinais em treliça. O traçado do cabo é assegurado pela colocação criteriosa de desviadores, sendo os locais de inflexão dos cabos nas zonas sobre os pilares e a meio vão de cada tramo do tabuleiro. Nas extremidades da ponte, as barras pré esforçadas são equilibradas através de ancoragens pré-esforçadas com a zona de selagem no *bed rock*.[24]

Por último, a intervenção realizada na ponte Eiffel, entre Fevereiro de 2005 e Outubro de 2007, teve como objetivos o alargamento do tabuleiro rodoviário e a reabilitação da estrutura, dadas as anomalias encontradas.

Uma vez que o estado geral de degradação do tabuleiro rodoviário era avançado e tendo em vista o período de vida útil desejado para a obra, foi decidida a substituição integral do tabuleiro existente por um tabuleiro mais largo (Fig.2.34 e 2.35), o qual estaria apoiado nas cordas superiores das vigas principais em treliça. Deste modo o tabuleiro de betão (antigo) foi removido e no seu lugar foi introduzida uma solução de módulos metálicos (Fig.2.36 e 2.39), cada um com 8,20m de largura e 3,84m de comprimento, apoiados elasticamente em quatro apoios, dois dos quais referentes aos banzos superiores das vigas principais em treliça. Como esses banzos apresentavam algumas deformações e fendas originadas pela corrosão, as suas chapas de cobertura deram lugar a uma secção composta por um perfil HEB 300 soldado sobre uma chapa de $420\times12mm^2$ (Fig.2.38). Por meio de ligações rebitadas às cantoneiras, que estabelecem a ligação alma-banzo das cordas, foi possível unir a nova secção composta à estrutura existente. Esta alteração proporcionou uma maior capacidade resistente dos banzos superiores das vigas principais do tabuleiro e uma geometria regular desses elementos, facilitando a instalação dos aparelhos de apoio que suportam a nova plataforma rodoviária. [26]

A fixação do novo tabuleiro à estrutura antiga é realizada com recurso a parafusos, os quais asseguram as forças necessárias para impedir o levantamento do tabuleiro no caso de um acidente que envolva o galgamento dos passeios por parte do veículo.

Além do tabuleiro rodoviário e das cordas superiores das vigas principais, também foram reforçados os montantes e as diagonais dessas vigas quando o seu estado de conservação o permitia, caso contrário eram substituídos por novos elementos.

Fig.2.33 – Reforço da ponte com recurso a cabos de pré-esforço exterior e respetiva ancoragem nos maciços situados atrás dos encontros. [57]

Fig.2.34 e Fig.2.35 – Cravação de rebites (à esquerda) e instalação do novo tabuleiro metálico (à direita) (reproduzido de [24]).

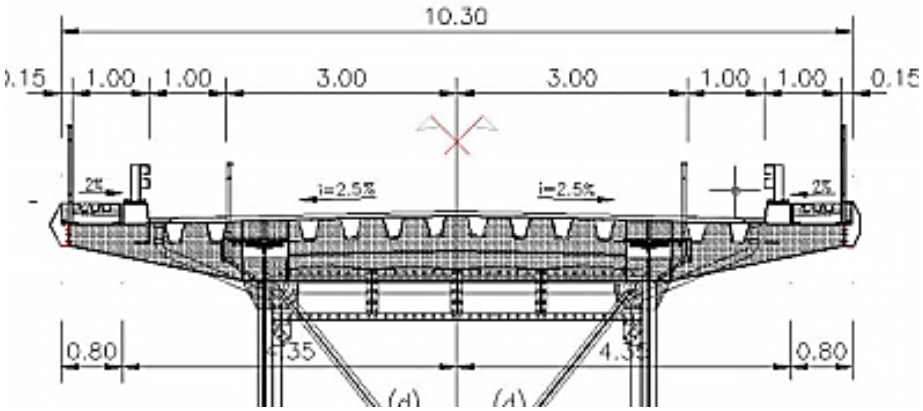


Fig.2.36 – Secção transversal do tabuleiro ortotrópico. (reproduzido de [24])

Fig.2.37 – Colocação de andaimes na estrutura. (reproduzido de [55])

Fig.2.38 – Substituição das chapas de banzo das cordas superiores da ponte. (reproduzido de [55])

Fig.2.39 – Instalação do tabuleiro ortotrópico por meio de uma grua móvel. (reproduzido de [55])

3

APRESENTAÇÃO DA PROPOSTA DE INTERVENÇÃO

3.1. DESCRIÇÃO GERAL

Com base no que foi exposto no capítulo anterior, conclui-se que é fundamental dar um destino à ponte Maria Pia correspondente à dignidade exigida por um monumento reconhecido a nível mundial e que é um exemplar do património histórico da cidade do Porto. Deste modo, a proposta de adaptar a obra de arte ao tráfego rodoviário visa salvaguardar a ponte enquanto património portuense, preservando dentro do possível o seu perfil e traçado originais, recuperar e requalificar as áreas adjacentes aos encontros da referida obra de arte, assegurar a sua integração no quotidiano dos portuenses e permitir que a ponte se torne num ponto turístico mais relevante na cidade.

Na sequência da apresentação da proposta de intervenção na ponte são expostos no presente capítulo as condicionantes identificadas nos locais, das margens do Porto e de Vila Nova de Gaia, a serem alvo de modificações, as hipóteses analisadas referentes à secção transversal do tabuleiro rodoviário, a solução escolhida para o tabuleiro da ponte e por fim o impacto visual da intervenção proposta.

3.2. CARACTERIZAÇÃO E CONDICIONANTES DO LOCAL

Como se pretende a circulação rodoviária na obra de arte e uma vez que os encontros da ponte se encontram desligados das vias de comunicação circundantes, será necessário estabelecer a ligação entre as estradas existentes e a ponte. Desta forma, do lado do Porto, o local a ser intervencionado encontra-se entre o Colégio dos Salesianos e o encontro da ponte, enquanto do lado de V.N. de Gaia a área alvo de alterações situa-se entre o encontro da ponte e a rua Silva Tapada.

Para a realização dos acessos à estrutura foi necessário caracterizar os locais a serem intervencionados relativamente às condicionantes topográficas, rodoviárias, geológicas/geotécnicas, urbanas e paisagísticas.

Por intermédio de visitas ao local e dos dados cartográficos, foi possível caracterizar as zonas interessadas na materialização da proposta e analisar as características das estradas a serem servidas pela ponte.

3.2.1. CONDICIONANTES TOPOGRÁFICAS

Do lado de V.N. de Gaia não existem condicionantes do âmbito topográfico, estando a zona interessada aproximadamente ao mesmo nível.

Do lado do Porto, a área interessada na ligação do encontro da ponte às estradas presentes nas imediações apresenta uma superfície do terreno bastante irregular e acidentada, estando esta zona situada em plena encosta. Nesse espaço estão edificados dois túneis – um situado à cota de 60m (aproximadamente) e que serve atualmente a linha que liga Porto (São Bento) – Caíde, e o outro à cota de 37m (aproximadamente), que servia a antiga linha da Alfândega e que se encontra por baixo do tabuleiro da ponte, junto do seu encontro. Por sua vez o Largo Padre Baltasar Guedes encontra-se à cota de 76m (aproximadamente).

Tendo em consideração a ocupação do terreno e o declive da encosta do lado do Porto, optou-se pela realização de um nó de ligação em "Loop", por forma a estabelecer a comunicação entre o encontro da ponte e o Largo Padre Baltasar Guedes. As razões que conduziram a esta decisão são apresentadas no capítulo referente ao nó de ligação.

Uma vez que o largo adjacente ao Colégio dos Salesianos do Porto se encontra a uma cota de 76m (aproximadamente) e o encontro da ponte do lado do Porto se situa a uma cota de 60,3m, o nó de ligação terá que vencer um desnível de aproximadamente 16m entre esses locais, implicando desse modo a realização de um viaduto, em forma de "Loop", na referida encosta. Para a definição do perfil longitudinal desta estrutura é fundamental o conhecimento da geometria da rasante, que por sua vez depende da topografia do terreno.

Por intermédio de visitas às zonas em análise, de qualquer um dos lados da ponte Maria Pia, foi possível verificar que não existem constrangimentos referentes ao acesso aos locais para o transporte de materiais e equipamentos, sendo que o lado de V.N. de Gaia possui melhores condições de acesso por parte dos veículos pesados. Além disso, no lado de Gaia existe maior área disponível para a localização do estaleiro de obra.

3.2.2. CONDICIONANTES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

Dada a influência do solo de fundação no comportamento estrutural da ponte, poderá ser necessário proceder à consulta da carta geológica do Porto e à realização de ensaios geotécnicos e de sondagens para verificar a adequabilidade das fundações existentes, nomeadamente ao nível dos maciços de fundação dos pilares e dos encontros da ponte, à circulação rodoviária na estrutura.

3.2.3. CONDICIONANTES URBANAS E PAISAGÍSTICAS

Durante o período de exploração da ponte Maria Pia é provável que ocorra uma ligeira variação do trânsito nas vias circundantes à estrutura.

Do lado do Porto é espectável que ocorra uma redução do volume de tráfego na ponte do Infante e nas suas ruas circundantes, como a rua das Fontainhas, enquanto nas vias de comunicação contíguas ao Largo Padre Baltasar Guedes é previsível a existência de um aumento da circulação rodoviária, nomeadamente na rua São Victor e na rua do Duque de Saldanha.

Do lado de Vila Nova de Gaia a variação do tráfego vai depender da ligação que vai ser realizada para o acesso à ponte. Por intermédio da informação recolhida no local, constatou-se que as estradas afetas ao quarteirão de habitações existentes na vizinhança do encontro da ponte apresentam uma largura

diminuta e se encontram parcialmente obstruídas para estacionamento – rua Três, rua Quatro e rua Cinco (Fig.3.2). Além disso, por forma a evitar a ligação à Avenida Dom João II, dado que essa comunicação já se encontra assegurada pela ponte do Infante, optou-se por estabelecer o acesso à ponte Maria Pia através da rua Silva Tapada. Deste modo é efetuada uma ligação alternativa à disponibilizada pela ponte do Infante, proporcionando um menor congestionamento de trânsito nessa estrutura e na Avenida Dom João II.

Tendo em vista a requalificação das margens, que se encontram abandonadas, por limpar e por tratar, existe a possibilidade da realização de um centro de arquivo com cafetaria, restaurante e esplanada no lado V.N. Gaia, à semelhança dos equipamentos constantes na proposta de travessia ciclo-pedonal da autoria do arquiteto projetista Pedro Ramalho. [37]

Uma vez que a ponte Maria Pia constitui um miradouro privilegiado do vale do Douro, a proposta apresenta um alargamento do tabuleiro da ponte no coroamento do arco, para permitir uma maior área de passeio. Além disso, sendo executada uma requalificação dos espaços existentes nos extremos da ponte, há a possibilidade de realizar um percurso pedonal ao longo da linha da Alfândega que estabeleça a ligação direta entre a ponte Maria Pia e a Alameda das Fontainhas.

Nas épocas festivas da cidade e na sequência da elaboração do percurso pedonal descrito anteriormente, é provável a afluência de um elevado número de pessoas a percorrer a ponte pelo que deve ser prevista a sobrelotação da estrutura.

Por forma a garantir que a implantação do tabuleiro rodoviário não alterasse as características estéticas e arquitetónicas da ponte, foi realizado um tabuleiro em aço com pavimento metálico, assegurando uma integração suave com o resto da estrutura, à semelhança do que foi realizado na ponte Luiz I para adaptação à passagem do Metro do Porto e na ponte Eiffel (ver capítulo 2).

Deste modo, a ponte Maria Pia teria uma utilização digna da sua importância, para além de ficar completamente integrada no espaço urbano.

3.2.4. CONDICIONANTES RODOVIÁRIAS

Para assegurar uma circulação rodoviária e pedonal segura e agradável para os todos os utentes, devem ser analisados os elementos rodoviários, como a largura das faixas de rodagem, os raios de curvatura, as inclinações admissíveis, as sobreelevações e a sobrelargura para obter um bom traçado em planta (diretriz) e em perfil (rasante).

O volume de tráfego a impor nas vias de acesso à ponte e na própria ponte depende do trânsito existente nas estradas presentes nas imediações da zona em análise, uma vez que vão integrar a circulação rodoviária em meio urbano.

Como já mencionado anteriormente, o perfil longitudinal do viaduto de acesso à ponte depende das características geométricas da rasante. Essas por sua vez dependem das inclinações longitudinais das vias circundantes da ponte, do declive do terreno, do valor da inclinação máxima dos traineis e da extensão do viaduto. A inclinação máxima dos traineis é definida em função da velocidade de projeto no viaduto, sendo essa relação apresentada nas normas de ramos de ligação.

No caso das vias de acesso do lado do Porto, a velocidade de projeto deverá ser baixa dado que se trata de uma zona com algum movimento de peões que se deslocam para visitar a ponte ou para frequentar o Colégio dos Salesianos. Além disso, os arruamentos contíguos ao Largo Padre Baltasar Guedes, como a rua de S.Victor e a rua Gomes Freire são de sentido único e relativamente estreitos, sendo que a circulação no sentido Gaia-Porto só se pode efetuar pela rua do Duque de Saldanha. Esta, por sua

vez, é constituída por uma única faixa de rodagem com duas vias de sentido oposto. Do lado de V.N. de Gaia a velocidade de projeto da via de acesso à ponte deve ser condicionada pela velocidade de circulação na ponte.

3.3. IMPLANTAÇÃO DO TRAÇADO EM PLANTA

A implantação do traçado da proposta de intervenção requer o cumprimento das condicionantes acima mencionadas.

A diretriz da proposta pode ser dividida em três zonas: a área na encosta do lado do Porto, o local de implantação da ponte e o espaço na margem de V.N. de Gaia.

Para permitir a circulação de veículos na ponte Maria Pia é instalada uma estrutura de suporte do pavimento rodoviário sobre o tabuleiro já existente. Deste modo, na zona da ponte, o traçado da proposta apresenta um alinhamento reto em planta e em perfil.

Para a definição do traçado em planta das vias de acesso à ponte, quer do lado do Porto, quer do lado de V.N. de Gaia, é essencial conhecer a área disponível e os parâmetros geométricos a adotar, de modo a proporcionar melhores condições de conforto e de segurança aos utilizadores.

Relativamente às estradas de acesso à ponte, do lado de V.N. de Gaia não existem condicionantes a registar, pelo que o traçado da diretriz seria definido de modo a garantir boas condições de circulação rodoviária e a assegurar o menor volume de terraplanagens possível. No entanto, do lado do Porto a configuração geométrica em planta do nó de ligação é condicionada pelo espaço disponível entre o Largo do Padre Baltasar Guedes e o encontro da ponte, sendo a diretriz do "Loop" detalhada no capítulo referente ao nó de ligação. Tendo em consideração as condicionantes topográficas, rodoviárias e urbanas anteriormente expostas, este acesso é realizado em viaduto, sendo garantido o gabarit mínimo referente à intersecção desnivelada no "Loop".

O traçado proposto encontra-se nas imagens satélite (Fig.3.1 a Fig.3.3).

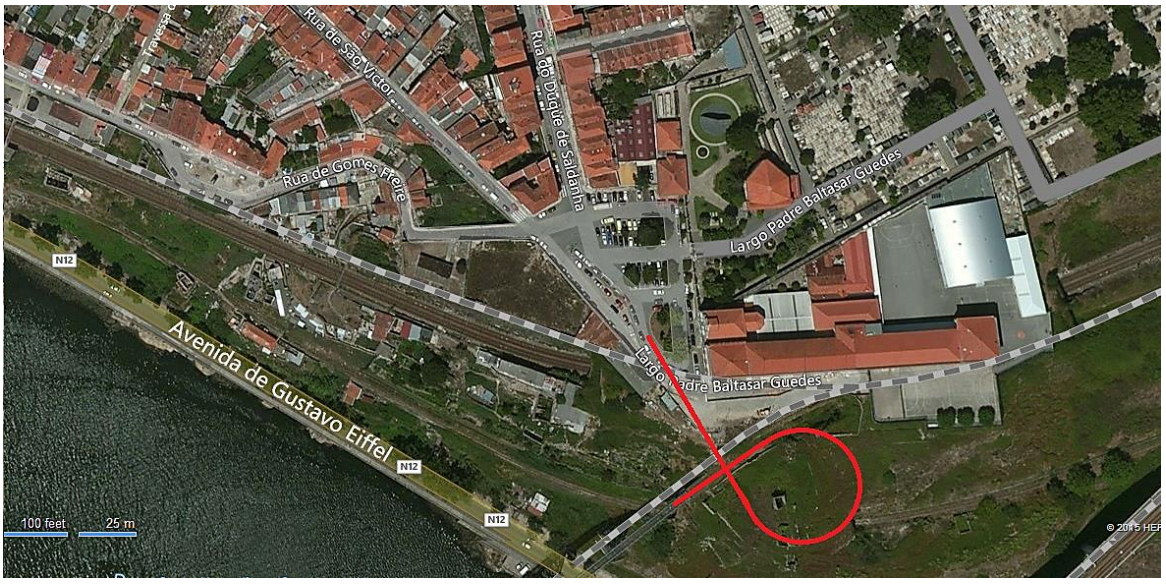


Fig.3.1 –Traçado do "Loop" proposto para o lado do Porto (adaptado do Google Maps).

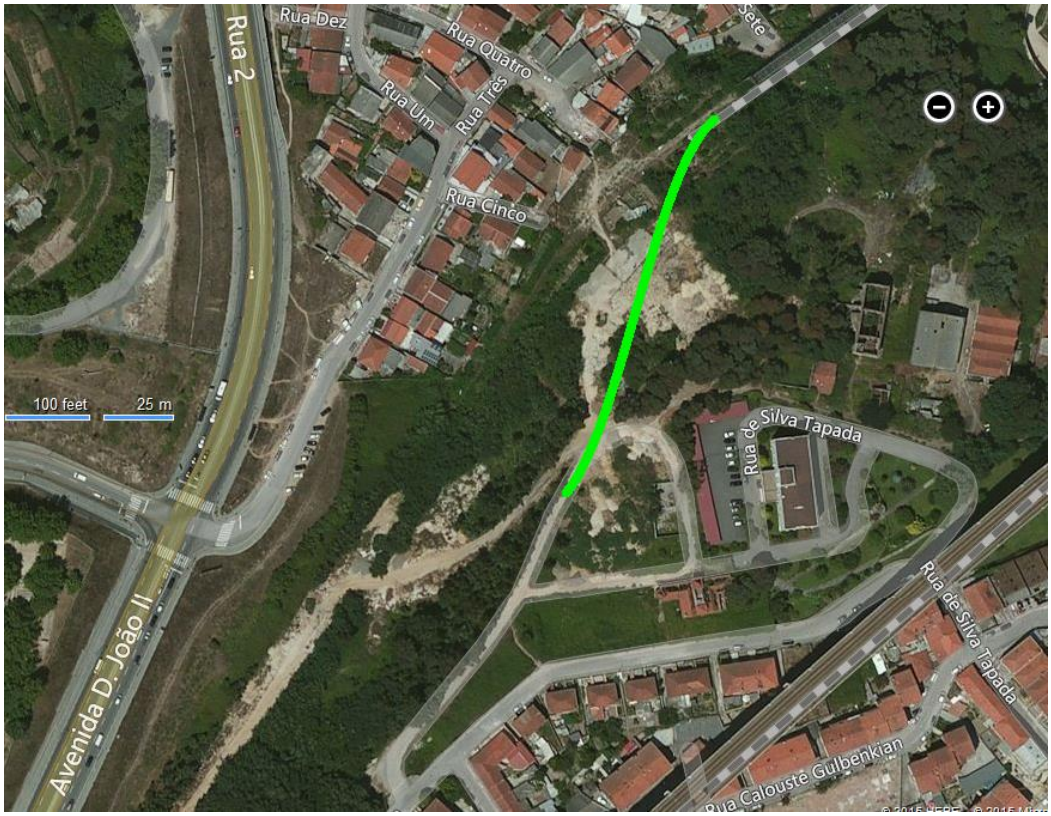


Fig.3.2 – Traçado possível para o lado de Vila Nova de Gaia (adaptado do Google Maps).

Fig.3.3 – Traçado em planta da proposta (adaptado do Google Maps).

Como referido anteriormente, o traçado implementado pretende uma integração suave com o meio urbano envolvente.

3.4. ESTUDO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO RODOVIÁRIO

De modo a elaborar uma hipótese para o alargamento do tabuleiro da ponte, foi definido desde o início que as características estéticas e arquitetónicas da estrutura não deviam ser alteradas pela solução de reforço e beneficiação da obra.

A adaptação da ponte Maria Pia ao tráfego rodoviário passou pela elaboração de uma estrutura metálica, instalada sobre o tabuleiro já existente, por forma a permitir o seu alargamento e desse modo proporcionar a existência de uma via de circulação para cada sentido. Sobre a nova estrutura é colocado um pavimento metálico para a circulação dos veículos.

Uma vez que a carga permanente associada a um tabuleiro em betão armado com pavimento betuminoso é superior à de um tabuleiro com estrutura metálica e pavimento metálico, optou-se pela realização da nova estrutura em aço. Para além disso o tabuleiro em aço apresenta uma integração mais harmoniosa com a estrutura antiga.

A estrutura a ser adicionada ao tabuleiro existente (original) é composta por um conjunto de elementos metálicos – carlingas, longarinas, travessas e contraventamentos ao nível do banzo superior das longarinas.

Para a conceção da estrutura a acrescentar ao tabuleiro antigo foram definidos alguns pressupostos, nomeadamente, a posição das carlingas coincidir com o início e o fim de cada aspa do tabuleiro, estando com um espaçamento longitudinal igual ao das antigas carlingas; a existência de total continuidade entre as longarinas e as carlingas ao nível do banzo superior; a ligação entre longarinas e carlingas deve ser realizada de modo a conferir ao tabuleiro o funcionamento de grelha; a largura do tabuleiro ser condicionada pela dimensão das consolas, e por último, a altura do tabuleiro após intervenção dever ser o mais próxima possível à do tabuleiro original.

De modo a garantir a segurança e a comodidade de circulação rodoviária na ponte foi estabelecida uma largura de 7m para a nova estrutura do tabuleiro, sendo 3,2m destinado a cada via de trânsito e os 0,6m remanescentes afetos ao espaço para a implantação de guardas de segurança e vigas de bordadura. Os 3,2 m de largura para cada via de circulação permitem a existência de algum afastamento entre a viatura e os limites da via, proporcionando a existência de espaço entre dois veículos que se cruzem lado a lado.

O valor máximo da largura do tabuleiro é condicionado pela dimensão das consolas, uma vez que a largura do tabuleiro original é de 3,1m, e como tal, para a existência de duas vias de circulação é necessário que os carros se desloquem na zona das consolas. Quanto maiores forem as consolas, mais afastadas da zona de apoio estarão as cargas rodoviárias, submetendo a estrutura a maiores esforços. A situação crítica pode corresponder à passagem de apenas um veículo-tipo – situação de maior desequilíbrio do tabuleiro na análise transversal.

Para preservar a elegância da ponte adoptaram-se perfis baixos para as carlingas, de modo a permitir que a altura do tabuleiro após intervenção fosse o mais semelhante possível à do tabuleiro original.

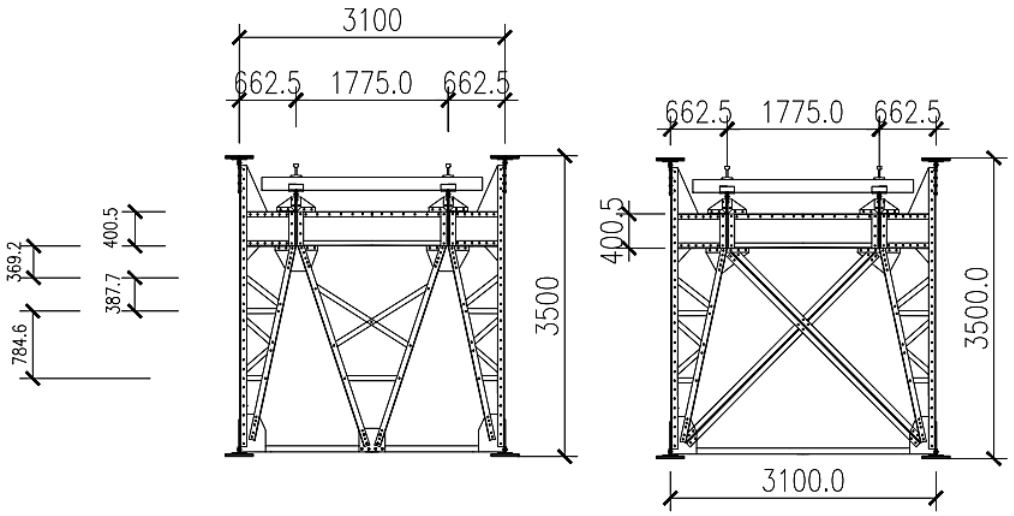


Fig.3.4 – Secção transversal do tabuleiro existente que se encontra fora da zona do arco.

Com o objetivo de encontrar uma solução estrutural que permitisse o alargamento do tabuleiro da ponte foram analisadas as três hipóteses em seguida apresentadas:

1ª Hipótese (Fig.3.5)

Esta hipótese foi a primeira a ser analisada uma vez que permitia ter uma altura de tabuleiro, após intervenção, idêntica à do original, e desse modo apresentava um menor impacto nas características estéticas da ponte. Contudo a variação da secção transversal do tabuleiro na zona central da ponte, originada pela interseção com o arco, obrigava a ter diferentes soluções para a estrutura de suporte do tabuleiro rodoviário, nomeadamente, na zona de coroamento do arco a carlinga teria que dispor de outra geometria para não interferir com o aro superior do arco. Além desse aspeto, esta hipótese levantava algumas dúvidas relacionadas com o processo de ligação da estrutura nova à antiga, impondo algumas modificações nos banzos superiores e nos montantes das vigas principais do tabuleiro existente.

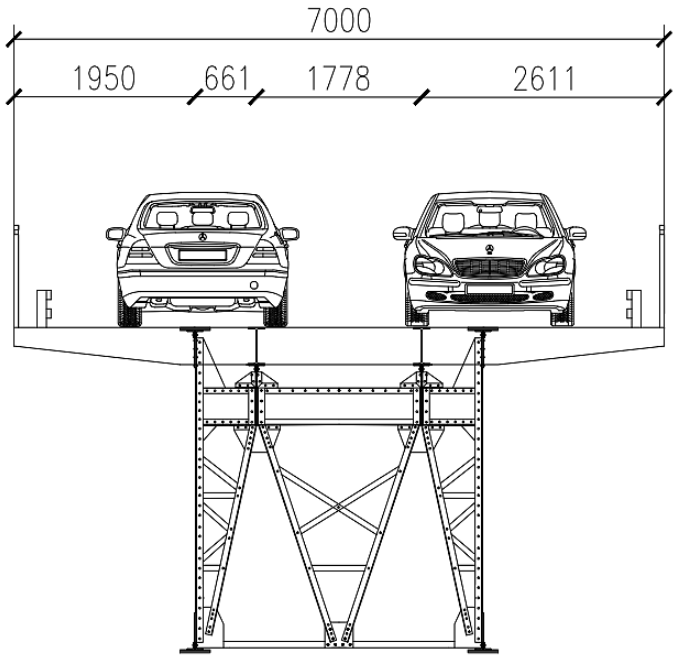


Fig.3.5 – 1ª Hipótese para o alargamento do tabuleiro existente.

2ª Hipótese (Fig.3.6)

Para resolver o problema identificado na solução anterior, relacionado com o processo de ligação da estrutura nova à antiga, optou-se por elevar a carlinga de modo a evitar a sua interseção com o banzo superior das vigas principais do tabuleiro. Nesta hipótese, a carlinga estaria apoiada em quatro locais – nas longarinas e nos banzos superiores das vigas principais do tabuleiro, sendo necessária a utilização de um perfil muito alto para as longarinas. Deste modo o modelo transversal do tabuleiro é hiperestático, o que permite uma maior redistribuição dos esforços na estrutura. No entanto, esta hipótese submeteria os montantes do tabuleiro a elevados esforços de compressão e dado que estes elementos são perfis compostos muito esbeltos, essa situação iria acentuar os problemas relacionados com a sua encurvadura. Na análise transversal do tabuleiro, uma vez que o modelo simplificado é hiperestático é mais complicado determinar a linha de influência, sendo por isso mais difícil definir a disposição mais desfavorável das cargas rodoviárias no tabuleiro. Por último esta solução requer uma especial atenção com o modo como a carlinga é apoiada no banzo superior das vigas principais do tabuleiro.

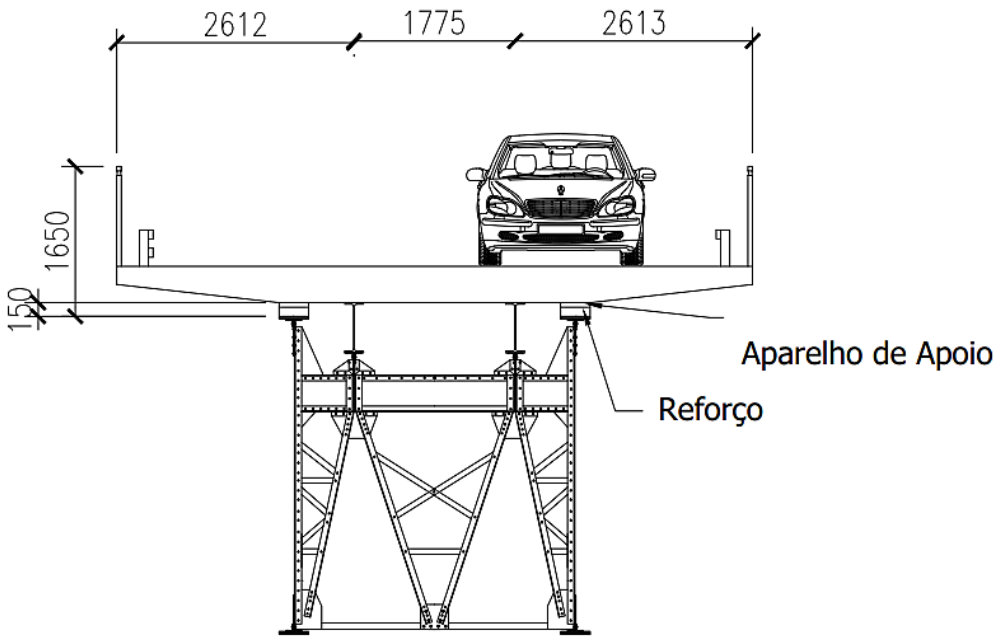


Fig.3.6 – 2ª Hipótese para o alargamento do tabuleiro existente.

3ª Hipótese (Fig.3.7)

A última hipótese considerada mantém a carlinga elevada para não interferir com o tabuleiro original, mas apenas apoiada em duas zonas, sendo o modelo transversal simplificado correspondente a uma viga simplesmente apoiada. Dessa forma é simples a determinação da linha de influência e é clara a disposição mais desfavorável das cargas rodoviárias no tabuleiro. Como as carlingas não estão apoiadas nos banzos superiores das vigas principais do tabuleiro, os montantes são menos solicitados e o comprimento da consola é maior do que nas hipóteses anteriores. Para elevar a carlinga foi introduzida uma travessa que se encontra diretamente apoiada nas longarinas existentes e que suporta as longarinas e carlingas da estrutura nova. Essa travessa permitiu a utilização de um perfil mais baixo

para as longarinas e o aumento do afastamento entre elas, reduzindo desse modo o desenvolvimento em consola do tabuleiro para um valor idêntico à distância entre as longarinas.

Analisando a secção transversal do tabuleiro original, verifica-se que os carris da linha ferroviária estavam assentes sobre travessas de madeira que por sua vez se encontravam apoiadas diretamente nas longarinas da ponte. Desta forma as cargas do comboio eram transmitidas às longarinas do tabuleiro. Com esta hipótese de secção transversal, as cargas rodoviárias também são transmitidas diretamente às antigas longarinas, e desse modo o tabuleiro da ponte funciona da mesma forma que anteriormente.

Esta solução foi a escolhida porque permite manter a configuração original do tabuleiro da ponte, um objetivo a ser alcançado desde o início e garante a distribuição transversal das cargas rodoviárias no tabuleiro, encaminhando-as para as antigas longarinas. Desta modo o tabuleiro da ponte, após intervenção, funciona da mesma forma que o antigo tabuleiro ferroviário, com a exceção do problema da excentricidade das sobrecargas.

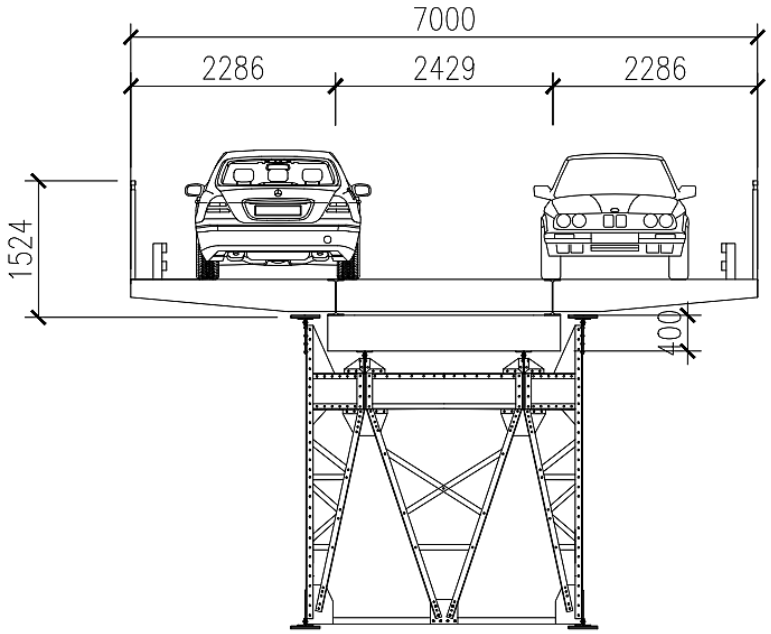


Fig.3.7 – 3ª Hipótese para o alargamento do tabuleiro existente.

3.5. APRESENTAÇÃO DA PROPOSTA DO TABULEIRO RODOVIÁRIO

3.5.1. DESCRIÇÃO GERAL

A proposta de alargamento do tabuleiro consiste na introdução de uma nova estrutura metálica, sobre a qual assenta a superfície rodoviária, e que é responsável por transmitir as cargas de tráfego à estrutura existente (Fig.3.8 e 3.9).

Relativamente à nova estrutura, as duas longarinas (IPE 450) encontram-se apoiadas nas carlingas que por sua vez assentam sobre as travessas (HEA 360). As travessas estão apoiadas elasticamente nas antigas longarinas, sendo fixadas por intermédio de parafusos. As carlingas são constituídas por vários perfis soldados entre si – HEB 450 nos apoios; HEB 320 entre apoios e HEB 220 na extremidade da consola. Além disso são introduzidos contraventamentos horizontais entre as longarinas e as carlingas do novo tabuleiro, junto ao banzo superior das longarinas. Este contraventamento horizontal forma uma estrutura auxiliar constituída por elementos esbeltos de travamento, dispostos em cruz (cruz de

Stº André), que em conjunto com as longarinas e as carlingas do tabuleiro formam uma treliça no plano horizontal. Por sua vez esta treliça aumenta a rigidez estrutural do tabuleiro face às ações horizontais transversais (ação do vento e ação sísmica), reduzindo as vibrações da estrutura.

As vigas de bordadura são compostas por perfis metálicos UPN 220.

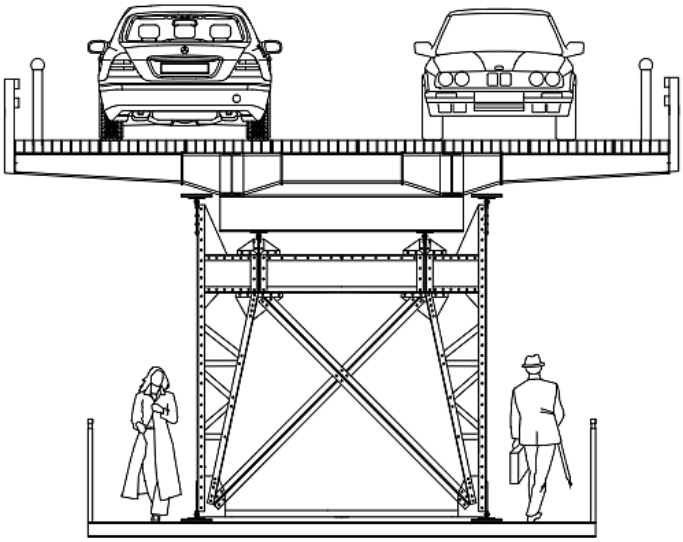


Fig.3.8 – Solução proposta para o alargamento do tabuleiro existente (solução adotada).

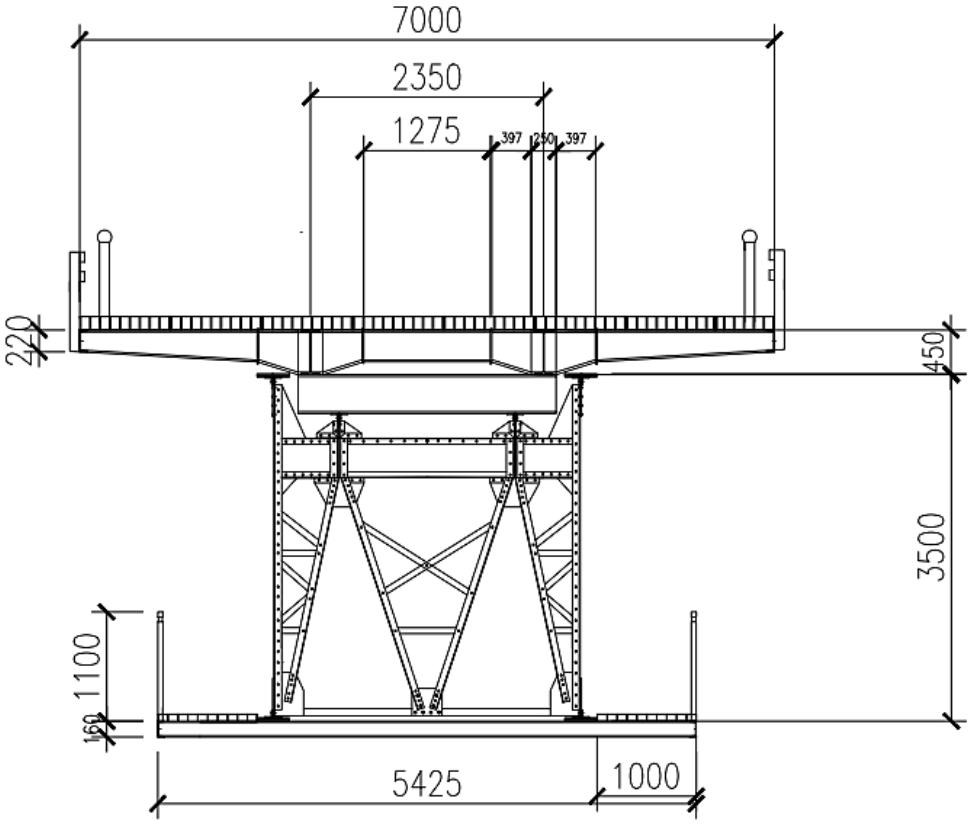


Fig.3.9 – Solução proposta para o alargamento do tabuleiro existente (solução adotada).

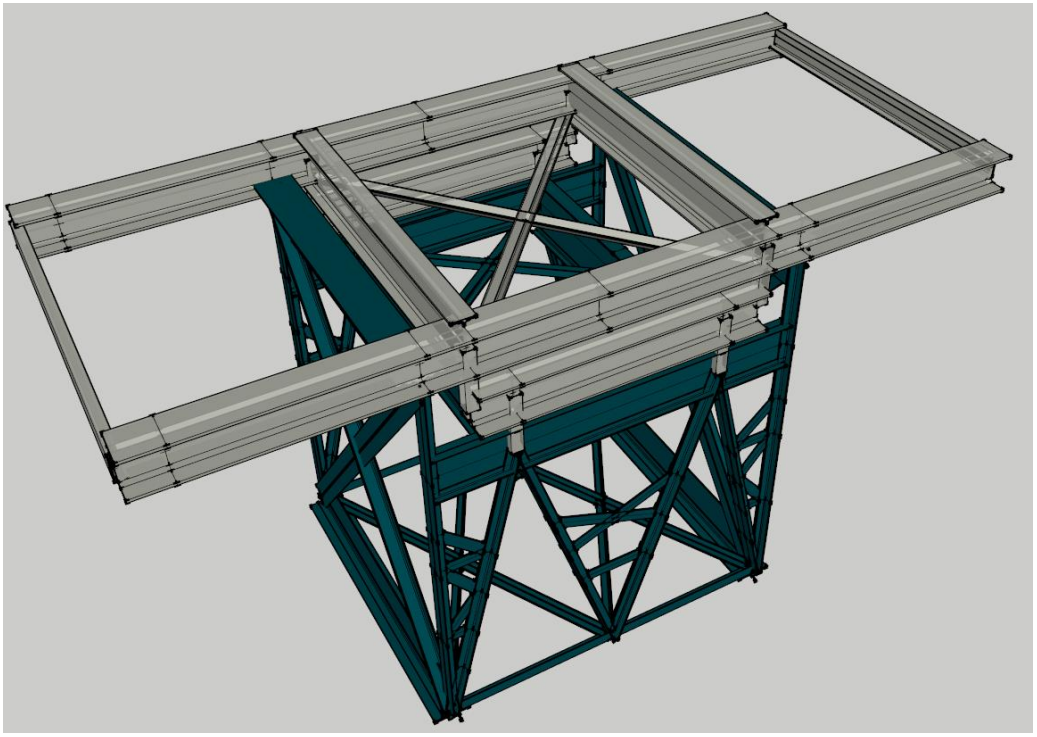


Fig.3.10 – Representação em 3D da solução proposta para o alargamento do tabuleiro existente.

3.5.2. MAQUETE

A elaboração da maquete, em cartolina, à escala 1/20 de uma parte do tabuleiro da ponte (módulo geral) permitiu avaliar o impacto do alargamento do tabuleiro na estrutura existente e verificar o desequilíbrio da plataforma rodoviária provocado pela circulação de veículos apenas ao longo de uma das duas vias do tabuleiro.

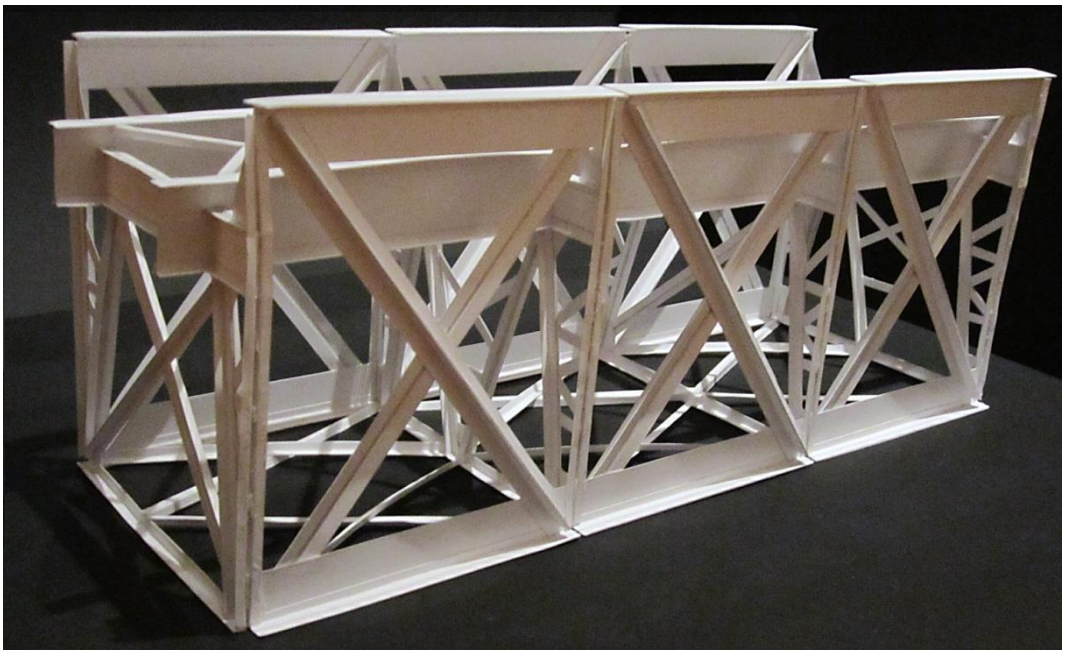


Fig.3.11 – Maquete em cartolina, à escala 1/20, de uma parte do tabuleiro da ponte (módulo geral).

Fig.3.12 – Vista lateral da maquete realizada.

.

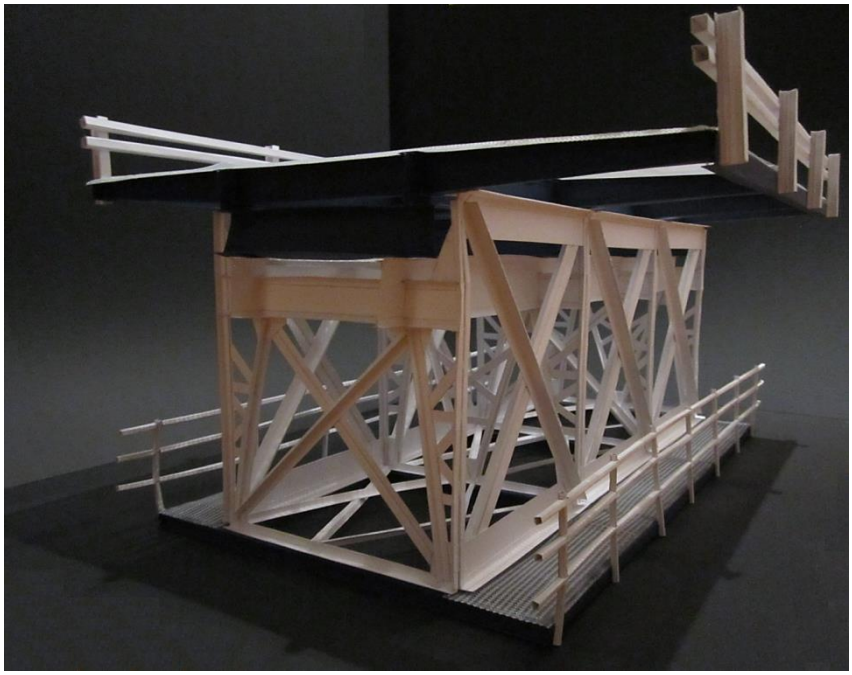


Fig.3.13 – Modelo físico da solução proposta para o alargamento do tabuleiro existente.

3.5.3. PASSADEIRA PEDONAL

Os passeios foram colocados por baixo do tabuleiro da ponte para permitir uma menor largura do tabuleiro rodoviário e, consequentemente, um menor comprimento das consolas.

Por forma a aproveitar o miradouro privilegiado que a ponte proporciona, é realizado um alargamento do tabuleiro rodoviário no coroamento do arco, sendo necessário estabelecer a ligação desse espaço com os passeios. Esse acesso é realizado ao longo do aro superior do arco de forma a apresentar um menor impacto visual. Como os passeios se encontram por baixo do tabuleiro, na zona central da ponte estes têm que alargar para permitir que as pessoas tenham acesso ao nível da superfície rodoviária. Desta forma os passeios foram divididos em quatro zonas:

- na zona compreendida entre os encontros da ponte e os pilares assentes sobre o arco, os passeios apresentam uma largura igual a 1m (Fig.3.14);

- no espaço contido entre os pilares assentes sobre o arco e o início do módulo do tabuleiro de altura variável (dos 3,5m para os 0,9m), os passeios apresentam uma variação linear da largura de 1m até aos 2m (Fig.3.16);
- no local associado ao módulo do tabuleiro de altura variável, o passeio é inclinado para acompanhar o desenvolvimento do aro superior do arco e a sua largura apresenta uma variação linear de 2m até aos 3,5m (Fig.3.17 e 3.18);
- no trecho ao nível da superfície rodoviária os passeios possuem uma largura de 1,5m (Fig.3.19).

O pavimento do passeio é do mesmo género do empregue no tabuleiro rodoviário, embora seja menos resistente e, dessa forma, é mais leve. Apesar de se integrar melhor esteticamente na ponte, este tipo de piso pode suscitar algum receio por parte dos utilizadores, dado que se trata duma grade metálica e, desse modo, poder parecer frágil. Para além disso, dada a altura da ponte, este género de pavimento pode suscitar a ocorrência de vertigens por parte dos utilizadores.

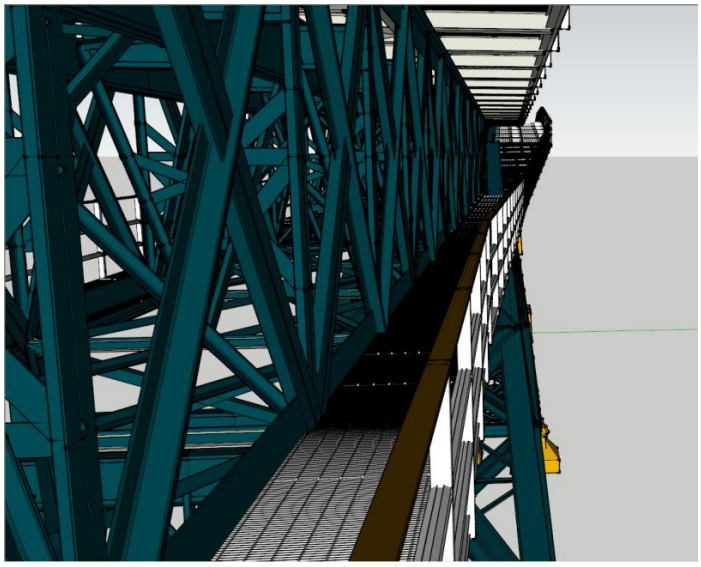


Fig.3.14 – Passeio na zona do tabuleiro que se situa fora da zona do arco.

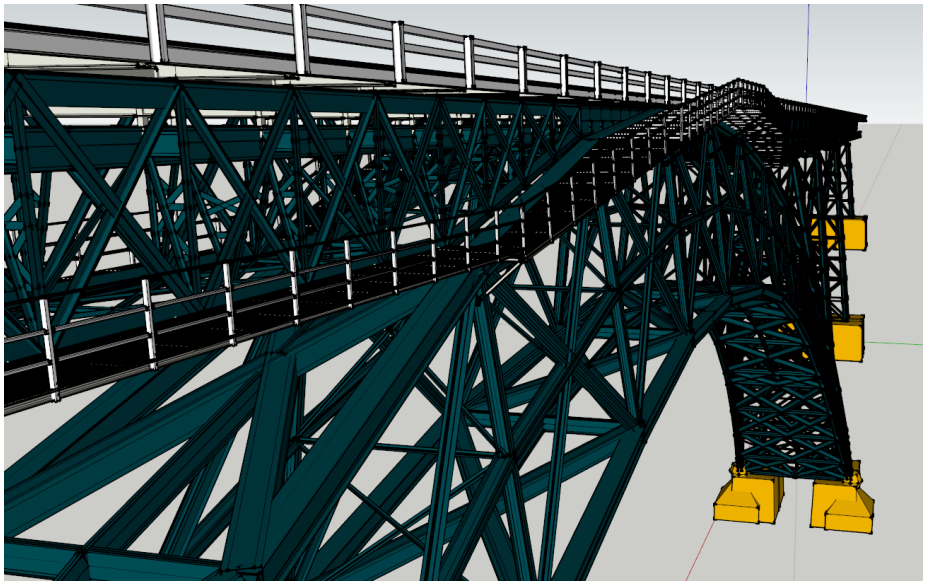


Fig.3.15 – Passeio na zona de transição do tabuleiro para o arco.

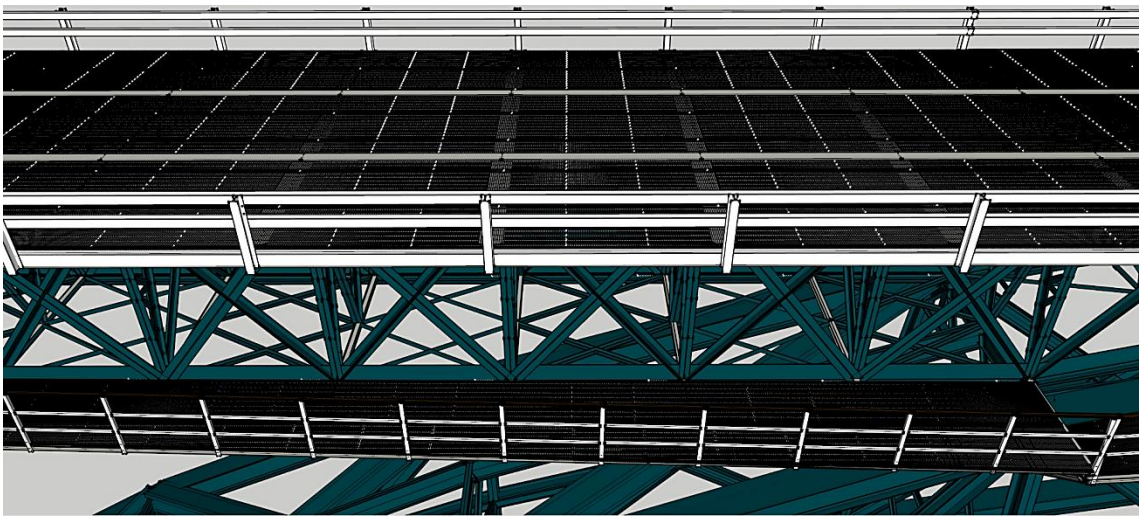


Fig.3.16 – Zona de variação linear da largura do passeio de 1m até aos 2m.

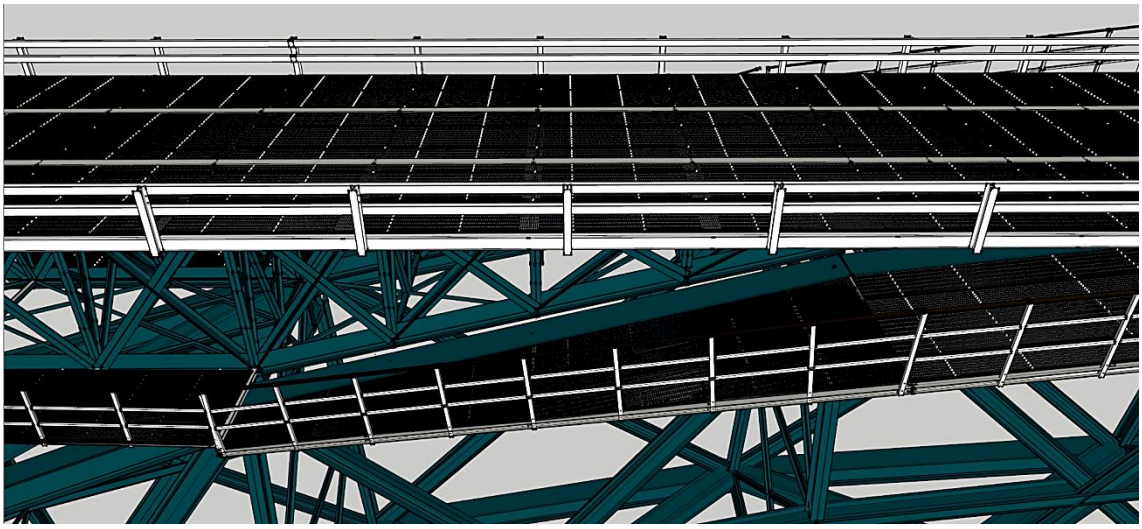


Fig.3.17 – Variação da inclinação e da largura dos passeios na zona do tabuleiro de altura variável.

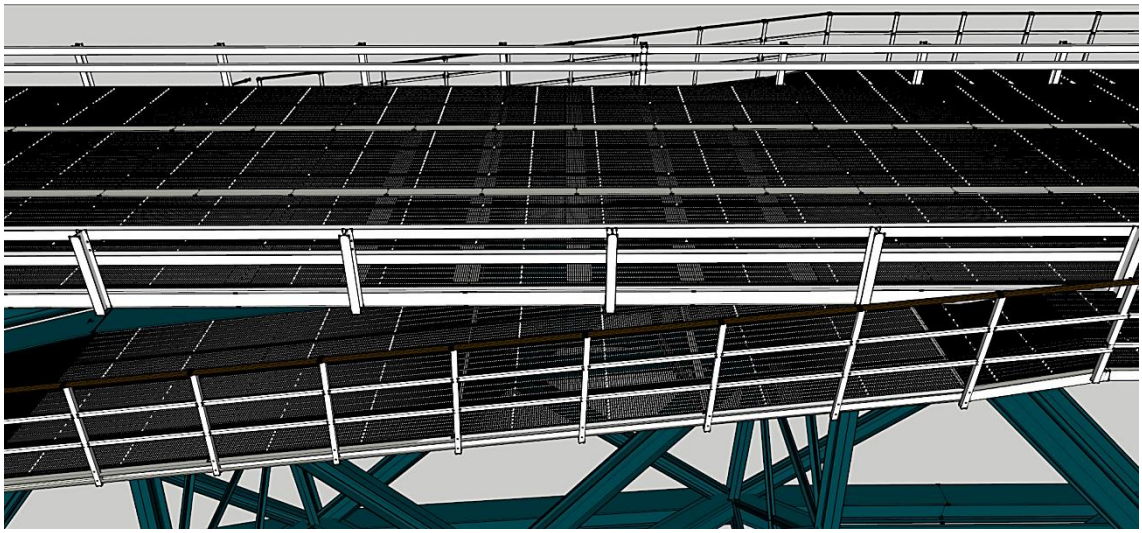


Fig.3.18 – Variação da inclinação e da largura dos passeios na zona do tabuleiro de altura variável.

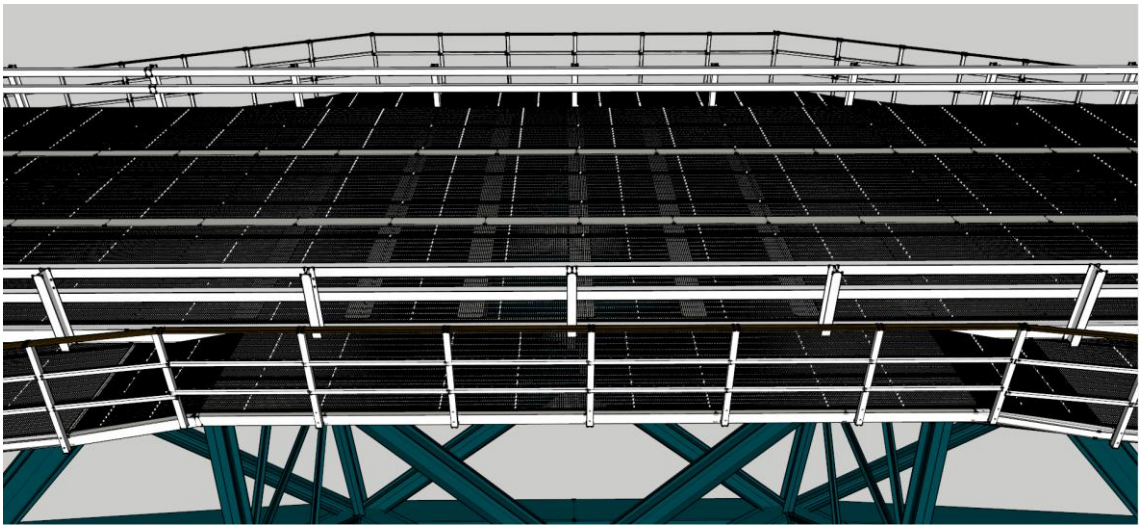


Fig.3.19 – Zona de coroamento do arco.

3.5.4. MATERIAL

A nova estrutura do tabuleiro da ponte é toda constituída por perfis em aço laminado a quente, sendo que a carlinga é composta por soldadura de vários perfis laminados.

O aço é uma liga de ferro e carbono (entre 0,008 a 2,11%) suscetível de adquirir por tratamento mecânico e térmico, diferentes características. O teor em carbono do aço altera significativamente as suas propriedades mecânicas.

O aço estrutural laminado a quente é um material com um elevado módulo de elasticidade (210 GPa) e com uma elevada resistência mecânica (235 a 460 MPa), sendo por isso empregue na conceção de estruturas esbeltas e leves. Além disso este material responde de forma semelhante quando solicitado à tração ou à compressão, uma vez que as suas características mecânicas são independentes da direção considerada – isotropia. Apesar destas vantagens o aço apresenta um coeficiente de dilatação térmica elevado (12×10^{-6}/ºC), e desta forma variações significativas da temperatura alteram a sua geometria, modificando os esforços instalados. Como já mencionado anteriormente, a corrosão é uma patologia frequente em estruturas metálicas, sendo necessária uma manutenção regular para impedir a degradação dos elementos estruturais.

3.5.5. PARAFUSOS

Os parafusos empregues nas componentes que foram acrescentadas ao tabuleiro são pré-esforçados, de classe 10.9.

3.5.6. LIGAÇÃO DA NOVA ESTRUTURA À EXISTENTE

A fixação da nova estrutura do tabuleiro à existente é estabelecida por meio de parafusos de classe 10.9, introduzidos na zona de contacto entre a nova travessa e as longarinas existentes. Estes parafusos são responsáveis por transmitir os esforços de frenagem à estrutura atual e por impedir o levantamento do tabuleiro no caso de apenas circularem veículos ao longo de uma das duas vias propostas na ponte, dado que estes se deslocam praticamente na zona em consola da plataforma rodoviária.

3.5.7. PAVIMENTO

A solução adotada para o pavimento do tabuleiro rodoviário é designada em inglês por *open grid steel deck*. Este tipo de piso é muito aplicado em pontes movediças, em pontes onde se pretende aumentar as cargas atuantes e na reabilitação de pontes antigas, uma vez que o seu peso próprio é menor do que o dos tabuleiros em betão. Desta forma permite reduzir as ações permanentes sobre a ponte, constituindo por si só uma forma de reforço global da estrutura.

O *open grid steel deck* é produzido em fábrica, em módulos, que são posteriormente transportados para o local da obra para serem instalados sobre a estrutura do tabuleiro. É constituído por elementos primários e secundários electrossoldados entre si. Os elementos primários (principais) expandem-se entre as vigas adjacentes (carlingas ou longarinas do tabuleiro) e os elementos secundários (barras transversais) desenvolvem-se entre os elementos primários, interligando-os. Deste modo a grade metálica do pavimento é apoiada na grelha do tabuleiro formada por longarinas e carlingas. Este pavimento é usualmente produzido em aço inox para oferecer maior resistência à ação dos agentes atmosféricos. [47]

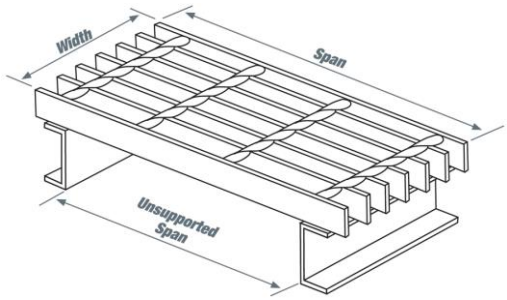
Este género de pavimento apresenta algumas vantagens, nomeadamente, permite uma instalação rápida e prática dos seus módulos em obra, os seus painéis são facilmente transportados e guardados, proporciona uma vistoria mais simples dos elementos em aço que fazem parte do seu sistema de suporte (carlingas e longarinas), é uma solução económica e oferece menor resistência às correntes verticais de ar, reduzindo a ação do vento sobre o tabuleiro da ponte. Dado que o piso não é preenchido por betão, este possibilita a passagem da água e de outros detritos por entre os orifícios da grade, não necessitando da implantação de um sistema de drenagem. [48] e [49]

Associado à sua leveza está o facto de proporcionar uma maior exposição de toda a estrutura de suporte à ação de agentes exteriores, permitindo a deposição de detritos e de água nos elementos estruturais do tabuleiro [47]. Como tal o processo de degradação da estrutura é mais rápido, sendo necessário uma maior manutenção. Outra desvantagem do pavimento metálico é a pouca resistência oferecida à derrapagem dos pneus dos veículos, principalmente com o piso molhado, sendo utilizada uma superfície dentada para aumentar o atrito entre o pavimento e os pneumáticos. Esta solução requer especial atenção no modo de ligação do pavimento à estrutura do tabuleiro, por forma a atenuar o ruído produzido aquando do atravessamento da ponte por parte das viaturas. Além disso este género de piso é propício a fissurar por fadiga nas zonas de soldadura e no próprio material da grade.

Apesar das desvantagens mencionadas, foi escolhido este pavimento porque é uma solução utilizada há mais de 50 anos, sendo o seu desempenho e comportamento bem conhecidos. Além disso é uma solução económica e constitui em si mesma uma ação de reforço global da estrutura.

Fig.3.20 – Módulo do *open grid steel deck* (reproduzido de [59]).

Relativamente ao modo como o pavimento é instalado no tabuleiro da ponte, o open grid steel deck pode ser directamente ligado às carlingas (Fig.3.21) ou podem ser introduzidos pequenos perfis entre as carlingas sendo o piso colocado sobre esses perfis (Fig.3.22), o que permite nivelar o pavimento no caso de existirem cobre-juntas entre as carlingas e as longarinas. A primeira alternativa obriga a usar um piso mais resistente, dado que o vão livre é superior, e como tal a sua altura e o seu peso são maiores. Enquanto a segunda opção permite um piso menos resistente, uma vez que o vão livre é menor (funcionamento na direção transversal do tabuleiro), sendo a sua altura e o seu peso menores.



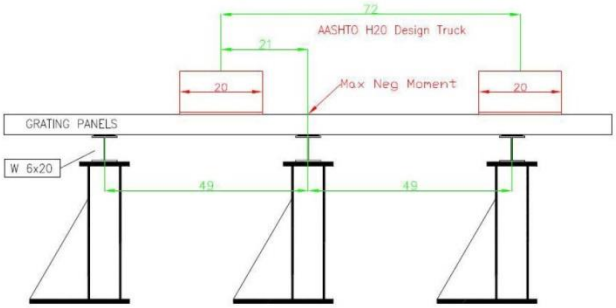


Fig.3.21 e Fig.3.22 – Tipo de instalação do *open grid steel deck* (reproduzido de [60]).

3.5.8. CONECTORES DO PAVIMENTO

Para assegurar que todos os módulos metálicos que compõem o pavimento permanecem nas respetivas posições, são introduzidos vários fixadores em cada módulo do pavimento.

O fixador adotado consiste numa placa metálica soldada às barras principais do pavimento, que depois é aparafusada no elemento de suporte, permitindo deste modo a posterior remoção do módulo do pavimento com rapidez e simplicidade (Fig.3.23 e 3.24). Além disso este tipo de fixação não danifica os pneus dos veículos.

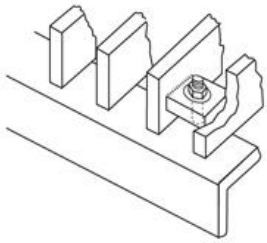


Fig.3.23 e Fig.3.24 – Tipo de fixação do *open grid steel deck* (reproduzido de [61] e [62]).

3.5.9. JUNTAS DE DILATAÇÃO

Como a plataforma de suporte do pavimento rodoviário está ligada à estrutura existente, as juntas de dilatação da parte nova e da atual são coincidentes. Deste forma a estrutura adicionada apresenta duas juntas de dilatação, de 6cm cada, nas extremidades do tabuleiro central da ponte (zona de transição entre o tabuleiro de altura constante e o tabuleiro de altura variável), e ainda uma junta no encontro da ponte no lado do Porto.

Relativamente ao pavimento metálico o fabricante estipula 6mm de afastamento transversal entre módulos e 1cm de afastamento longitudinal entre módulos, prevenindo deste modo a alteração das dimensões de cada módulo provocadas pela variação da temperatura.

3.6. PROCESSO CONSTRUTIVO

Para avaliar a exequibilidade da proposta é apresentado um estudo do processo construtivo que pode ser adotado para a concretização da intervenção. O processo construtivo depende das condições de acessibilidade do local da obra, do custo dos trabalhos envolvidos, das condições de segurança durante a realização dos trabalhos, dos prazos de execução das diversas tarefas e da capacidade técnica do construtor.

Tendo como base as características do local e da estrutura, bem como as intervenções que foram realizadas na ponte Maria Pia, na ponte Eiffel e na ponte Luiz I, o processo construtivo proposto é organizado do modo a seguir apresentado.

- Realização de uma estrutura de andaimes apoiada na ponte para permitir o acesso a todos os locais da obra de arte (Fig.3.25 e 3.26), e desse modo proporcionar a realização dos trabalhos de inspeção dos elementos estruturais e das ligações entre esses elementos, bem como os trabalhos de reforço e de reabilitação de alguns desses elementos.

Fig.3.25 – Estrutura de andaimes montada no decurso da intervenção na ponte Maria Pia, em 2009 (reproduzido do Google maps).

Fig.3.26 – Estrutura de andaimes montada no decurso da intervenção na ponte Luiz I, em 2005 (adaptado da Grid International – [56]).

- Realização dos trabalhos de decapagem da estrutura.

- Implantação do estaleiro de obra na margem de V. N. de Gaia dado que na margem do Porto o terreno é acidentado e o espaço disponível é reduzido, para além de que o lado de Gaia apresenta melhores condições de acesso por parte dos veículos pesados (Fig.3.27).

Fig.3.27 – Área disponível para o estaleiro de obra em V.N. de Gaia e respetivos acessos (adaptado do Google maps).

- Remoção dos guarda-corpos existentes no tabuleiro da ponte. A execução destes trabalhos deve ser desenvolvida de modo a não danificar os elementos estruturais que se vão manter.

- Montagem dos módulos do tabuleiro rodoviário no estaleiro. Realização das ligações aparafusadas entre carlingas, longarinas e travessas, originando deste modo um módulo da plataforma de suporte do pavimento rodoviário constituído por duas carlingas, duas travessas, duas longarinas e os contraventamentos horizontais ao nível do banzo superior das longarinas (Fig.3.28). Ligação dos vários módulos do pavimento rodoviário (*open grid steel deck*) aos módulos da plataforma de suporte (Fig.3.29). Desta forma o número de tarefas a serem

realizadas pelos trabalhadores sobre a estrutura da ponte é menor, aumentando a sua segurança e a qualidade de execução dos trabalhos.

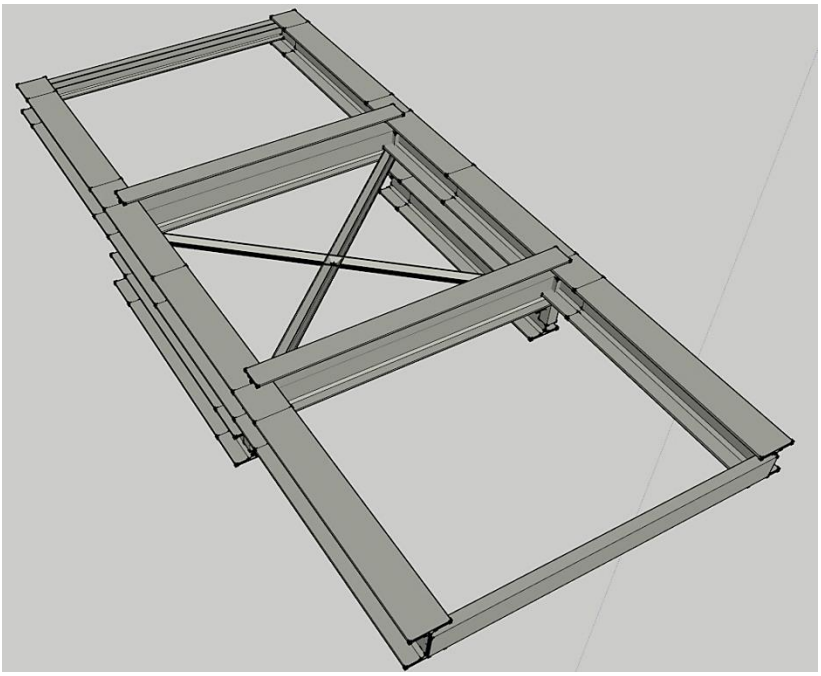


Fig.3.28 – Modulo do tabuleiro a ser montado em estaleiro.

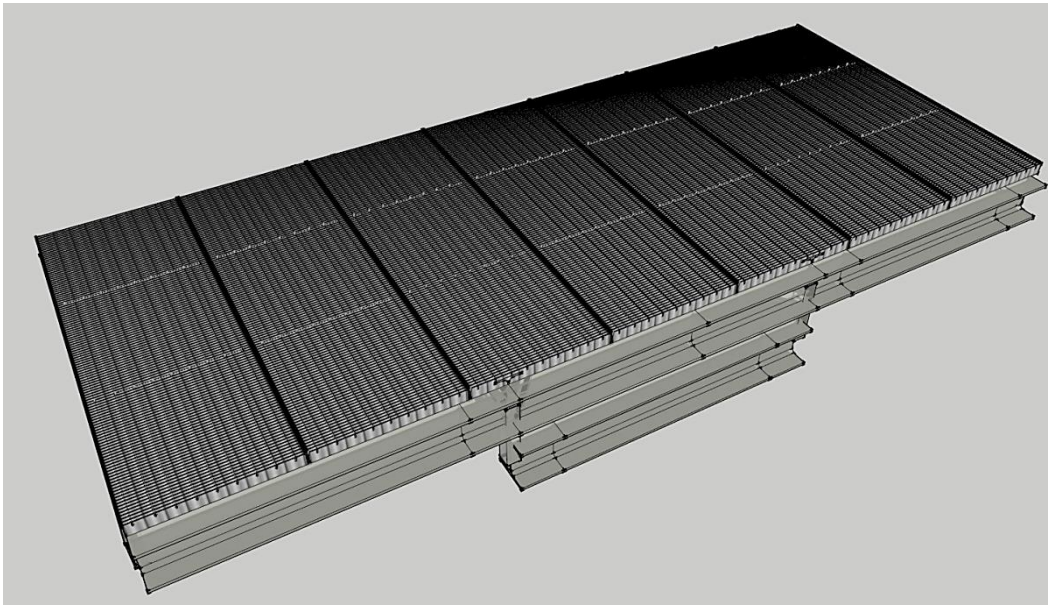


Fig.3.29 – Instalação dos módulos do pavimento (*open grid steel deck*) sobre a plataforma de suporte.

- Para o transporte e colocação dos módulos do tabuleiro é utilizado um guindaste ferroviário (Fig.3.31 e 3.32) que se desloca sobre os carris ainda existentes no tabuleiro da ponte (Fig.3.30). O módulo do novo tabuleiro é instalado no guindaste, no banco de montagem do lado de Gaia, sendo em seguida transportado para o lado do Porto (Fig.3.33 a 3.35). Desta

forma a instalação do novo tabuleiro é realizada a partir do encontro no lado do Porto, sendo instalado troço a troço, à medida que se vão retirando os carris e as travessas de madeira existentes no tabuleiro da ponte.

Fig.3.30 e 3.31 – Travessas de madeira e carris existentes no tabuleiro da ponte (à esquerda) e um exemplo de equipamento de transporte do módulo do tabuleiro (à direita).

Fig.3.32 – Exemplo do equipamento de transporte do módulo do tabuleiro.

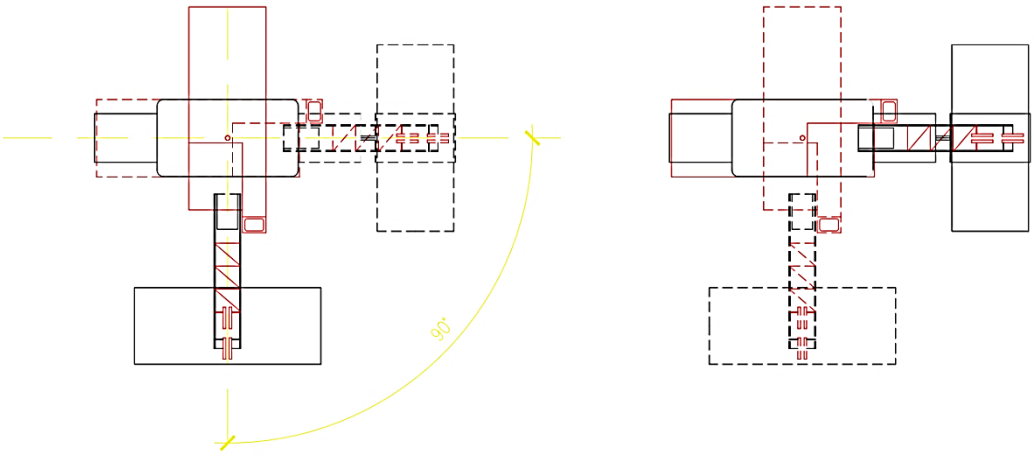


Fig.3.33 – Instalação dos módulos do tabuleiro no equipamento de transporte.

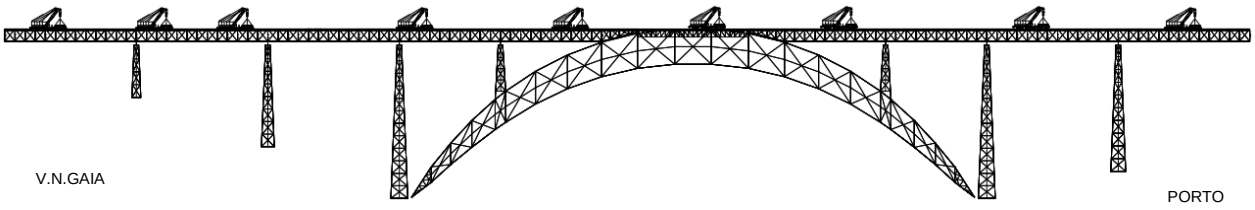


Fig.3.34 – Transporte do módulo do tabuleiro ao longo da ponte, no sentido Gaia - Porto.

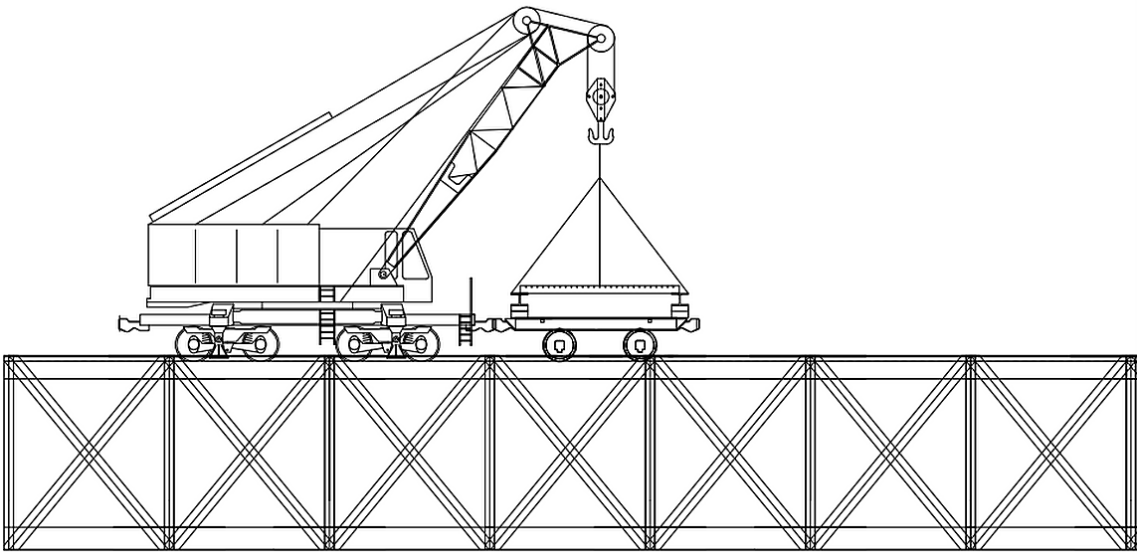


Fig.3.35 – Transporte do módulo do tabuleiro.

- Ligação da nova estrutura à existente (Fig.3.36). Os módulos a serem instalados coincidem com a posição dos montantes que constituem as vigas principais em treliça do tabuleiro, sendo necessário fixar as novas travessas às longarinas existentes. Após serem fixados dois módulos consecutivos do tabuleiro é necessário estabelecer a união entre eles através das novas longarinas. Realização da ligação aparafusada carlinga-longarina e instalação dos respetivos módulos do pavimento rodoviário.

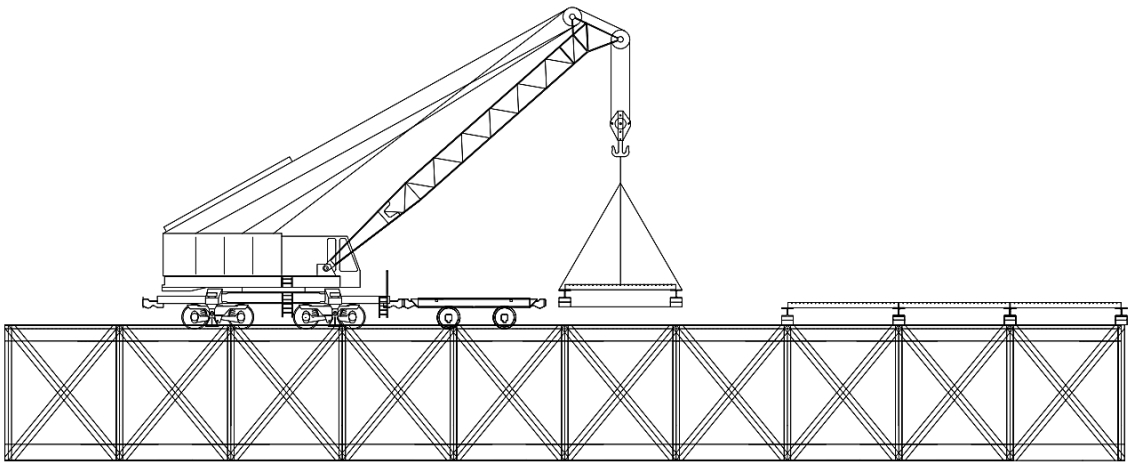


Fig.3.36 – Instalação dos módulos do novo tabuleiro.

- Instalação dos passeios.
- Verificação da qualidade da estrutura por intermédio da realização de ensaios de carga na supra e infra-estrutura.
- Instalação das guardas e dos equipamentos de iluminação.
- Pintura da estrutura.
- Desmontagem dos andaimes.

3.6. IMPACTO VISUAL

Para avaliar a razoabilidade da proposta é conveniente proceder a uma análise do impacto visual, no meio envolvente, da intervenção no seu conjunto.

Com base nas condicionantes já mencionadas neste capítulo foram identificadas algumas soluções que permitissem contornar esses obstáculos. Por sua vez essas hipóteses de intervenção foram desenvolvidas e aprimoradas através da análise do impacto visual da proposta, por meio de ferramentas 3D do programa *AutoCad 2014* e do *SketchUp Pro 2015*. Esses programas permitiram a criação de modelos 3D do nó de ligação na margem do Porto e da própria estrutura da ponte.

De modo a avaliar o impacto visual da construção de um viaduto na margem do Porto, foram assumidos alguns pressupostos (regras de conceção) para a sua possível configuração geométrica, uma vez que não houve oportunidade de dimensionar essa estrutura.

Segundo Fritz Leonhardt, as soluções em laje maciça são indicadas para pontes enviesadas ou para pontes de largura variável, com pequenos vãos (entre 20m e 30 m), com altura da laje variável ao longo dos vãos e com uma esbeltez do tabuleiro próxima de L/20 (L é a extensão do vão). [10]

Neste estudo considera-se um tabuleiro em laje maciça (semelhante ao das estruturas das Fig.3.39 a 3.42), em que o sistema estrutural principal e o tabuleiro constituem uma peça única, permitindo uma execução simples e uma boa distribuição transversal dos esforços. No entanto, esta solução apresenta um elevado consumo de betão e, consequentemente, um elevado peso próprio. [10]

Para uma esbeltez do tabuleiro de L/20 e para um vão máximo do viaduto de 20m, a espessura da laje maciça é de 1m, sendo admitido que a espessura das consolas em secções transversais é de ℓ/10, de modo a reduzir o peso próprio do tabuleiro (ℓ – comprimento da consola).

A disposição dos pilares é condicionada pela dimensão dos vãos do viaduto e pela topografia da encosta do lado do Porto. Deste modo, a sua posição foi definida por forma a proporcionar uma menor altura dos pilares e a respeitar o valor máximo do vão do viaduto (20m). Por simplificação do desenho foram admitidos pilares cilíndricos, embora a forma geométrica dos pilares seja fulcral na estética do viaduto, dadas as suas dimensões e a sua visibilidade na margem do Porto, pelo que é essencial um estudo cuidado da sua forma geométrica. Através da comparação com algumas obras existentes de características idênticas às do viaduto em análise (Fig.3.39 a 3.42), é definido um diâmetro de 2m.

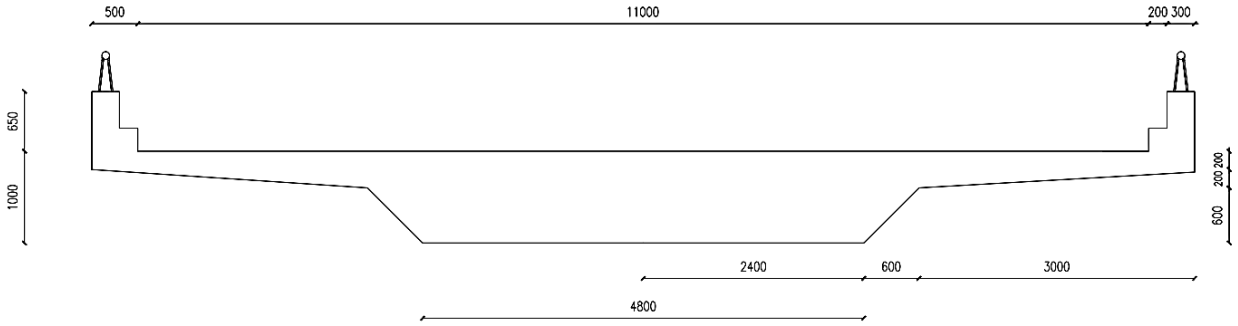


Fig.3.37 – Secção transversal admitida para o viaduto na zona do traçado em curva circular.

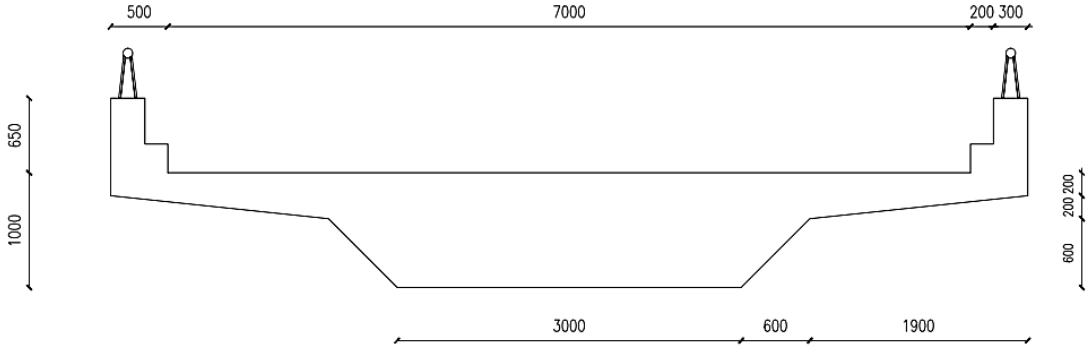


Fig.3.38 – Secção transversal admitida para o viaduto na zona do traçado em reta.

Fig.3.39 – Ponte sobre o Rio Ave, em Santo Tirso, Portugal (adaptado de Grid International – [32]).

Fig.3.40 – Ponte sobre o Rio Ave, em Santo Tirso, Portugal (adaptado de Grid International – [32]).

Fig.3.41 – Nó de interligação A10/A1, em Carregado, Portugal (reproduzido do google earth).

Fig.3.42 – Nó de Interligação A10/A1, em Carregado, Portugal (adaptado de Grid International – [33]).

Com base nas fotomontagens pode-se concluir que a estrutura adicionada ao tabuleiro existente respeita quer o traçado quer o delicado perfil da ponte Maria Pia, e que as dimensões do tabuleiro, após intervenção, permitem que o elemento estrutural mais importante desta notável obra de arte continue destacado – o grande arco metálico biarticulado.

Relativamente ao nó de ligação no acesso à cidade do Porto verifica-se que se trata de uma obra com um impacto visual significativo na paisagem, mas se for bem integrada na topografia da encosta do lado do Porto e se apresentar uma geometria cuidada de forma a respeitar as obras de arte vizinhas (a ponte Maria Pia e a ponte de São João), considera-se que é um projecto viável (ver Figs.3.43 a 3.57).

Esta proposta, para além de proporcionar uma manutenção regular da ponte Maria Pia e de facilitar os trabalhos de inspeção da estrutura, constitui um potencial para a dinamização da região. Com a concretização deste projeto há um desenvolvimento local ao nível da requalificação das margens, há uma maior oferta de infra-estruturas para a mobilidade rodoviária e pedonal e nesse sentido surge a possibilidade de integrar a ponte Maria Pia num percurso turístico, do género *bus tour*, aproveitando desse modo o potencial turístico da obra de arte. Além disso, a realização dos passeios ao nível do banzo inferior do tabuleiro possibilita o contacto directo com os seus elementos estruturais, à

semelhança do que acontece na Torre Eiffel em Paris, tornando-se na única estrutura do género a permitir tal feito, o que num cenário optimista pode tornar esta obra de arte numa das principais atrações turísticas da cidade.

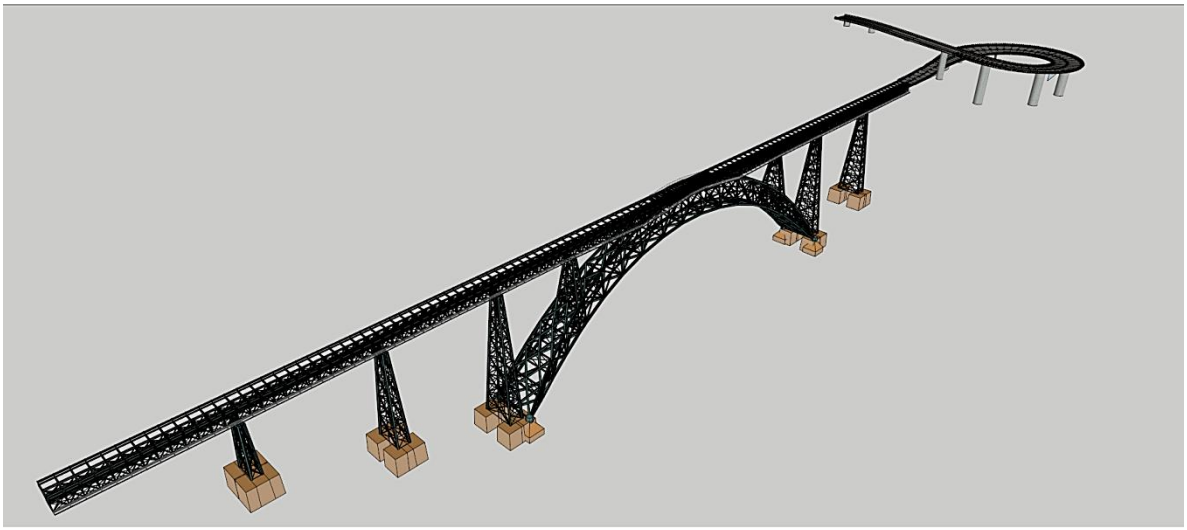


Fig.3.43 – Modelo 3D da ponte Maria Pia e do viaduto já com as alterações associadas à presente proposta.

Fig.3.44 – Impacto visual da presente proposta na ponte Maria Pia.

Fig.3.45 – Impacto visual da presente proposta na ponte Maria Pia, coroamento do arco.

Fig.3.46 – Modelo 3D da ponte Maria Pia e do viaduto já com as alterações associadas à presente proposta.

Fig.3.47 – Pormenor da presente proposta no coroamento do arco.

Fig.3.48 – Acesso proposto para a margem do lado do Porto.

Fig.3.49 – Relação do viaduto proposto com a ponte de São João.

Fig.3.50 – Impacto visual da presente proposta na encosta do lado do Porto.

Fig.3.51 – Impacto visual da presente proposta no lado de jusante da ponte Maria Pia.

Apresentação de algumas ilustrações da proposta com guarda corpos verticais ao nível dos passeios.

Fig.3.52 – Passeio na zona de transição do tabuleiro para o arco com guarda corpos vertical.

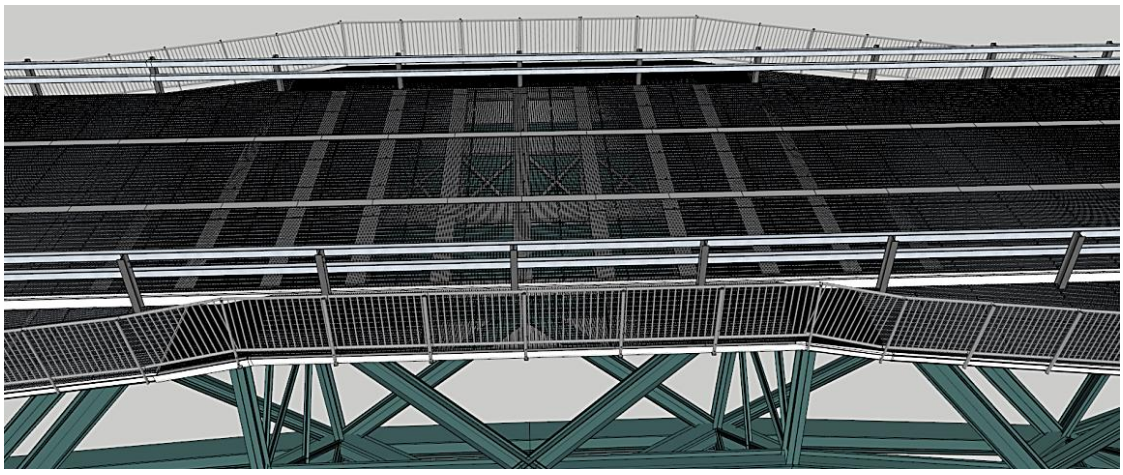


Fig.3.53 – Zona de coroamento do arco com guarda corpos vertical.

Fig.3.54 – Impacto visual da presente proposta, com guarda corpos vertical, na ponte Maria Pia.

Fig.3.55 – Impacto visual da presente proposta na ponte Maria Pia, coroamento do arco (guarda corpos vertical).

Fig.3.56 – Pormenor da presente proposta no coroamento do arco (guarda corpos vertical).

Fig.3.57 – Relação do viaduto proposto com a ponte de São João (guarda corpos vertical).

4

MODELAÇÃO ESTRUTURAL DA PONTE MARIA PIA

4.1. ASPETOS GERAIS

4.1.1. DESCRIÇÃO GERAL

Como a ponte apresenta uma elevada dimensão, nomeadamente um elevado número de nós e de barras, a sua modelação foi estruturada em três partes distintas – o tabuleiro, o arco e os pilares metálicos. Esta divisão facilitou a modelação estrutural, simplificando qualquer modificação que fosse necessário efectuar. Desta forma existe a possibilidade de retirar uma das partes, proceder às respetivas alterações e voltar a adicionar a parte corrigida à estrutura global. O sistema de eixos é cartesiano, sendo o eixo x coincidente com o eixo longitudinal da ponte (sentido Gaia-Porto), o eixo y com a direção transversal da ponte (largura do tabuleiro no sentido montante-jusante) e por fim o eixo z com a direção vertical (sentido ascendente positivo). A origem coincide com o 1º tramo do lado de Vila Nova de Gaia.

Dada a complexidade da estrutura em análise e a dificuldade em obter com rigor os dados geométricos associados à secção transversal dos elementos que constituem a ponte, o levantamento dessas características geométricas (a espessura das chapas, a altura das chapas, entre outras dimensões básicas) seria um trabalho muito moroso, pelo que se admite na modelação realizada da estrutura, as secções apresentadas na tese - "Bridge Insvetigation of A Ponte Maria Pia" [58]. Com base em fotografias e na bibliografia existente foi possível verificar que existem algumas diferenças, mas que na generalidade dos casos, as características adotadas são semelhantes.

Elementos consultados na elaboração do modelo tridimensional da ponte:

- "Estudo da Viabilidade de Utilização da Ponte Luiz I pelo Metro Ligeiro do Porto" - [11];
- "Caracterização do Comportamento Dinâmico da Ponte Maria Pia" – [9];
- "The Maria Pia Bridge: A major work of structural art" – [8];
- "Ponte Maria Pia – A obra-prima de Seyrig" – [4];
- Planta do corte transversal do tabuleiro na transição tabuleiro-arco – Refer;
- Fotografias tiradas no local pelo autor;
- Modelo Tridimensional elaborado no âmbito da tese "Bridge Insvestigation of A Ponte Maria Pia" – [58].

4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DA PONTE MARIA PIA

A caracterização geométrica da ponte foi realizada com base nos elementos referidos no ponto anterior. A ponte é constituída por um tabuleiro de 353,75 m, desde o coroamento superior do encontro de Gaia ao coroamento superior do encontro do Porto, por um arco de 160m de corda, por cinco pilares metálicos com socos de cantaria e por dois pilares fixos sobre o arco (Fig.4.1 e 4.2).

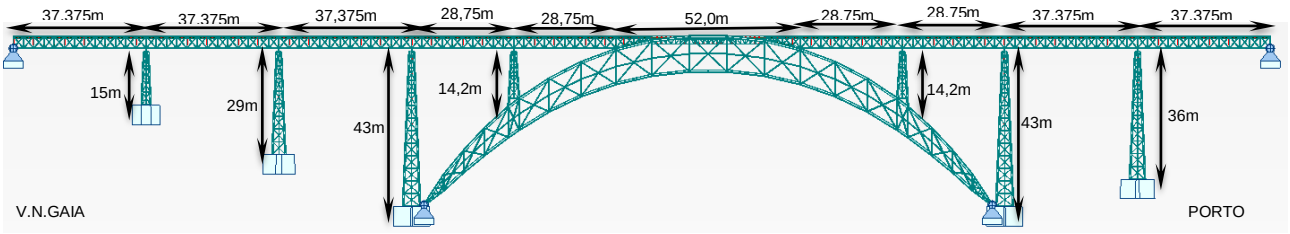


Fig.4.1 – Modelo tridimensional da ponte Maria Pia

Fig.4.2 – Ponte Maria Pia e ponte de São João no Porto.

4.2.1. TABULEIRO

O tabuleiro da ponte pode ser dividido em três partes diferentes: o tabuleiro lateral do lado de Vila Nova de Gaia (169,625m de extensão), o tabuleiro lateral do lado do Porto (132,5m) e o tabuleiro central (51,88m). O tabuleiro central está solidário com o arco e separado dos tabuleiros laterais por juntas de dilatação de 0,06m, sendo que no modelo as juntas não foram representadas e, consequentemente, o tabuleiro central foi modelado com uma extensão total de 52m. O tabuleiro lateral do lado de Gaia é formado por cinco tramos – os três primeiros a contar do encontro com 37,375m e os dois últimos com 28,75m. Por sua vez o tabuleiro do lado do Porto é constituído por quatro tramos – os dois primeiros a contar do encontro com 37,375m e os dois últimos com 28,75m. Por fim, o tabuleiro central encontra-se dividido em cinco frações, cada uma com uma extensão de 10,4 m.

O tabuleiro é formado por vigas retas em cruzeta com 3,5m de altura e 3,1m de afastamento (Fig.4.3), à exceção da zona de transição tabuleiro-arco (extremidades do tabuleiro central), onde apresentam uma altura que varia entre 3,5m na vizinhança dos tabuleiros laterais e 0,9m na vizinhança do arco. As

vigas apresentam treze aspas (porção de viga entre montantes consecutivos – Fig.4.3) nos tramos de 37,375m e dez aspas nos tramos de 28,75m, deste modo os montantes consecutivos encontram-se afastados de 2,875m.

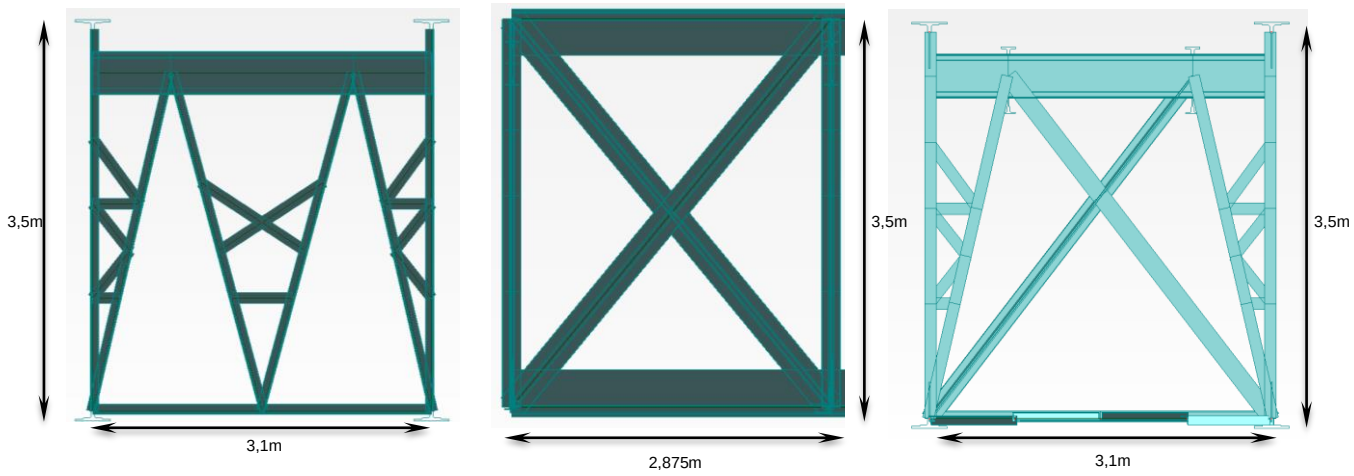


Fig.4.3 – Secção transversal de um módulo do tabuleiro lateral (ilustrações da esquerda e da direita) e alçado de uma aspa do tabuleiro (figura do centro).

4.2.2. ARCO

O arco da ponte apresenta 160m de corda e uma flecha medida no intradorso de 37,5m, sendo a altura da ponte de 62m a partir da cota de baixa-mar. O vão e a flecha do arco foram definidos em função das restrições geográficas. O arco é uma estrutura metálica biarticulada com um traçado parabólico quer em planta quer em alçado, de forma apresentar uma maior capacidade resistente às ações do vento sobre a estrutura e aos esforços resultantes de uma distribuição desigual das cargas actuantes no tabuleiro. Para resistir às ações do vento o arco apresenta na base uma largura de 15m, enquanto no topo apenas possui a largura necessária para introduzir o tabuleiro, aproximadamente 4m. Uma vez que os momentos fletores são maiores na coroa do arco e menores nos encontros, na vista em alçado da ponte, o arco apresenta uma forma crescente, isto é, o arco é mais estreito nos encontros e mais largo na coroa, sendo a altura na coroa de 10m. O arco é constituído por duas asnas circulares em grade, cujos aros têm a configuração de um caixão e as grades a forma de um T duplo [9].

4.2.3. PILARES

Como já referido anteriormente, a ponte possui cinco pilares metálicos com socos de cantaria e dois pilares metálicos fixos sobre o arco, sendo a secção transversal de todos os pilares retangular. Todos os pilares apresentam, na parte superior, as mesmas dimensões da secção – 3,1m x 1,352m e os pilares mais altos medem na base 11m por 4,8m. A altura dos pilares, a contar do lado de Gaia, é a seguinte: o pilar nº1 tem 15m; o pilar nº 2 tem 29m; os pilares nº3 e nº6 têm 43m; os pilares nº 4 e nº 5 têm 14,2m e o pilar nº7 tem 36m. Os pilares são compostos por quatro pernas de asnas reunidas por cruzetas e travessas, que por sua vez formam uma estrutura em treliça, aumentando a rigidez dos pilares.

4.3. MODELAÇÃO DA PONTE

4.3.1. MODELAÇÃO DO TABULEIRO

O desenvolvimento dos tabuleiros laterais da ponte é obtido pela repetição do módulo representado na fig.4.4, à exceção dos encontros da ponte, cujos módulos do tabuleiro apresentam a configuração ilustrada na fig.4.7. Todos os módulos que constituem os tabuleiros laterais têm 3,5m de altura, 3,1m de largura e 2,875m de comprimento.

Na zona de contacto com o arco a configuração do tabuleiro é modificada para que este possa estar contido no seu interior (Fig.4.9 e 4.11), apresentando nessa situação o aspeto ilustrado na fig.4.10. Para além destes três tipos de configuração do módulo do tabuleiro existe ainda um quarto. Este último é responsável pela suave transição entre o tabuleiro lateral e a zona de contacto com o arco. A sua configuração é representada nas figs. 4.12 e 4.13. Desta forma constata-se que as extremidades do tabuleiro central apresentam uma altura variável, dando em seguida lugar a vigas de alma cheia na zona de contacto com o arco (Fig.4.14 e 4.15). Na zona de transição, o módulo, para além de apresentar a referida variação da altura de 3,5m na vizinhança do tabuleiro lateral para 0,9m na vizinhança do arco, passa a ter um comprimento de 2,6m, mantendo a largura de 3,1m.

Na modelação houve ainda a necessidade de criar barras "fictícias", que estabelecessem a ligação entre o tabuleiro e o arco, uma vez que no modelo as barras da estrutura são representadas pelo seu eixo longitudinal e o tabuleiro encontra-se solidário com o arco (referido anteriormente). Desta forma são necessárias quatro barras para formalizar a ligação (duas de cada lado do arco).

Na realidade a viga de altura variável (módulo pertencente à zona de transição tabuleiro-arco) encontra-se apoiada no extradorso do arco por meio de rolos, permitindo o seu livre deslocamento sobre o arco, segundo a direção y. No entanto essa característica não foi considerada na modelação.

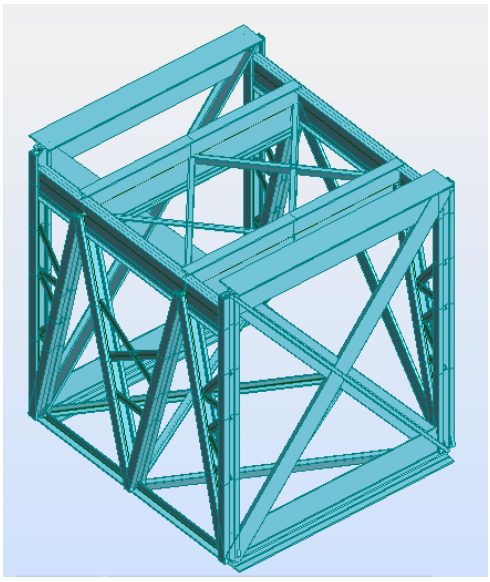
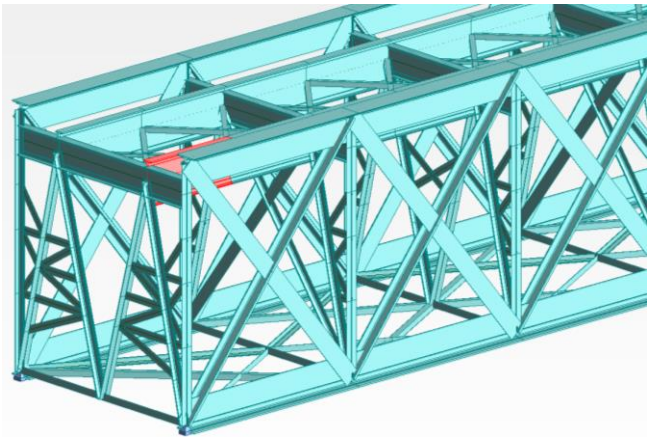
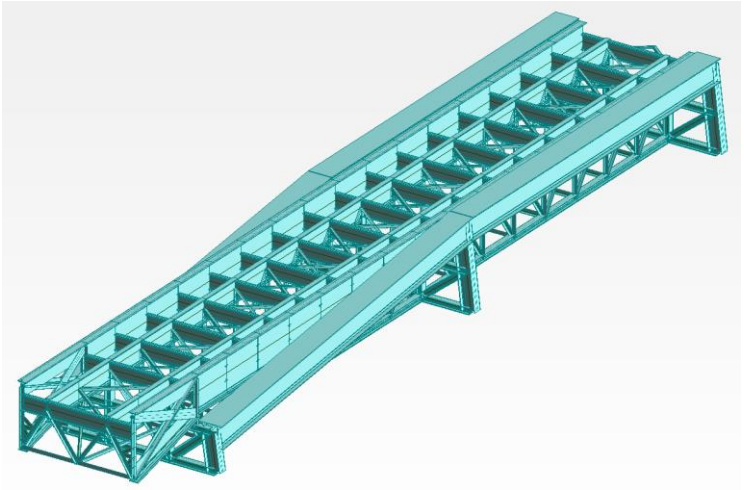


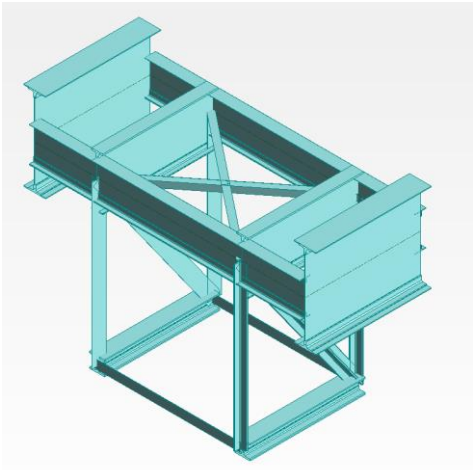
Fig.4.4 e 4.5 – Módulo do tabuleiro lateral (ilustração da esquerda) e fotografia de parte do tabuleiro entre pilares da ponte (ilustração da direita)

Fig.4.6 – Tabuleiro da ponte Maria Pia (módulo comum).



Figs.4.7 e 4.8 – Módulo do tabuleiro na vizinhança de um dos encontros da ponte (ilustração da esquerda) e fotografia do encontro da ponte do lado de Vila Nova de Gaia.





Figs.4.9 e 4.10 – Tabuleiro central apoiado no arco (à esquerda) e módulo do tabuleiro central (à direita).

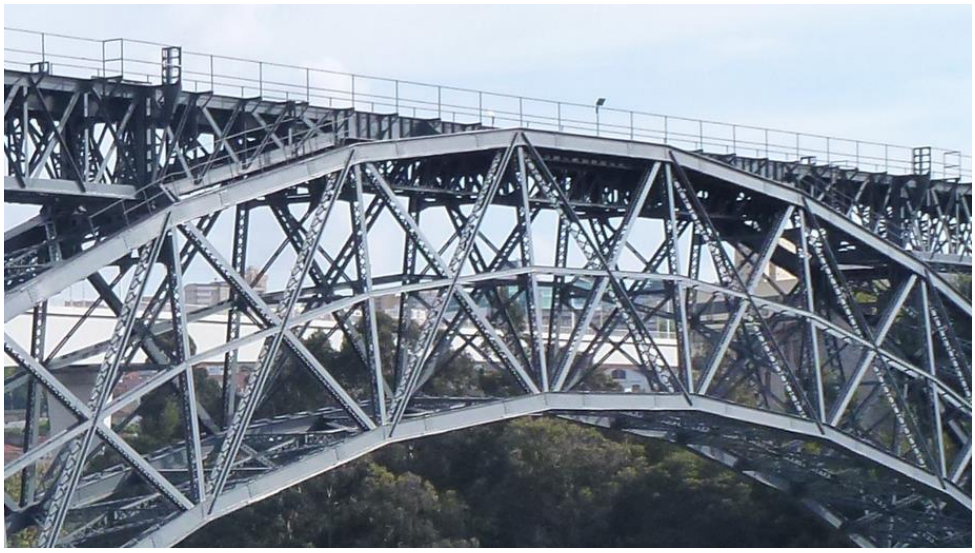
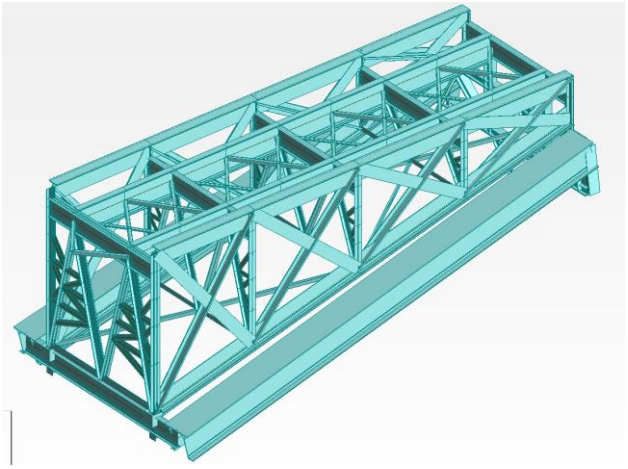
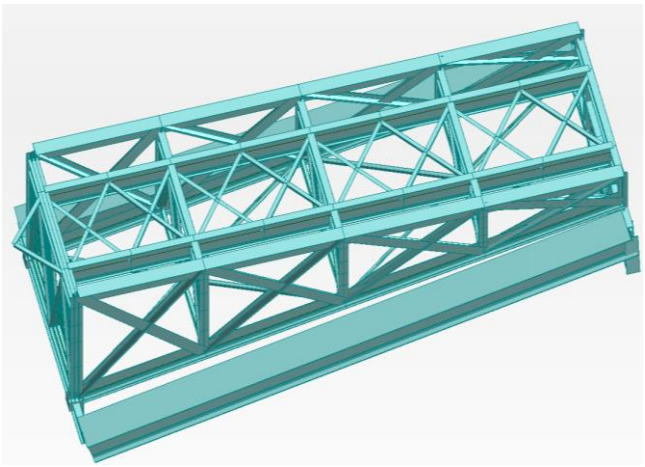


Fig.4.11 – Tabuleiro central contido no interior do arco da ponte.





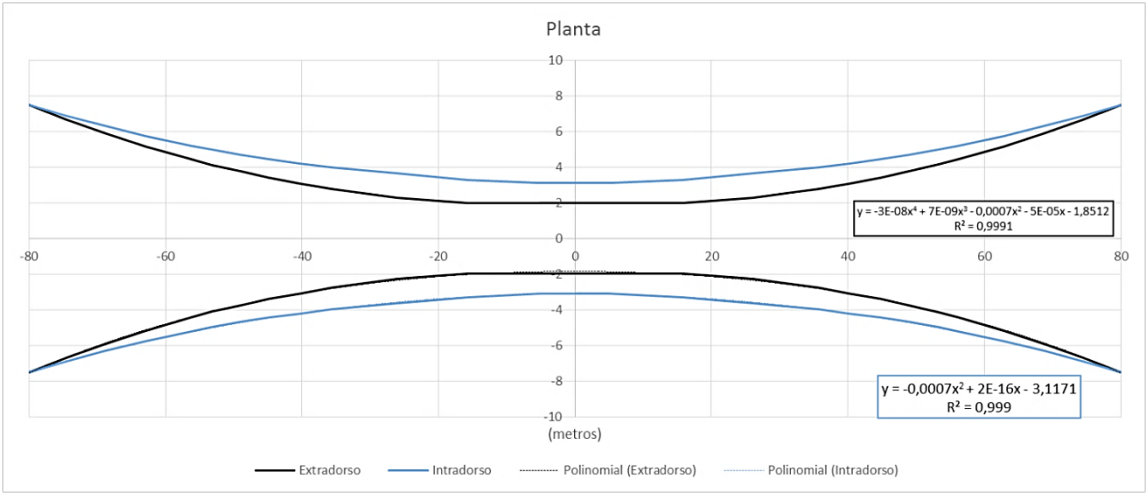
Figs.4.12 e 4.13 – Modelação da transição entre os tabuleiros laterais e o tabuleiro central.

Figs.4.14 e 4.15 – Zona de transição entre o tabuleiro e o arco.

4.3.2. MODELAÇÃO DO ARCO

O traçado do arco, como já referido anteriormente, apresenta um desenvolvimento parabólico em alçado e em planta (Fig.4.18 e 4.19), tendo sido determinadas as equações que o traduzem através das coordenadas extraídas da bibliografia existente. Na estrutura real o arco apresenta junto aos encontros uma aduela inicial formada por um único caixão que conduz a resultante das forças a um único ponto específico (apoio do arco). No entanto, no modelo esse caixão foi representado através de um triângulo que estabelece a ligação entre o apoio do arco e a primeira aduela formada por diagonais e montantes. De forma a dar rigidez a este triângulo, foi introduzida uma rede de barras que estabelece a ligação entre os aros de intradorso e de extradorso que formam o início do arco.

Como se pode constatar nas Fig.4.16 e fig.4.17 relativas à planta e ao alçado do arco, este apresenta dupla simetria – relativamente aos eixos y e x. Desta forma, a modelação do arco foi muito simplificada, uma vez que realizada a modelação de um quarto do arco, procedeu-se de seguida à realização das simetrias e por fim obteve-se as asnas circulares do arco. Para finalizar a modelação é realizada a ligação entre as referidas asnas com recurso a barras dispostas sob a forma de cruz.



Figs.4.16 – Desenvolvimento em planta do arco da ponte.

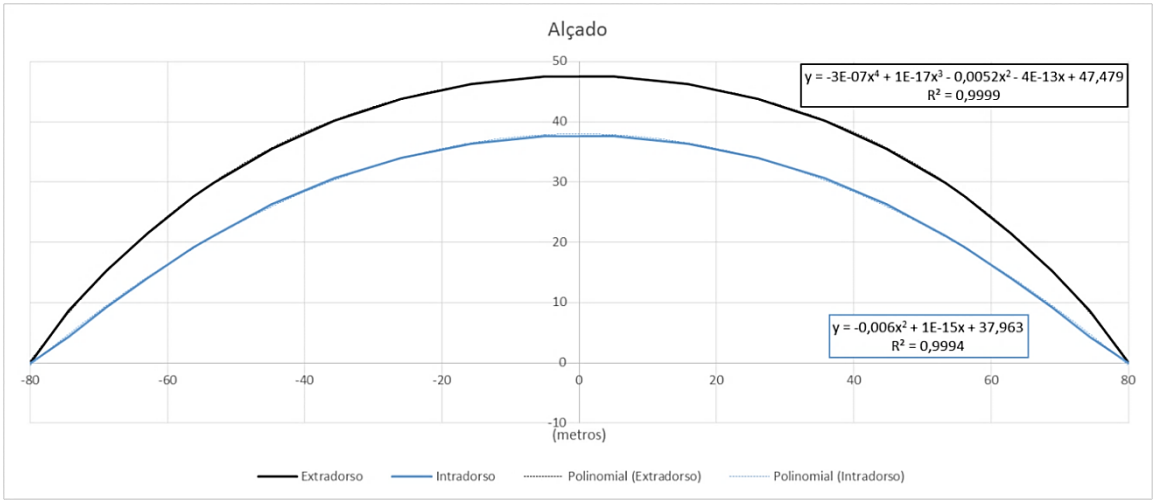


Fig.4.17 – Desenvolvimento em alçado do arco da ponte.

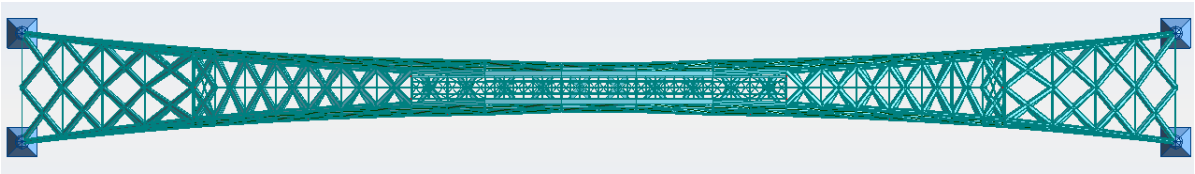
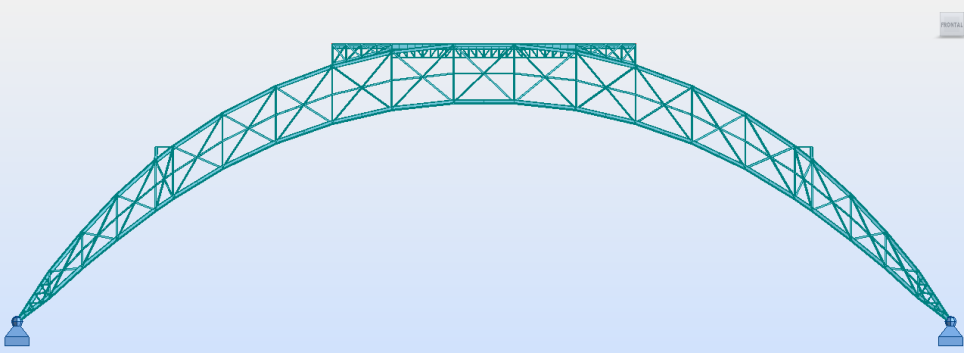


Fig.4.18 – Modelação do arco, vista em planta.



Figs.4.19 e 4.20 – Modelação do arco, vista em alçado.

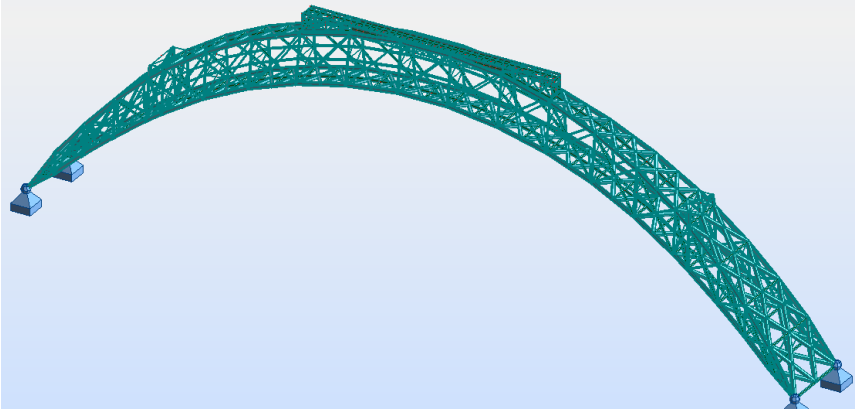


Fig.4.21 – Modelação do arco.

Fig.4.22 – Arco da ponte Maria Pia.

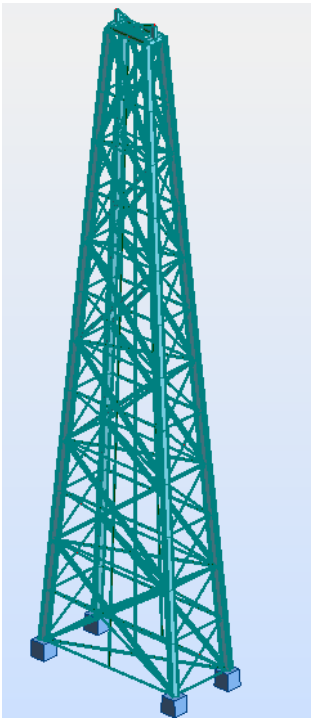
4.3.3. MODELAÇÃO DOS PILARES

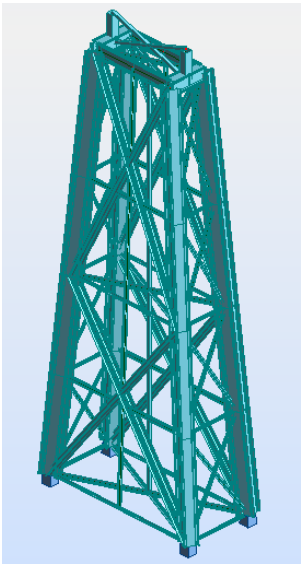
Como a secção transversal dos pilares é retangular, a sua modelação foi simplificada com o recurso à dupla simetria, tendo sido apenas necessária a realização de dois lados contíguos do pilar para que estes ficassem automaticamente definidos (Fig.4.26 a 4.28). A divisão em altura dos pilares, em várias partes, é descrita em seguida, por ordem crescente a partir do encontro do lado de Gaia:

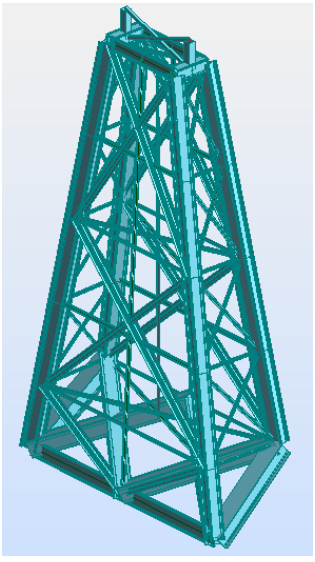
- o 1º pilar (15m de altura) está dividido em 4 partes, cada uma com uma altura de 3,75m (Fig.4.24);
- o 2º pilar (29m de altura) está dividido em 8 partes, cada uma com uma altura de 3,6m (Fig.4.24);
- o 3º e o 6º pilares (43m de altura) estão divididos em 12 partes, cada uma com uma altura de 3,55m (Fig.4.23);
- o 4º e o 5º pilares (assentes sobre o arco – 14.2m de altura) estão divididos em 4 partes, cada uma com uma altura de 3,55m (Fig.4.25);
- e o 7º pilar (36m de altura) está dividido em 10 partes, cada uma com uma altura de 3,6m (Fig.4.23).

Fig.4.23 – Pilares metálicos do lado do Porto.

Figs.4.24 e 4.25 – Pilares metálicos do lado de Vila Nova de Gaia (à esquerda). Pormenor do pilar assente sobre o arco (à direita)







Figs.4.26, 4.27 e 4.28 – Modelação dos pilares metálicos: pilar na vizinhança do arco (à esquerda), pilar mais próximo do encontro do lado de Gaia (ao centro) e pilar sobre o arco (à direita).

4.3.4. MODELAÇÃO DOS APOIOS

Considera-se que os apoios na base dos pilares impedem todas translações e rotações, tendo sido usados neste caso os apoios do programa automático relativos à situação de encastramento. Nos apoios situados no arranque do arco foi considerado que há impedimento de todas as translações, ficando livres as rotações – apoios triplos introduzidos no modelo de cálculo. Relativamente ao tabuleiro, do lado de Vila Nova de Gaia, foram impedidas todas as translações e assumidas como livres as rotações – apoios triplos. Do lado do Porto, os pressupostos assumidos foram os mesmos à exceção da translação longitudinal, que foi considerada desimpedida por razões relacionadas com o efeito da ação térmica sobre a estrutura, e desta forma conduziu à introdução de apoios duplos. Na ligação entre o tabuleiro e os pilares foi considerado que o tabuleiro estava apoiado em todos pilares, sendo que essa ligação foi materializada através da colocação de um conjunto de barras. Esse referido conjunto é composto por duas barras verticais que apresentam uma rigidez axial muito elevada, para simular o comportamento dos apoios simples, e por duas barras de contraventamento para impedir a translação transversal.

4.4. PROGRAMA AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

No caso em estudo foi utilizado o programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014* para a realização do modelo de cálculo tridimensional da estrutura (Fig.4.29). Além disso este programa permite a realização da análise estática e dinâmica da estrutura, tendo por isso sido usado para a obtenção dos esforços e para a verificação da segurança relativamente aos estados limites. Os esforços obtidos resultam da materialização das ações aplicadas sobre o referido modelo (peso próprio, restantes cargas permanentes, cargas rodoviárias, ação do vento e ação térmica). Para além disso o programa permite obter os deslocamentos e as tensões associadas às ações e às combinações de ações introduzidas no modelo.

Neste estudo foi considerado o comportamento linear dos materiais constituintes da estrutura.

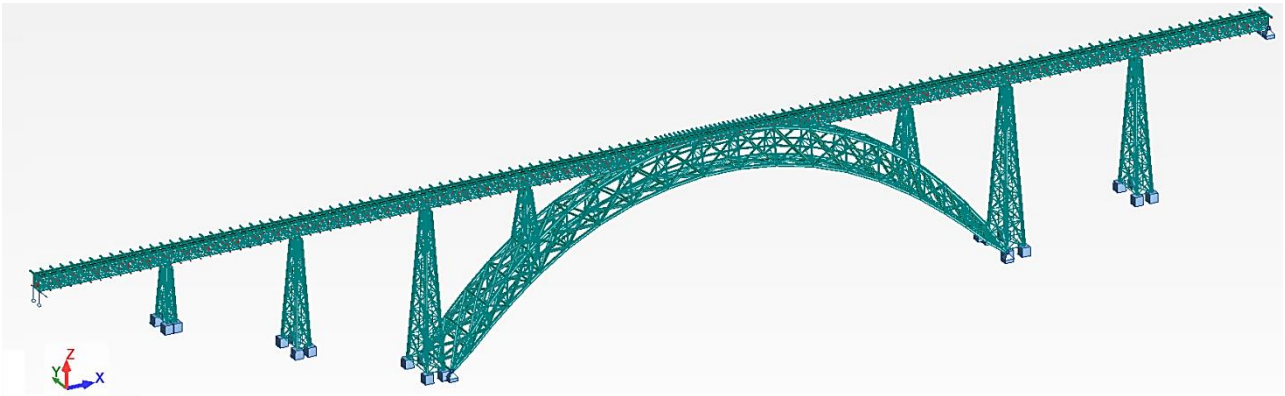


Fig.4.29 – Modelo da ponte Maria Pia realizado no programa *Autodesk Robot Structural Analysis*.

5

AÇÕES E COMBINAÇÃO DE AÇÕES EM PONTES RODOVIÁRIAS - EUROCÓDIGO

5.1. ASPETOS GERAIS

5.1.1. DESCRIÇÃO GERAL

No presente estudo os critérios aplicados para a determinação das ações sobre a estrutura e para a respectiva verificação de segurança respeitam as normas presentes nos Eurocódigos. No entanto, para definir a ação do vento sobre a ponte Maria Pia foi usado o regulamento nacional – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA – Decreto-Lei nº 235/85,de 31 de Maio), dada a complexidade da geometria dos elementos que constituem o arco, os pilares e o tabuleiro da ponte.

As normas Europeias consultadas a fim de definir as ações e combinações de ações aplicadas no dimensionamento do tabuleiro rodoviário foram as seguintes:

- EN 1990 – Anexo A2 – Bases de Dimensionamento (aplicação em pontes);
- EN 1991-1-1: Ações Permanentes;
- EN 1991-1-4: Ação do Vento;
- EN 1991-1-5: Ação da Temperatura;
- EN 1991-2: Ações em Pontes.

5.2. AÇÕES EM PONTES RODOVIÁRIAS - EUROCÓDIGO

5.2.1. DESCRIÇÃO GERAL

As ações que actuam no tabuleiro de uma ponte rodoviária estão relacionadas com a localização da obra de arte (a geografia e o clima da região), com o tipo de utilização (intensidade de tráfego, tipo de tráfego desde veículos ligeiros a pesados, de mercadorias ou de passageiros), tornando a definição dessas ações numa tarefa complexa. Usualmente para ter em conta todos os factores anteriormente mencionados são realizados alguns estudos, como é o caso do estudo de tráfego.

Classificação dos vários tipos de ações:

- Permanentes (G_k) – peso próprio dos elementos estruturais (vigas, pilares, grelha metálica do tabuleiro,..), dos elementos não estruturais (guarda-corpos, grelha metálica dos passadiços, revestimentos e recobrimentos, …) e dos elementos fixos (equipamentos elétricos);
- Variáveis (Q_k) – ação do tráfego rodoviário e pedonal, ação do vento, ação da temperatura, etc.;
- Acidentais (A_k) – ação sísmica, colisões entre veículos, explosões, erosão dos apoios, etc.

5.2.2. AÇÕES PERMANENTES

5.2.2.1. Peso próprio dos elementos estruturais

O peso próprio da ponte foi determinado directamente no programa de cálculo *Autodesk Robot Structural Analysis 2014*, sendo atribuído um material a cada elemento da estrutura com um peso volúmico de 77kN/m³ (peso volúmico do aço).

5.2.2.2. Restante carga permanente

Pavimento metálico (heavy duty grating):	2,0kN/m^2
Passeio em grade metálica:	1,0kN/m^2
Guardas de Segurança:	1,0kN/m

5.2.3. AÇÕES VARIÁVEIS

5.2.3.1. Sobrecargas de tráfego

Na norma europeia EN1991-2 (secção 4) encontram-se definidos os modelos de carga rodoviários a aplicar para o dimensionamento de pontes com vãos carregados até 200m. Usualmente, o modelo de carga 1 (LM1) é conservativo para pontes com um comprimento superior a 200m como é o caso da ponte Maria Pia. Nesta norma são estabelecidos quatro modelos de carga de tráfego para caracterizar da melhor forma possível o efeito susceptível de ser produzido pela passagem de qualquer tipo de veículo. No caso em estudo apenas são aplicados o modelo de carga 1 e o modelo de carga 2.

Modelos de carga presentes na norma EN1991-2, secção 4:

- modelo de carga 1 (LM1) – cargas concentradas (TS – *tandem system*) e cargas distribuídas (UDL – *uniformly distributed load*) – verificações locais e gerais;
- modelo de carga 2 (LM2) – cargas concentradas, aplicadas por um eixo com duas rodas na área de contacto do pneu com o pavimento – verificação local;
- modelo de carga 3 (LM3) – cargas correspondentes a veículos especiais (veículos militares), que só podem circular em estradas com capacidade para suportar cargas elevadas – verificação local e geral;
- modelo de carga 4 (LM4) – cargas correspondentes a multidões – verificação geral.

Os modelos de carga definidos incluem as cargas de tráfego correspondentes a veículos ligeiros, pesados e especiais (militares), e as cargas devidas à circulação de pedestres. A quantificação das sobrecargas de veículos é feita com base em histogramas de cargas verticais de eixos de veículos.

As cargas estáticas definidas em cada um dos modelos de carga acima referidos já incorporam um factor de amplificação dinâmica (excepto para a análise à fadiga).

O valor das cargas de cada modelo depende da classe da ponte que por sua vez está relacionada com a composição do tráfego (percentagem de veículos pesados), com o volume de tráfego (número máximo de veículos por ano)**,** com a probabilidade da ocorrência de congestionamento na ponte e com a localização da ponte. Essa diferenciação no valor das cargas é realizada através do factor de ajustamento α (ver o quadro 5.3).

Classes da ponte

- 1ª Classe – pontes inseridas em itinerários onde se prevê uma grande afluência de veículos pesados internacionais;
- 2ª Classe – pontes inseridas em itinerários onde se prevê uma afluência normal de veículos pesados;
- 3ª Classe – pontes inseridas em itinerários onde se prevê uma ligeira afluência de veículos pesados.

Para aplicar os modelos de carga é necessário estabelecer o número de vias de trânsito no tabuleiro da ponte. No caso de estudo optou-se por uma largura de tabuleiro de 7m, o que corresponde a duas vias de trânsito segundo a presente norma, sendo a largura da superfície carregada (W) medida entre lancis ou entre os limites interiores dos elementos de restrição das faixas de rodagem (railes de proteção e separadores centrais). Se o separador central for permanente a superfície carregada deve ser dividida em faixas de rodagem, sendo estas por sua vez divididas em vias fictícias. Se o separador central for periódico o tabuleiro deve ser considerado apenas de uma faixa de rodagem, devendo a largura da superfície carregada incluir o separador central e a faixa ser dividida em vias fictícias (Fig.5.1). Na hipótese proposta é considerada a existência de um separador central periódico. Uma vez conhecida a largura da área carregada são determinados o número de vias e a largura de cada via.

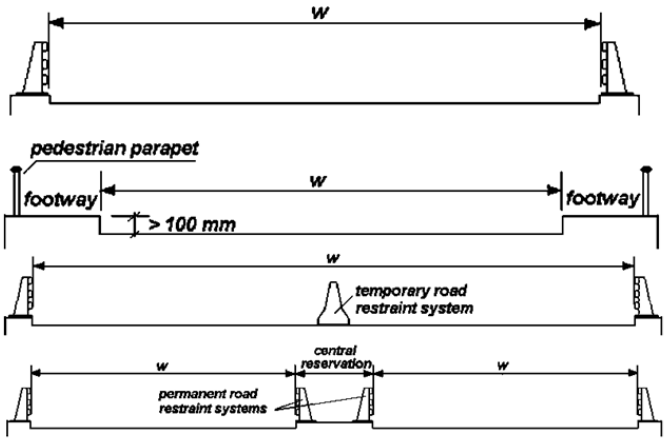


Fig.5.1. – Largura da superfície carregada (W) para diferentes configurações de tabuleiro (reproduzido da EN1991-2)

Quadro 5.1 – Número de vias fictícias

Largura da Faixa de Rodagem (W)	Número de Vias Fictícias	Largura das Vias Fictícias	Largura Remanescente
W < 5,4m	$n_l = 1$	3m	W - 3m
5,4m ≤ W ≤ 6m	$n_l = 2$	W/2	0
6m ≤ W	n_l = int(W/3)	3m	W - 3 x n_l
Exemplo: W=6,4m ⇨ n_l = int(W/ 3) = 2,133 e a largura remanescente = 6,4 – 2x3=0,4m			

A localização e a numeração das vias deve ser aquela que conduz ao efeito mais desfavorável para cada verificação (verificação do estado limite último de resistência à flexão da secção transversal).

Modelo de carga 1 (Load Model 1)

É constituído por dois tipos de cargas: as cargas concentradas TS (*tandem system*) e as cargas distribuídas UDL (*uniformly distributed load*) – ver a Fig.5.3.

As TS (tandem system) correspondem a cargas concentradas de dois eixos espaçados de 1,2m na direcção longitudinal da ponte, estando as rodas de cada eixo afastadas de 2m (direcção transversal da ponte). As rodas têm uma forma, em planta, quadrada de lado 0,4m. Na direcção transversal da ponte apenas podem ser considerados até três veículos tipo (em cada via só pode estar um veículo tipo), e têm que ser aplicados integralmente, não podendo ser fragmentados. Os veículos tipo devem estar centrados em cada via, sendo que no caso de vias de 3m de largura, a distância entre o eixo da roda e a via adjacente mais próxima é de 0,5m (Fig.5.2). Os veículos tipo devem ser posicionados de forma a conduzirem aos efeitos mais desfavoráveis e não podem ser colocados na área remanescente. Cada eixo apresenta um peso igual a $\alpha_Q Q_K$, estando 0,5 $\alpha_Q Q_K$ aplicado em cada roda.

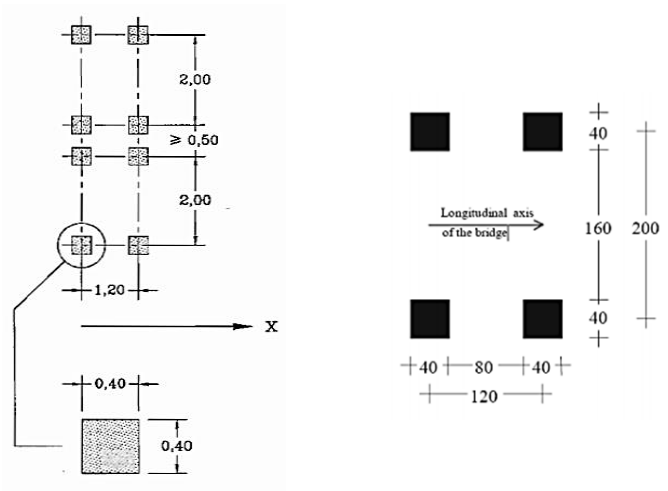


Fig.5.2. – Configuração da disposição das cargas concentradas no tabuleiro (reproduzido da EN1991-2).

As UDL (*Uniformly Distributed Load*) correspondem a cargas uniformemente distribuídas com um peso por m^2 de via igual a $\alpha_q q_K$, que só podem ser posicionadas nas zonas desfavoráveis da superfície de influência, longitudinalmente e transversalmente, zonas estas que incluem as áreas remanescentes. Os valores característicos do modelo de carga 1 são indicados no quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Valores característicos do modelo de carga 1

Localização	**TS (*tandem system*) Cargas pontuais Q_ik (kN)**	**UDL (*uniformly distributed load*) q_ik (kN/m$^{2)}$**
Via 1	300	9
Via 2	200	2,5
Via 3	100	2,5
Restantes vias	0	2,5
Área remanescente	0	2,5

O valor do factor de ajustamento α_Q deve ser seleccionado de acordo com a classe da ponte (Quadro 5.3). Embora na ausência de informação seja recomendado a atribuição da 1ª classe, no caso em estudo é atribuída a 3ª classe dadas as sobrecargas preconizadas no Eurocódigo serem muito elevadas relativamente às cargas da grande maioria dos veículos que circulam em território nacional; não ser uma ponte nova mas sim uma ponte previamente edificada, sendo preferível limitar o peso total que cada viatura pode ter para poder circular na ponte; e por não ser razoável assumir que haja uma grande afluência de veículos pesados naquela estrutura dado não representar uma via de comunicação vital na malha urbana do Porto, uma vez que existem várias pontes a servirem a cidade e por onde podem circular esses veículos mais pesados.

Quadro 5.3 – Valores característicos dos factores de ajustamento

CLASSES DA PONTE	α_{Q1}	α_{Qi} $i \geq 2$	α_{q1}	α_{qi} $i \geq 2$	α_{qr}
1ª CLASSE (*VALORES RECOMENDADOS*)	1	1	1	1	1
2ª CLASSE	0,9	0,8	0,7	1	1
3ª CLASSE	0,8	0,5	0,5	1	1

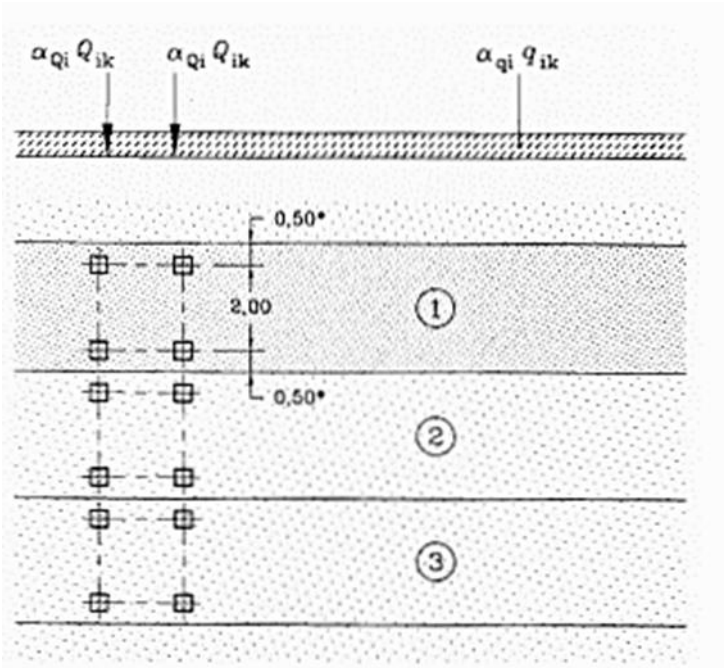


Fig.5.3 – Configuração do modelo de carga 1 (reproduzido da EN1991-2).

Modelo de carga 2 (Load Model 2)

Consiste num único eixo de carga (duas rodas por eixo), com peso igual a $\beta_Q Q_{ak}$, com Q_{ak}= 400kN (incluído efeito de amplificação dinâmica), que percorre o tabuleiro da ponte na direcção longitudinal, podendo ocupar qualquer posição na largura da faixa de rodagem, não sendo obrigatório que este se encontre centrado na via (Fig.5.4). A forma considerada da superfície de contacto de cada pneu com o pavimento é um rectângulo 0,35mx0,60m. O valor recomendado de $\beta_Q=\alpha_Q$.

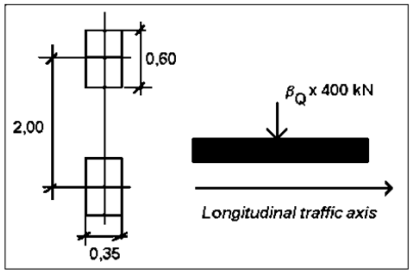


Fig.5.4 – Configuração do modelo de carga 2 (adaptado da EN1991-2)

Forças horizontais – travagem e aceleração

Para pontes com um desenvolvimento de tabuleiro igual ou superior a 200m, o limite do valor da força característica de frenagem que actua ao nível da superfície da faixa de rodagem é de 900kN. Neste caso, como a ponte Maria Pia apresenta um comprimento próximo dos 354m, a força característica de frenagem é igual a 900kN.

5.2.3.2. Ação do vento

A ação do vento sobre a ponte Maria Pia, dada a sua complexidade, é determinada segundo o R.S.A, sendo a ação do vento aplicada apenas na direção transversal do tabuleiro. A ação do vento sobre a nova estrutura a acrescentar (alargamento do tabuleiro) será efectuada segundo o Eurocódigo, uma vez que o valor de combinação da ação do vento com as cargas de tráfego no tabuleiro foi definido segundo essa norma.

Para uma correcta avaliação da ação do vento sobre a estrutura dever-se-ia realizar um ensaio em túnel aerodinâmico com um modelo experimental da ponte, algo incomportável nesta fase pois seria um processo bastante moroso e complexo. Em geral, para estruturas com frequências próprias superiores a 0,5 Hz (é o caso da ponte Maria Pia com uma frequência próxima dos 3Hz), a consideração de ações estáticas equivalentes à ação do vento origina resultados razoáveis (artg. 23º do RSA).

Ação do vento na ponte Maria Pia

A ação do vento sobre a ponte Maria Pia foi estimada com base no regulamento português R.S.A.

Metodologia de cálculo adoptada com base no R.S.A:

1. Localização da obra de arte segundo o zonamento proposto (artg.20º)

Como a obra se encontra contida numa faixa costeira com 5 km de largura, conclui-se que a ponte pertence à zona B.

2. Rugosidade do terreno (artg.21º)

Considera-se rugosidade do tipo II, uma vez que a estrutura em análise se encontra pouco protegida por edificações (ou outros obstáculos) ao escoamento do ar, podendo o vento circular livremente sobre o rio conduzindo desta forma à situação mais desfavorável.

3. Velocidade de rajada do vento (artg. 24º)

A velocidade do vento (v) está relacionada com a localização da estrutura, com a rugosidade aerodinâmica do solo e com a altura acima do solo (h). No caso em estudo a velocidade do vento é determinada através da seguinte expressão:

$$v=25\times\left(\frac{h}{10}\right)^{0.20}+14,\ v(m/s)\ e\ h(m) \qquad (5.0)$$

4. Pressão dinâmica do vento (artg. 24º)

A pressão dinâmica do vento sobre a estrutura está associada à velocidade de rajada do vento (v) através da seguinte relação:

$$W_k=1,2\times0,613\times v^2,\ W_k\ (N/m^2)\ e\ v\ (m/s) \qquad (5.1)$$

Dado que a ponte se encontra na zona B e a fórmula da velocidade de rajada é relativa à zona A, procede-se ao cálculo da pressão dinâmica do vento como se se tratasse da zona A e só no fim, multiplicando os valores anteriormente determinados por 1,2, é que se obtêm os valores referentes à zona B.

5. Coeficiente de força (δ_f)

O coeficiente de força (δ_f) depende do índice de cheios (λ), que é definido pelo quociente entre a área efectiva (soma das áreas projectadas no plano normal à orientação do vento relativa a todos os elementos da estrutura) e a área total (área projetada no plano ortogonal à direção do vento correspondente ao perímetro exterior da estrutura). Uma vez que a estrutura em causa apresenta um número elevado de elementos, apenas se apresentará, a título de exemplo, o cálculo relativo a uma

aspa do tabuleiro (Fig.5.5), sendo que o procedimento é análogo para as restantes partes constituintes da ponte.

$$A_{\text{efectiva}} = 2{,}875 \times (0{,}4 + 0{,}6) + 3{,}5 \times 0{,}168 + 4{,}53 \times 0{,}25 \times 2 = 5{,}783\text{m}^2$$

$$A_{\text{total}} = 2{,}875 \times 3{,}5 = 10{,}062\ 5\text{m}^2\ ;\ \lambda = {}^{A_{\text{efectiva}}}/_{A_{\text{total}}} = 0{,}574708$$

Nota: apenas se tem em conta um dos montantes visto que o outro pertence à aspa seguinte.

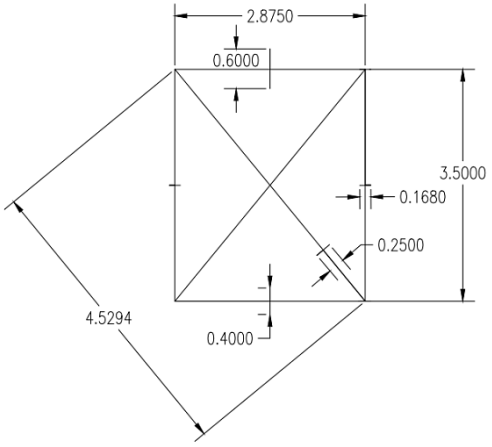


Fig.5.5 – Configuração da aspa do tabuleiro (tipo de módulo mais frequente)

Após estabelecido o valor do índice de cheios define-se o valor do coeficiente de força por recurso ao quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Coeficientes de força para estruturas reticuladas planas isoladas (reproduzido do R.S.A)

Índice de cheios λ	Tipos de elementos da estrutura		
	Barras de secção angulosa	Barras de secção circular	
		$d\sqrt{w} < 0{,}15$ (*)	$d\sqrt{w} \geq 0{,}15$ (*)
0.1	1,9	1,2	0,7
0.2	1,8	1,2	0,8
0.3	1,7	1,2	0,8
0.4	1,7	1,1	0,8
0.5	1,6	1,1	0,8
0.75	1,6	1,5	1,4

(*) d expresso em metros e w em quilonewtons por metro quadrado

6. Factor de proteção (η)

O factor de proteção é usado para ter em consideração o efeito protector que a estrutura de barlavento confere à de sotavento (ver o quadro 5.5). Deste modo, com a aplicação deste factor se, por exemplo, o vento actuar de montante para jusante isso traduz-se em solicitar a estrutura de jusante (sotavento) com apenas uma parcela (cerca de 40% a 60%.) da ação do vento que actua sobre a estrutura de montante (barlavento). Este factor encontra-se relacionado com o coeficiente de espaçamento (μ) e com o índice aerodinâmico de cheios (φ), que por sua se encontra associado ao índice de cheios (λ)

através da seguinte relação φ=ξλ,. Uma vez que se trata de uma estrutura formada por barras de secção angulosa, ξ=1,6.

Quadro 5.5 – Fatores de proteção para estruturas reticuladas planas (reproduzido do R.S.A)

Coeficiente de espaçamento μ	Indice aerodinâmico de cheios φ							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	≥0,8
≤ 1,0	1,0	0,96	0,90	0,80	0,68	0,54	0,44	0,37
2,0	1,0	0,97	0,91	0,82	0,71	0,58	0,49	0,43
3,0	1,0	0,97	0,92	0,84	0,74	0 63	0,54	0,48
4,0	1,0	0,98	0,93	0,86	0,77	0,67	0,59	0,54
5,0	1,0	0,98	0,94	0,88	0,80	0,71	0,64	0,60
6,0	1,0	0,99	0,95	0,90	0,83	0,75	0,69	0,66

7. Força global a actuar na estrutura

$$F = \delta_f . w \cdot A_{efetiva} \quad (kN) \tag{5.2}$$

Ação do vento no tabuleiro rodoviário

Na norma europeia EN1991-1-4 a ação do vento nos tabuleiros das pontes produz forças em três direcções ortogonais: a transversal (X), a longitudinal (Y) e a vertical (Z). No entanto, no caso em estudo, por simplificação, apenas será analisada na direção transversal ao tabuleiro.

Metodologia preconizada na EN1991-1-4:

1. Quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$

Para a determinação do valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, o Eurocódigo divide o país em duas zonas, a Zona A e a Zona B (quadro 5.6). Uma vez que a ponte se encontra a menos de 5km da costa, segundo essa divisão encontra-se assim na Zona B. Para a zona B o valor de $v_{b,0}$ é de 30m/s.

Quadro 5.6 - Valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$

(adaptado do NP EN1991-1-4)

ZONA	$v_{b,0}$ (m/s)
A	25
B	30

2. Quantificação do valor de referência da velocidade do vento,

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \tag{5.3}$$

O valor do factor direcional (c_{dir}) foi considerado igual a 1 (valor conservativo), uma vez que não se realizaram ensaios em túnel de vento e não se consultaram dados estatísticos que revelassem a

existência de uma direção preferencial do vento. O valor do factor de época (c_{season}) também considerado unitário por não se tratar de uma estrutura provisória. Desta forma o valor de referência da velocidade do vento $v_b = c_{dir} . c_{season} . v_{b,0} = 30 m/s$.

3. Identificação da categoria do terreno

Neste caso foi considerada a categoria I, dada a proximidade da obra de arte ao mar (ver o quadro 5.7).

Quadro 5.7 – Categoria do terreno (adaptado de NP EN1991-1-4)

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.			
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.			

4. Determinação da maior altura z (m) do tabuleiro da ponte, relativamente à superfície do terreno, contabilizando a altura das guardas – $z_{máx}$.= 63,5m. Os valores de z_0 e z_{min} são retirados da tabela das categorias do terreno.

5. Determinação do coeficiente de exposição, $C_e(z)$

O coeficiente de exposição pode ser obtido graficamente (Fig.5.6) ou analiticamente. Através da observação do gráfico reproduzido do NP EN 1991-1-4, $C_e(z)$ = 4,08.

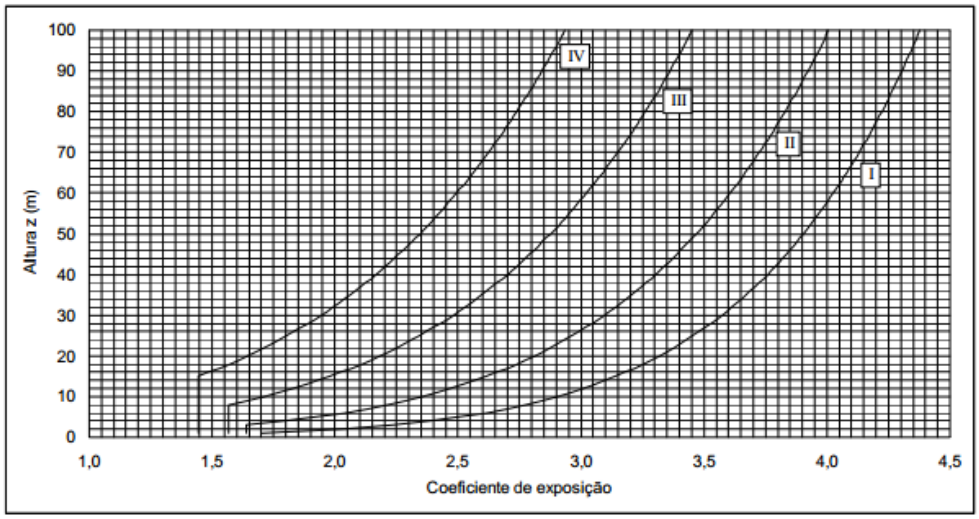


Fig.5.6 – Coeficiente de exposição – $C_e(z)$ (reproduzido de NP EN1991-1-4)

Ou analiticamente,

$$C_e(z) = c_r{}^2 \cdot c_0(z)^2 \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z)] \quad (5.4)$$

$$Iv(z) = \begin{cases} \frac{K_I}{c_0 \cdot \ln(\frac{Z}{Z_0})}, & Zmin \leq Z \leq Zmáx \\ I_v\,(Zmin), & Z > Zmáx \end{cases} \quad (5.5)$$

$$Cr(z) = \begin{cases} K_r(Z) \cdot \ln(\frac{Z}{Z_0}), & Zmin \leq Z \leq Zmáx \\ C_r\,(Zmin)\ , & Zmáx \end{cases} \quad (5.6)$$

$$K_r = 0.19 \cdot \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (5.7)$$

K_I – factor de turbulência (valor recomendado igual a 1)

K_r – factor que depende da exposição do local

C_r – coeficiente de rugosidade

C_o – coeficiente de orografia

I_v – intensidade de turbulência

Z_{min}= 1m; $Z_{máx.}$=200m; $Z_{0,II}$=0,05m; Z_0=0,005m

Dado que z se situa entre $Z_{máx}$ e $Z_{mín.}$ e o coeficiente de orografia C_0 é unitário, e uma vez que a estrutura não se encontra numa falésia onde a orografia provoque um aumento da velocidade do vento, então por aplicação das equações anteriormente descritas obtém-se o valor do coeficiente de exposição – $C_e(z)$=4,077.

$$I_v = 1 \Big/ \left[1 \cdot \ln(\frac{63,5}{0,005})\right] = 0,10583$$

$$K_r = 0,19 \times \left(\frac{0,005}{0,05}\right)^{0.07} = 0,162$$

$$C_r = 0.162 \cdot \ln\left(\frac{63,5}{0,005}\right) = 1,53$$

$$C_e = 1,53^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0,10583] = 4,077$$

6. Cálculo da pressão dinâmica de pico provocada pelo vento, $q_p(z)$

$$q_p(z) = C_e(z) \,.\, ½ \,.\, \rho \,.\, v_b{}^2 \quad (\rho = 1,25\ \text{kg/m3} - \text{densidade do ar}) \quad (5.8)$$

$$q_p(z) = 4,077 \times 0.5 \times 1,25 \times 30^2 = 2,295 \text{kN/m}^2$$

7. Cálculo da força horizontal na direção transversal do tabuleiro devido à ação do vento ($F_{w,x}$):

$$F_{w,x} = c_s \cdot c_d \cdot q_p(z) \cdot C_{f,x} \cdot A_{ref,x} \quad (5.9)$$

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L \quad (5.10)$$

$A_{ref,x}$ - Área de referência onde actua o vento segundo a direção x (m^2/m)

$C_{f,x}$ – Coeficiente de força

$c_s \cdot c_d$ – Coeficiente estrutural (na ausência da realização do cálculo de resposta dinâmica, o valor recomendado é 1)

$q_p(z)$- Pressão dinâmica de pico originada pelo vento (kN/m^2)

$F_{w,x}$ – Força horizontal originada pela ação do vento na direção x (kN/m)

Para determinar $A_{ref,x}$ e $C_{f,x} = C_{fx,0}$ é preciso calcular a altura equivalente do tabuleiro – d. A altura equivalente do tabuleiro encontra-se associada à altura das guardas do tabuleiro, ao tipo de guardas e à presença ou ausência de tráfego rodoviário no tabuleiro. Uma vez que a situação mais desfavorável ocorre com a presença de tráfego rodoviário na ponte, a ação do vento é determinada como uma ação acompanhante da sobrecarga rodoviária, sendo estabelecido no Eurocódigo o valor de 0,6 para o coeficiente de ponderação da ação do vento em estado limite último.

No caso em análise a altura da parte nova a ser acrescentada à estrutura existente é 0,40m. Como se trata de um tabuleiro rodoviário e segundo o Eurocódigo para pontes rodoviárias o d_{TOT} é igual à soma da altura do tabuleiro (medido em alçado, na direção normal à ação do vento) com uma altura de 2m acima da superfície do tabuleiro (representa altura da viatura), conduzindo neste caso a um valor de d_{TOT} = 0,4 + 2 = 2,4m.

Uma vez definido o valor de $d_{TOT,}$ procede-se à determinação do coeficiente de força ($C_{f,x}$) através do gráfico da Fig.5.7, tendo sido considerado como valor para a largura do tabuleiro rodoviário (b) aquele que é predominante ao longo da ponte (b=7m). O valor de b/d_{TOT} é 2,92 ao qual está associado o valor de $C_{f,x}$=1,6.

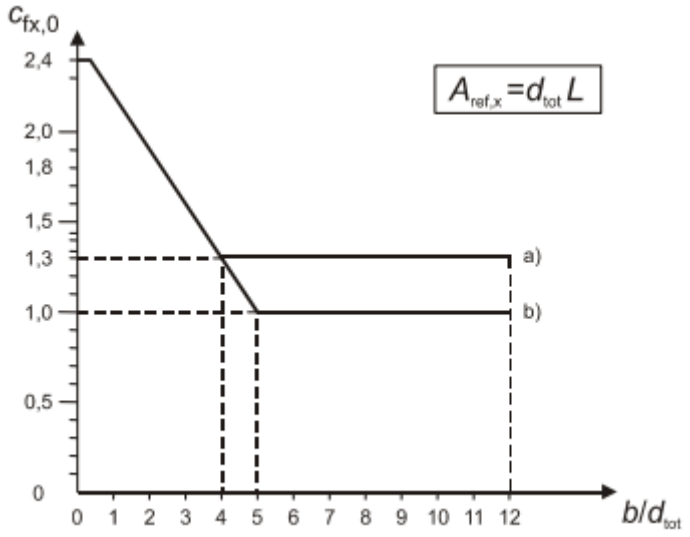


Fig.5.7 – Coeficiente de força – $C_{fx,0}$ (reproduzido de NP EN1991-1-4)

Por fim é calculada a força horizontal causada pela ação do vento na estrutura através da equação 3.7, $F_{w,x}= 1 \times 1{,}6 \times 2{,}295 \times 2{,}40 \times 1{,}00 = 8{,}813$kN/m, resultando numa força combinada igual a $\psi_0 F_{w,x} = 0{,}6 \times 8{,}813 = 5{,}29$kN/m. No entanto a norma EN1991-1-1-4 estipula que o valor da força combinada da ação do vento com a ação do tráfego rodoviário não poderá ultrapassar o valor de F_w*, que se define da mesma forma que o $F_{w,x}$, mas com alteração do valor da velocidade básica de referência ($v_{b,0}$) pelo valor $v^*_{b,0}$. No anexo nacional o valor recomendado para $v^*_{b,0}$ é de 23m/s. Posto isto é recalculado o valor de $q_p(z) = 4{,}077 \times 0{,}5 \times 1{,}25 \times 23^2 = 1{,}349\text{kN/m}^2$, que conduz a um valor de $F_w^* = 1 \times 1{,}6 \times 1{,}349 \times 2{,}40 \times 1{,}00 = 5{,}18$ kN/m.

5.2.3.3. Ação térmica

O efeito da temperatura na ponte foi definido de acordo com a norma NP EN 1991-1-5, que considera de duas formas distintas esse efeito: a variação uniforme da temperatura em toda estrutura e a variação diferencial da temperatura no tabuleiro e no arco.

Variação uniforme da temperatura

A determinação do valor da ação da temperatura sobre a obra de arte, provocada pela variação uniforme da temperatura, requer o conhecimento "a priori" das temperaturas máximas e mínimas expectáveis para o local onde se encontra a estrutura, neste caso a cidade do Porto. De acordo com o Instituto Português do Mar e da Atmosfera, no período compreendido entre 1981-2010, para a cidade do Porto, as temperaturas máxima e mínima (provisórias) são 39,5ºC e -3,3ºC, respectivamente. No anexo nacional presente na norma NP EN 1991-1-5, para a zona B (onde se insere o Porto) a temperatura máxima do ar à sombra ($T_{máx}$) é de 40ºC e a temperatura mínima do ar à sombra ($T_{mín}$) é de 0ºC, valores que são razoáveis para a análise em questão pelo que são os considerados.

Em Portugal, segundo o anexo nacional, deve ser considerada a "*Abordagem 1*" que estabelece para estruturas de aço (tipo 1) a componente da variação uniforme de temperatura mínima/máxima em pontes através de:

$$T_{e,máx}\ (\text{tipo1}) = T_{máx} + 15ºC = 40 + 15 = 55ºC \quad (5.11)$$

$$T_{e,mín}\ (\text{tipo1}) = T_{mín} - 10ºC = 0 - 10 = -10ºC \quad (5.12)$$

Para a definição do valor característico da amplitude de contração máxima ($\Delta T_{N,con}$) e de dilatação máxima ($\Delta T_{N,exp}$), é necessário conhecer a temperatura inicial da ponte (T_0), sendo que na ausência de informação o Eurocódigo recomenda o valor de 15ºC (anexo nacional).

$$\Delta T_{N,com} = T_0 - T_{e,min} = 15 - (-10) = 25ºC \quad (5.13)$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,máx} - T_0 = 55 - 15 = 40ºC \quad (5.14)$$

Variação diferencial da temperatura

A variação diferencial da temperatura na estrutura é causada pelo aquecimento (por exemplo zonas expostas à radiação solar) ou pelo arrefecimento (por exemplo zonas expostas à neve/gelo) da superfície dos elementos constituintes da ponte, relativamente às zonas desses elementos que se encontram protegidas desses agentes externos. Este fenómeno conduz ao aparecimento, no mesmo

elemento estrutural, de valores máximos e mínimos da temperatura. O valor da ação devido à variação diferencial da temperatura na estrutura, segundo o anexo nacional, deve ser avaliado segundo a "*Abordagem 1*". De acordo com essa abordagem os valores das variações diferenciais positivas ($\Delta T_{M,heat}$ – superfície superior mais quente) e negativas ($\Delta T_{M,cool}$ – superfície superior mais fria) relativos a tabuleiros de aço (tipo1) são os seguintes:

$$\Delta T_{M,heat} = 18ºC \text{ e } \Delta T_{M,cool} = 12ºC$$

No entanto estes valores são referentes a tabuleiros com 50mm de revestimento betuminoso. Como no caso em estudo o tabuleiro não apresenta esse tipo de revestimento, será necessário multiplicar aqueles valores pelo coeficiente k_{sur} (quadro 5.8).

Quadro 5.8 – Valores recomendados de k_{sur} (reproduzido de NP EN1991-1-5)

Pontes rodoviárias, pedonais e ferroviárias						
Espessura da superfície	*Tipo 1*		*Tipo 2*		*Tipo 3*	
	Face superior mais quente do que a face inferior	*Face inferior mais quente do que a face superior*	*Face superior mais quente do que a face inferior*	*Face inferior mais quente do que a face superior*	*Face superior mais quente do que a face inferior*	*Face inferior mais quente do que a face superior*
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
sem revestimento	*0,7*	*0,9*	*0,9*	*1,0*	*0,8*	*1,1*
impermeabilizada [1)]	*1,6*	*0,6*	*1,1*	*0,9*	*1,5*	*1,0*
50	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*	*1,0*
100	*0,7*	*1,2*	*1,0*	*1,0*	*0,7*	*1,0*
150	*0,7*	*1,2*	*1,0*	*1,0*	*0,5*	*1,0*
Balastro (750 mm)	*0,6*	*1,4*	*0,8*	*1,2*	*0,6*	*1,0*
[1)] *Estes valores representam limites superiores para revestimentos de cor escura.*						

Deste modo foi considerada a existência de um revestimento impermeabilizante, conduzindo aos seguintes valores das variações diferenciais da temperatura:

$$\Delta T_{M,heat} = 18 \times 1{,}6 = 28{,}8ºC \text{ e } \Delta T_{M,cool} = 12 \times 0{,}6 = 7{,}2ºC$$

5.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES EM PONTES RODOVIÁRIAS - EUROCÓDIGO

5.3.1. DESCRIÇÃO GERAL

As combinações de ações estabelecidas para a análise estática da estrutura são contempladas na norma EN 1990, sendo que para o campo de aplicação em pontes se deve recorrer ao anexo A2 do EC0.

5.3.2. COMBINAÇÕES DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

As combinações de estado limite último são formuladas com base no Anexo A2 do EC0 cuja aplicação se refere a pontes.

Combinações STR

As combinações STR permitem o dimensionamento de membros estruturais. A resistência do terreno e dos materiais de construção são essenciais uma vez que esta combinação permite verificar se não ocorre rotura da estrutura por deformação excessiva, por criação de mecanismo de rotura ou por perda de estabilidade da estrutura, incluindo apoios e fundações. Esta combinação é descrita através da seguinte expressão

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i>1} \gamma_{Q,1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (5.16)$$

Numa situação de dimensionamento de carácter persistente, os valores recomendados para os coeficientes parciais de segurança (γ) são:

$\gamma_{Gj,\ desfavorável} = 1{,}35$ $\gamma_{Gj,\ favorável} = 1{,}00$

$\gamma_{Q,1,desfavorável} = 1{,}35$ para ações de tráfego rodoviário e/ou pedestre (= 0 se favorável)

$\gamma_{Q,i,desfavorável} = 1{,}5$ para as outras ações variáveis para além das de tráfego rodoviário, pedestre e ferroviário (= 0 se favorável)

Nota: os valores apresentados constam das tabelas A2.4(A), A2.4(B) e A2.4(C) do anexo A2 da EN 1990. Para a combinação STR foram usados os valores da tabela A2.4(B) dado que, geralmente, a resistência estrutural é limitada pelos valores que constam nessa mesma tabela (ver o quadro 5.9).

Quadro 5.9. - Coeficientes de Simultaneidade/Combinação

	PP	RCP	SCR (UDL)	SCR (TS)	SCP (q_f)	LM2	VNT	TMP
Ψ0	-	-	0,40	0,75	0,4	0	0,6	0,6
Ψ1	-	-	0,40	0,75	0,4	0,75	0,2	0,6
Ψ2	-	-	0	0	0	0	0	0,5
γ,desfavorável	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,5	1,5
γ,favorável	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0

Legenda:

PP – peso próprio

RCP – restante carga permanente

SCR (UDL) – sobrecarga rodoviária uniformemente distribuída

SCR (TS) – sobrecarga rodoviária "*tandem system*"

SCP (q_f) – sobrecarga pedestre (valor de combinação associado ao LM1 – *load model* 1)

LM2 – sobrecarga rodoviária concentrada – *load model* 2

VNT – ação do vento

TMP – ação da temperatura

5.3.2. COMBINAÇÕES DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (ELS)

As combinações em estado limite de serviço permitem avaliar o comportamento da estrutura durante a sua fase de exploração ao longo do seu período de vida útil. Permitem também analisar/verificar a deformação e a tensão dos elementos constituintes da estrutura, na sua fase de serviço, de forma a garantir que a obra mantém a sua funcionalidade, durabilidade e aparência.

Combinação Quase-Permanente

Combinação usada para ter em conta os efeitos a longo prazo (ação da temperatura, controlo da deformação,…), podendo solicitar a estrutura durante metade do seu período de vida.

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.17)$$

Combinação Frequente

Combinação que pode ocorrer com alguma regularidade ao longo do período de vida da estrutura, mas sendo uma combinação de curta duração.

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } \psi_{1,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.18)$$

Combinação Característica

Combinação que raramente ocorre na estrutura, podendo solicitá-la durante algumas horas do seu período de vida.

$$\sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.19)$$

5.2.2.CASO EM ESTUDO

Dada a dimensão da estrutura e o número de barras e de nós que compõem o modelo estrutural, a implementação de todas as combinações anteriormente mencionadas é muito morosa. Além disso, neste trabalho pretende-se um estudo prévio do dimensionamento do tabuleiro pelo que apenas se vão realizar algumas combinações de ações. No guia de dimensionamento de pontes rodoviárias segundo o EC1 – Actions on Bridges, as combinações mais comuns são em seguida apresentadas.

Combinações do Estado Limite Último (ELU)

- $1{,}35\times G_k + 1{,}35 \times (TS + UDL + q_{fk}^*) + 1{,}5\times 0{,}6\times F_{wk,\,traffic}$
- $1{,}35\times G_k + 1{,}5\times T_k + 1{,}35\times (0{,}75\times TS + 0{,}4\times UDL + 0{,}4\times q_{fk}^*)$
- $1{,}35\times G_k + 1{,}5\times F_{wk}$

Nota: não foi considerada a ação do vento como ação variável básica, uma vez que para o dimensionamento do tabuleiro, a ação de tráfego acompanhada pela ação do vento é condicionante. A ação sísmica na estrutura também não foi considerada para o dimensionamento do tabuleiro dado que segundo a EN1990 - anexo A2, a ação sísmica não pode ser combinada com as acções de tráfego normais nem com a ação do vento. Dessa forma, a ação sísmica não é condicionante para o dimensionamento do tabuleiro.

Combinações do Estado Limite Serviço (ELS) – combinação característica

- $G_k + TS + UDL + q_{fk}* + 0,6 \times F_{wk,\ traffic}$
- $G_k + T_K + 0,75 \times TS + 0,4 \times UDL + 0,4 \times q_{fk}*$
- $G_k + F_{wk}$

Nota: não foi considerada a verificação em E.L.S, sendo feita uma breve menção no capítulo 6 relativamente ao dimensionamento em E.L.S.

Deste modo as combinações realizadas neste estudo são as apresentadas no quadro 5.10, por intermédio dos valores dos coeficientes de ponderação usados em cada combinação.

Quadro 5.10. Coeficientes de Simultaneidade/Combinação

Designação Combinação	PP	RCP	SCR (UDL)	SCR (TS)	SCP (q_f)	VNT	TMP con	TMP con	TMP exp	TMP exp	TMP dif	TMP dif
Hip1_comb1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0,9	0	0	0	0	0	0
Hip1_comb2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0,9	0	0	0	0	0	0
Hip2_comb1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0,9	0	0	0	0	0	0
Hip2_comb2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0,9	0	0	0	0	0	0
Temp_con_comb1	1,35	1,35	1,0125	0,54	0,54	0	1,5	1,5	0	0	0	0
Temp_con_comb2	1,35	1,35	1,0125	0,54	0,54	0	1,5	1,5	0	0	0	0
Temp_exp_comb1	1,35	1,35	1,0125	0,54	0,54	0	0	0	1,5	1,5	0	0
Temp_exp_comb2	1,35	1,35	1,0125	0,54	0,54	0	0	0	1,5	1,5	0	0
Temp_dif_comb1	1,35	1,35	1,0125	0,54	0,54	0	0	0	0	0	1,5	1,5
Temp_dif_comb2	1,35	1,35	1,0125	0,54	0,54	0	0	0	0	0	1,5	1,5

Legenda:

PP – peso próprio

RCP – restante carga permanente

SCR (UDL) – sobrecarga rodoviária uniformemente distribuída

SCR (TS) – sobrecarga rodoviária "*tandem system*"

SCP (q_f) – sobrecarga pedestre (valor de combinação associado ao LM1 – *load model* 1)

VNT – ação do vento

TMP_con – ação da temperatura de contração

TMP_exp – ação da temperatura de expansão

TMP_dif – ação da temperatura diferencial

Comb1 – *tandem system* (TS) apenas numa via do tabuleiro

Comb2 – *tandem system* (TS) nas duas vias do tabuleiro

Hip1 – situação de congestionamento da ponte – carregamento ao longo de todo o tabuleiro da ponte
Hip2 – carregamento alternado dos vãos da ponte e carregamento na zona do arco

Imagens do carregamento:

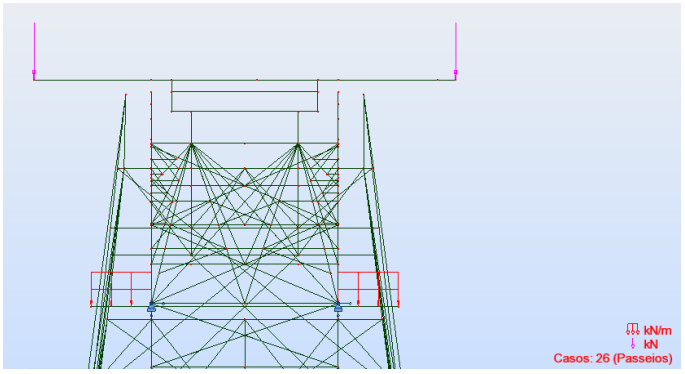


Fig.5.8 – Cargas atuantes nos passeios e nos guarda corpos.

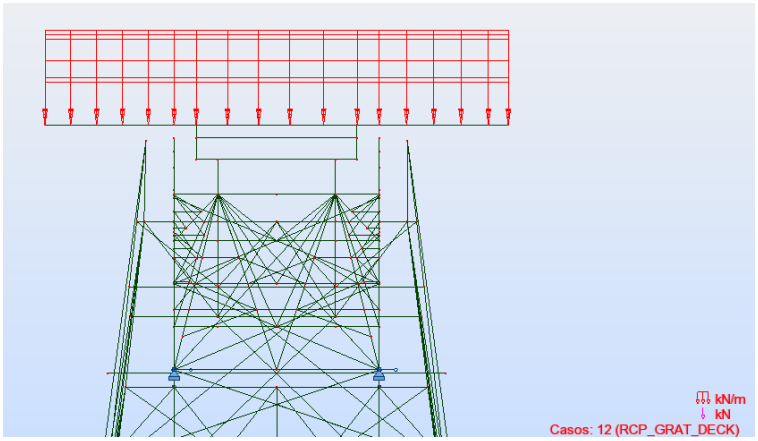
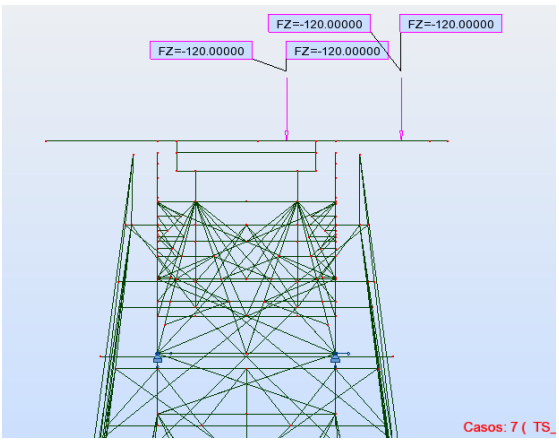


Fig.5.9 – Peso próprio do pavimento metálico



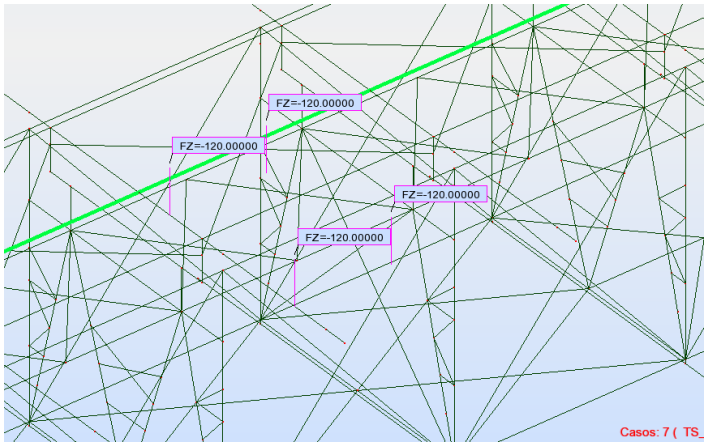


Fig.5.10 e Fig.5.11 – Cargas rodoviárias móveis (*tandem system* – um carro)

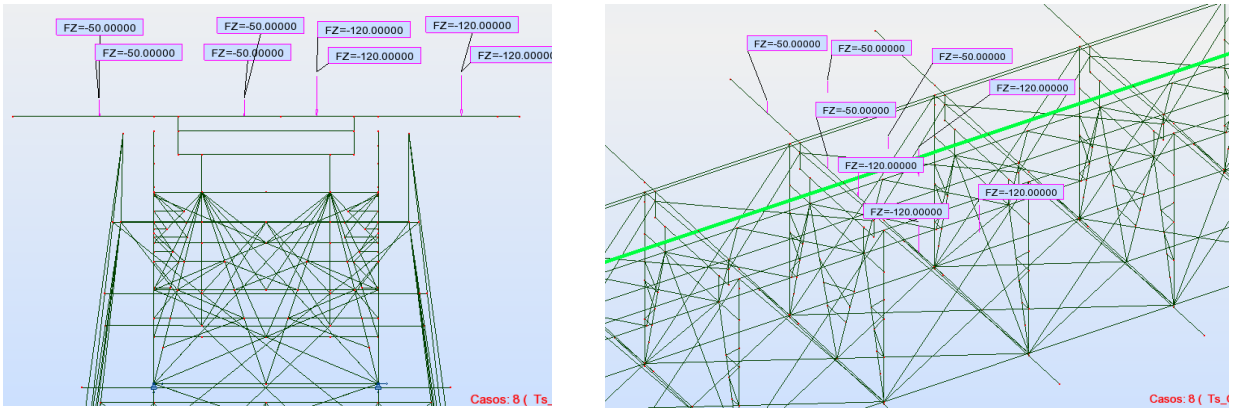


Fig.5.12 e Fig.5.13 – Cargas rodoviárias móveis (*tandem system* – dois carros)

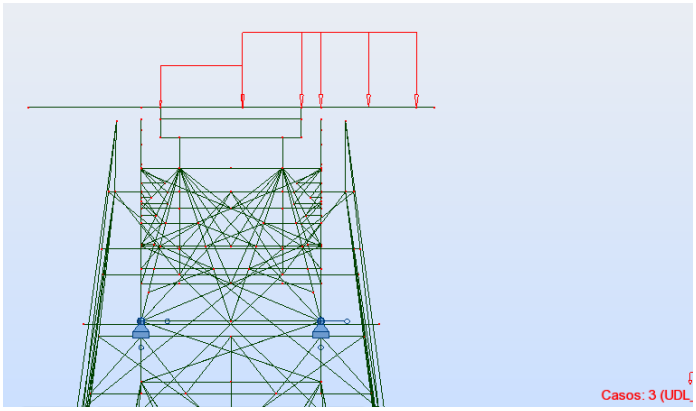


Fig.5.14 – Cargas rodoviárias uniformemente distribuídas (UDL)

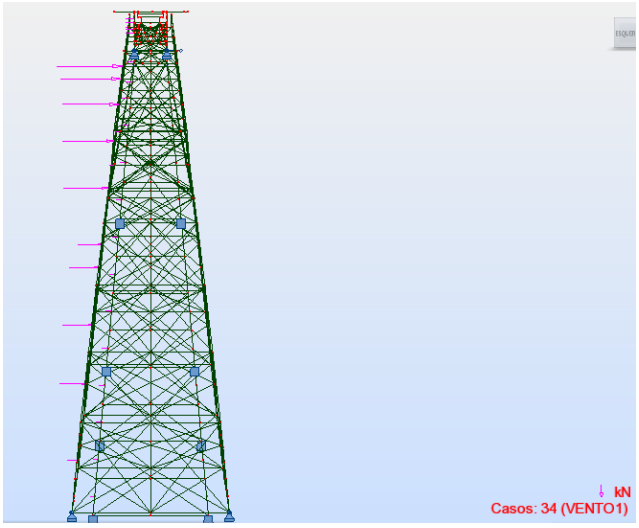
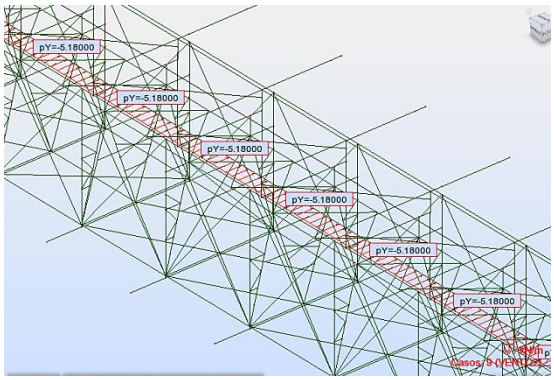


Fig.5.15 – Ação do vento na ponte Maria Pia



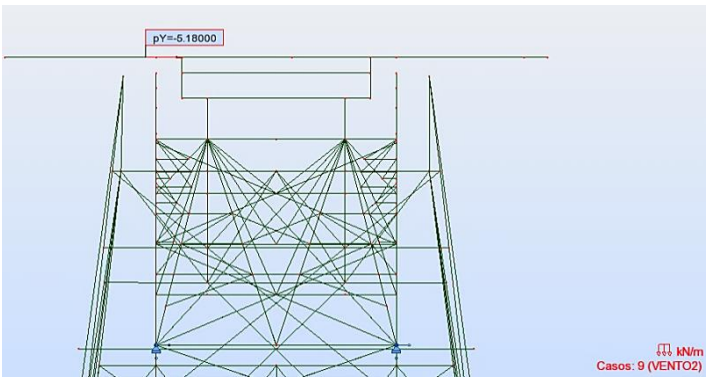


Fig.5.16 e Fig.5.17 – Ação do vento no tabuleiro rodoviário

6

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL - EUROCÓDIGO

6.1. ASPETOS GERAIS

6.1.1. DESCRIÇÃO GERAL

Os critérios aplicados no dimensionamento dos elementos estruturais constituintes do tabuleiro estão definidos nos Eurocódigos. Neste capítulo é apresentado o procedimento usado para o dimensionamento dos referidos elementos metálicos.

Normas Europeias usadas no dimensionamento do tabuleiro rodoviário:

- EN 1991-2: Ações em pontes;
- EN 1993-1-1: Regras gerais para estruturas de aço;
- EN 1993-1-8: Projecto de ligações;
- EN 1993-2: Pontes metálicas.

6.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA RELATIVAMENTE AOS ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

Metodologia abordada:

- classificação das secções transversais;
- resistência das secções transversais;
- resistência dos elementos à encurvadura;
- resistência dos elementos à encurvadura lateral;
- resistência dos elementos ao enfunamento.

6.2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

A classificação da secção transversal dos elementos metálicos comprimidos é realizada de acordo com a norma NP EN 1993-1-1. Esta classificação visa determinar até que ponto a resistência e capacidade de deformação dos elementos comprimidos é limitada pela ocorrência de encurvadura local.

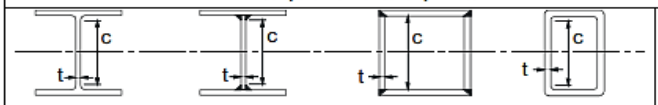
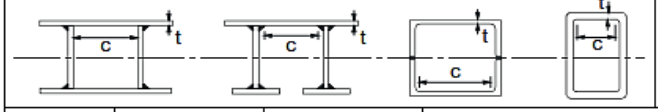
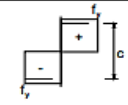
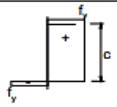
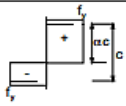
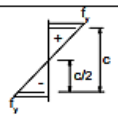
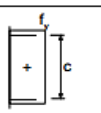
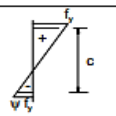
A norma referida apresenta quatro classes de secções transversais:

- Classe 1 – secções que apresentam uma grande capacidade de deformação, suficiente para plastificar, e desta forma atingir o momento resistente plástico. Como apresentam uma capacidade de rotação superior à mínima requerida para a utilização dos métodos de análise plástica permitem o dimensionamento com base numa análise plástica;
- Classe 2 – secções cuja capacidade de deformação é inferior à de classe 1 mas suficiente para atingir o momento resistente plástico. Apresentam uma capacidade de rotação limitada pela encurvadura local;
- Classe 3 – secções que instabilizam antes de plastificarem, não atingindo o momento plástico resistente, ou seja, não permitem a formação de rótulas plásticas. Desta forma a sua resistência é definida pelo momento resistente elástico, possibilitando apenas o dimensionamento elástico;
- Classe 4 – secções muito esbeltas, que instabilizam antes de atingirem a capacidade resistência elástica. Permitem o dimensionamento conforme a classe 3 (análise elástica), se a secção for substituída por uma secção efectiva.

A classificação mencionada tem em consideração os esforços instalados na secção, o tipo de aço estrutural, a esbelteza de todas a partes que a constituem e o grau de restrição dessas mesmas componentes (elementos internos ou externos). A classificação da secção transversal dos elementos metálicos comprimidos é a maior das classificações de cada uma das partes (banzos e alma) que a compõem. Ex: se o banzo for de classe 2 e alma for de classe 3, então a secção é de classe 3.

Na norma NP EN 1993-1-1 é apresentado um conjunto de tabelas onde através da esbelteza do elemento em análise (relação entre c (comprimento) e t (espessura)), se estabelecem os limites para cada classe (ver o quadro 6.1).

Quadro 6.1 – Limites máximos das relações comprimento-espessura para componentes comprimidos (reproduzido do NP EN 1993-1-1)

Componentes internos comprimidos			
 Eixo de flexão			
 Eixo de flexão			
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	quando $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	quando $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \frac{456\ \varepsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \frac{41{,}5\ \varepsilon}{\alpha}$
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	quando $\psi > -1$: $c/t \le \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ quando $\psi \le -1$[*]: $c/t \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Relativamente aos elementos metálicos que se encontrem tracionados, estes pertencem à classe 1.

A classe do elemento submetido à compressão pura é sempre maior ou igual à classe obtida nesse mesmo elemento quando submetido a quaisquer outros tipos de esforços. No caso em estudo, por simplificação, será demonstrado apenas o procedimento para a viga longitudinal do tabuleiro (longarina). No entanto, para o dimensionamento dos restantes elementos foi desenvolvido no Microsoft Excel um programa de cálculo automático, que assume como classe da secção o valor que se encontra nas tabelas "Arbed" (tabelas com as características geométricas dos perfis metálicos) relativo à compressão pura.

6.2.2. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Após classificada a secção, determina-se o tipo de análise que pode ser realizada – análise plástica ou análise elástica. No caso da classe do elemento ser igual ou inferior a 2 pode-se realizar a análise plástica ou elástica, enquanto no caso de ser igual ou superior a 3 apenas se pode realizar uma análise elástica, tendo em atenção que no caso de se tratar de classe 4 é necessário assumir uma secção efetiva.

6.2.2.1. Resistência axial

O valor de cálculo do esforço axial (N_{Ed}) deverá satisfazer as seguintes condições:

Tração

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \tag{6.0}$$

No caso de se tratar de secções com furos,

$$N_{Ed} \leq \min \begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot fy}{\gamma_{M0}} \\ N_{u,Rd} = \frac{0{,}9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \end{cases} \tag{6.1}$$

Compressão

No caso de se tratar de secções de classes 1,2 ou 3

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot fy}{\gamma_{m0}} \tag{6.2}$$

e no caso de se tratar de secções de classe 4

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot fy}{\gamma_{m0}} \tag{6.3}$$

A – área da secção transversal

A_{net} – área útil da secção transversal (após retirar as áreas relativas aos furos dos parafusos)

A_{eff} – área efetiva da secção transversal

f_y – tensão de cedência

f_u – tensão última

γ_{Mo} – coeficiente parcial de segurança

γ_{M2} – coeficiente parcial de segurança

6.2.2.2. Resistência ao corte

O valor de cálculo do esforço transverso (V_{Ed}) deverá satisfazer as seguintes condições.

No caso de se tratar de secções de classes 1 ou 2

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (6.4)$$

A_v – área resistente ao esforço transverso

e no caso de se tratar de secções de classes 3 ou 4

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{ed} \cdot S}{I.t} \leq \frac{fy}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (6.5)$$

A_v – área resistente ao esforço transverso

V_{Ed} – esforço transverso

S – momento estático, relativamente ao eixo principal da secção

I – momento de inércia da secção transversal

t – espessura no ponto considerado

No caso de perfis I e H com carga paralela à alma o valor de A_v é determinado através da seguinte expressão:

$$A_v = \text{máx}\{A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \,;\, \eta \cdot h_w \cdot t_w\} \quad (6.6)$$

A – área da secção transversal

b – largura total

t_f – espessura dos banzos

t_w – espessura da alma

r – raio de concordância

h_w – altura da alma

η – considerar igual 1 (valor conservativo)

6.2.2.3. Resistência à flexão

O valor de cálculo do momento fletor (M_{Ed}) deverá satisfazer as seguintes condições.

No caso de se tratar de secções de classes 1 ou 2

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.7)$$

no caso de se tratar de secções de classe 3

$$M_{Ed} \leq M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.8)$$

no caso de se tratar de secções de classe 4

$$M_{Ed} \leq M_{eff,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.9)$$

W_{pl} – módulo de flexão plástico da secção transversal

$W_{el,min}$ – módulo de flexão elástico mínimo da secção transversal

$W_{eff,min}$ – módulo de flexão elástico mínimo da secção transversal efetiva

6.2.2.4. Interação flexão – axial

Em elementos submetidos tanto ao esforço axial como ao momento flector (flexão composta), deve atender-se ao efeito do esforço normal no valor do momento fletor resistente. Esse efeito é determinado do seguinte modo.

No caso de se tratar de secções de classes 1 ou 2

$$M_{Ed} \leq M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \frac{(1-n)}{(1-0.5 \times a)}, M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.10)$$

$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$

$a = (A-2bt_f)/A$, $a \leq 0.5$

No entanto para secções em I ou H esta verificação poderá ser dispensada se,

- na avaliação do efeito do esforço axial sobre o momento fletor segundo y-y forem satisfeitas as seguintes condições:

$$N_{Ed} \leq 0{,}5 \times N_{pl,Rd} \quad ; \quad N_{Ed} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.11)$$

- na avaliação do efeito do esforço axial sobre o momento fletor segundo z-z for satisfeita a seguinte condição:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.12)$$

e no caso de se tratar de secções de classes 3 ou 4

$$\sigma_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I} \cdot y \leq f_y \quad (6.13)$$

A – área da secção transversal

I – momento de inércia da secção transversal

y – posição do ponto considerado relativamente ao eixo neutro

b – largura total da secção

t_f – espessura do banzo

6.2.2.5. Interação flexão – corte

Em elementos que apresentam esforço transverso deve ser considerado o seu efeito na determinação do momento flector resistente. Esse efeito é determinado do seguinte modo.

No caso de se tratar de secções de classes 1 ou 2

$$M_{Ed} \leq M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} \times \frac{\rho \cdot {A_w}^2}{4 \cdot t_w}\right] \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, M_{y,V,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.14)$$

(*formula válida para secções com banzos iguais em I)*

A verificação anterior pode ser dispensada se $V_{Ed} \leq 0{,}5\ V_{pl,Rd}$.

Caso se trate de secções de classes 3 ou 4,

$$\sqrt{({\sigma_{Ed}}^2 + 3 \cdot {\tau_{Ed}}^2)} \leq f_y \quad (6.15)$$

6.2.3. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA

Em elementos que se encontram uniformemente comprimidos, o Eurocódigo estipula que é necessário verificar a segurança relativamente à encurvadura.

No caso de se tratar de secções de classes 1,2 ou 3,

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.16)$$

e para as secções de classe 4,

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.17)$$

χ – coeficiente de redução para o modo de encurvadura considerado (segundo a direção y ou z)

γ_{M1} – coeficiente parcial de segurança

$N_{b,Rd}$ – valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido

b – largura total da secção

t_f – espessura do banzo

A determinação do coeficiente de redução (χ) à encurvadura é realizada através do seguinte procedimento:

- definição do comprimento de encurvadura – L;

- cálculo da esbelteza segundo as direções y e z:

$$\lambda y = \frac{Ly}{iy} \quad ; \quad \lambda z = \frac{Lz}{iz} \tag{6.18}$$

- definição de $\lambda_{cr}=93{,}9\varepsilon$;
- cálculo da esbelteza normalizada:

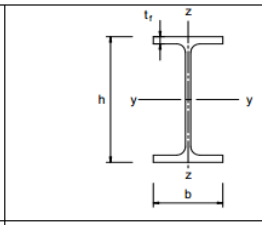
para classes 1,2 ou 3: $$\bar{\lambda} = \frac{\text{máx}(\lambda_y;\lambda_z)}{\lambda_{cr}} \tag{6.19}$$

para classe 4: $$\bar{\lambda} = \frac{\text{máx}(\lambda_y;\lambda_z)}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \tag{6.20}$$

- Através da curva de encurvadura é definido o valor do fator de imperfeição (α). Esta curva está relacionada com o tipo de aço, com a geometria da secção transversal e com o eixo em relação ao qual está a ser considerada a encurvadura (ver os quadros 6.2 e 6.3);

Quadro 6.2 – Curvas de encurvadura associadas a perfis laminados

(reproduzido da NP EN 1993-1-1)

Secção transversal		Limites		Encurva-dura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
					S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		h/b > 1,2	$t_f \leq 40$ mm	y – y z – z	a b	a_0 a_0
			40 mm < $t_f \leq$ 100 mm	y – y z – z	b c	a a
		h/b ≤ 1,2	$t_f \leq 100$ mm	y – y z – z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y – y z – z	d d	c c

Quadro 6.3 – Fatores de Imperfeição (reproduzido da NP EN 1993-1-1)

Curva de encurvadura	a_0	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

- determinação do valor ϕ:

$$\phi = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) + \bar{\bar{\lambda}}^2\right] \tag{6.21}$$

- cálculo do coeficiente de redução χ:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\left(\phi^2 - \bar{\lambda}^2\right)}} \tag{6.22}$$

6.2.4. Resistência à encurvadura lateral

No caso de elementos com secções abertas, como as secções em I ou H, fletidas em torno do eixo de maior inércia deve ser considerada a possibilidade de a resistência do elemento à encurvadura por torção-flexão poder ser inferior à resistência por flexão.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.23)$$

Em que:

$W_y = W_{pl,y}$ para secções das classes 1 ou 2

$W_y = W_{el,y}$ para secções da classe 3

$W_y = W_{eff,y}$ para secções da classe 4

χ_{LT} – coeficiente de redução para encurvadura lateral

γ_{M1} – coeficiente parcial de segurança

A determinação do coeficiente de redução (χ_{LT}) à encurvadura lateral é realizada através do seguinte procedimento:

- determinação do M_{cr}:

$$M_{cr} = c_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z} + \left[c_2 \cdot z_g - c_3 \cdot z_j \right]^2 \right]^{1/2} - \left[c_2 \cdot z_g - c_3 . z_j \right] \right\} \quad (6.24)$$

I_Z – momento de inércia da secção em relação ao eixo z-z

I_T – constante de torção uniforme

I_w– constante de empenamento

L – comprimento entre secções do elementro, que se encontram contraventadas lateralmente

G – módulo de distorção

E – módulo de elasticidade

C_1, C_2, C_3 – parâmetros relacionados com a configuração do diagrama de momentos fletores e com as condições de apoio do elemento em análise

k_Z e k_w – fatores associados às condições de apoio e relativos ao comprimento efetivo do elemento. Estes fatores variam entre 0,5 (deformações impedidas) e 1 (deformações livres), sendo usualmente considerados como unitários (valor conservativo)

z_a – coordenada do centro de corte relativamente ao centro de gravidade da secção

z_s – coordenada do ponto de aplicação da carga relativamente ao centro de gravidade da secção (positivo na parte comprimida e negativo na parte tracionada)

$z_g = (z_a - z_s)$

z_j – parâmetro que traduz o grau de assimetria da secção, sendo nulo no caso de vigas com secções simétricas

- cálculo da esbelteza lateral:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (6.25)$$

$W_y = W_{pl,y}$ para secções das classes 1 ou 2;

$W_y = W_{el,y}$ para secções da classe 3;

$W_y = W_{eff,y}$ para secções da classe 4;

- definição do valor do fator de imperfeição – α_{LT}, com base na curva de encurvadura, que por sua vez está associada à geometria da secção e ao tipo de secção transversal (ver os quadros 6.4 e 6.5).

Quadro 6.4 – Curvas de encurvadura lateral (reproduzido da NP EN 1993-1-1)

Secção transversal	*Limites*	*Curva de encurvadura*
Secções em I laminadas	h/b ≤ 2 h/b > 2	a b
Secções em I soldadas	h/b ≤ 2 h/b > 2	c d
Outras secções transversais	-	d

Quadro 6.5 – Fatores de Imperfeição associados à encurvadura lateral (reproduzido da NP EN 1993-1-1)

Curva de encurvadura	a	b	c	d
Factor de imperfeição α_{LT}	*0,21*	*0,34*	*0,49*	*0,76*

- determinação do valor ϕ_{LT}:

$$\phi_{LT} = 0{,}5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2\right) + \bar{\bar{\lambda}}_{LT}^{\,2}\right] \quad (6.26)$$

- por fim o coeficiente de redução

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\left(\phi_{LT}^{\,2} - \bar{\lambda}_{LT}^{\,2}\right)}} \quad (6.27)$$

6.2.5. Resistência ao enfunamento

O enfunamento ou encurvadura por esforço transverso, geralmente, não ocorre nos perfis laminados comerciais porque estes cumprem, na maior parte dos casos, a condição de $h_w/ t_w \leq 72x(\varepsilon/1{,}2)$, dispensando nesses casos esta verificação. No entanto, em pontes, como os perfis são mais esbeltos (maior valor da altura da alma – h_w), esta condição não é respeitada na maioria dos casos, sendo necessária a realização desta verificação. No caso em análise, uma vez que o tabuleiro é constituído por perfis laminados comerciais esta verificação não será condicionante.

6.2.6. Resistência de elementos em flexão composta com compressão

No caso de não ser realizada uma análise de 2ª ordem, devem ser satisfeitas as condições 6.28 e 6.29 para verificar a estabilidade dos elementos uniformes com secções transversais duplamente simétricas, susceptíveis de se deformarem por torção (secções abertas em I ou H sem travamento transversal).

yy : $$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.28)$$

zz: $$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}+\Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (6.29)$$

χ_y e χ_z – coeficiente de redução de encurvadura por flexão (segundo a direção y ou z)

χ_{LT} – coeficiente de redução de encurvadura lateral

γ_{M1} – coeficiente parcial de segurança

$N_{,Rk}$ – valor característico da resistência à compressão

N_{ed}, $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ – valores de cálculo dos esforços de compressão e dos momentos máximos no elemento (segundo a direção y ou z)

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ – momentos originados pela alteração da posição do eixo neutro. Esta situação apenas se verifica em secções de classe 4, uma vez que para efeitos de cálculo se trabalha com uma secção efetiva

k_{yy}, k_{zz}, k_{yz} e k_{zy}– factores de interação

Quadro 6.6 – Valores de $N_{Rk}=f_yA_i$; $M_{i,Rk}=f_yW_i$ e $\Delta M_{i,Ed}$ (reproduzido da NP EN 1993-1-1)

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Os fatores de interação podem ser determinados através de dois métodos presentes na NP EN 1993-1-1. Neste caso foi adoptado o método 2 presente no anexo B da referida norma.

6.3. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS METÁLICOS

Em pontes, como o comprimento do tabuleiro da ponte é superior ao das peças pré-fabricadas (geralmente), é frequente a necessidade da interrupção das vigas metálicas constituintes do tabuleiro. Deste modo, o comprimento total do tabuleiro é alcançado através da associação de vários elementos metálicos mais pequenos (ligação entre longarinas). A ligação entre elementos pode ser estabelecida através de ligações aparafusadas (ligações removíveis) ou soldadas (ligações permanentes).

6.3.1. LIGAÇÕES APARAFUSADAS

As ligações aparafusadas, comparativamente com as ligações soldadas, são menos resistentes. No entanto, permitem montagens e desmontagens mais rápidas das ligações, requerem operários menos qualificados, necessitam de menos energia para a realização das ligações e apresentam uma maior

ductilidade e fiabilidade, sendo mais resistentes à fadiga. Os principais problemas relacionados com as ligações aparafusadas estão relacionados com o colapso da ligação, com a corrosão dessa junção provocada pela presença de água nessas zonas e com a dificuldade em aparafusar corretamente as ligações associadas a locais de difícil acessibilidade em obra.

A ligação é estabelecida por recurso a chapas aparafusadas que realizam a junção dos banzos e/ou das almas das vigas contíguas. A chapa aparafusada que estabelece a união entre os banzos é utilizada para transmitir o esforço axial actuante nos banzos, enquanto a chapa de alma é usada para transmitir o esforço axial, o esforço transverso e o momento fletor que atuam na alma da viga.

6.3.1.1. Ligação entre banzos

O dimensionamento de ligações aparafusadas inicia-se com a definição da espessura da chapa aparafusada. A espessura da chapa admitida, geralmente, é igual à espessura do banzo do perfil a unir porque desta forma a capacidade resistente da chapa é próxima da capacidade resistente do banzo, conseguindo-se desta forma transmitir o máximo esforço axial possível pela ligação de banzo. A largura da chapa admitida (na maior parte dos casos) coincide com a largura do banzo.

Após definida a espessura da chapa define-se o intervalo para o diâmetro dos parafusos, que estabelecem a ligação entre os elementos.

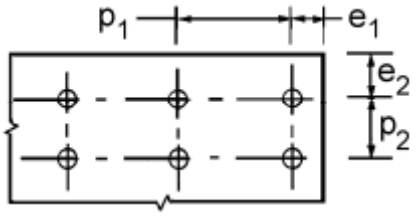
$$\sqrt{40 \times \left(\frac{t}{0,4} - 1\right)} \leq d \leq \sqrt{40 \times \left(\frac{t}{0,7} - 1\right)} \qquad (6.30)$$

d – diâmetro nominal , mm

t – espessura mínima dos elementos a ligar, mm

A classe dos parafusos é do critério do projectista, sendo que em pontes se usam parafusos pré-esforçados (classes 8.8 e 10.9).

A disposição dos parafusos na chapa é definida após serem estabelecidos os valores relativos ao seu diâmetro (d) e à espessura da chapa (t) a usar (Fig.6.1).



$$1,2 \cdot d0 \leq e1 \leq 40mm + 4 \cdot t$$
$$1,5 \cdot d0 \leq e2 \leq 40mm + 4 \cdot t$$
$$2,2 \cdot d0 \leq p1 \leq \text{mín}\{14 \cdot t; 200mm\}$$
$$2,4 \cdot d0 \leq p2 \leq \text{mín}\{14 \cdot t; 200mm\}$$

Fig.6.1 – Limites de espaçamento entre parafusos e a sua disposição na chapa (adaptado da NP EN 1993-1-8)

p1 – distância entre os eixos dos parafusos de uma fiada, medida na direção do esforço

p2 – distância entre os eixos dos parafusos de uma fiada, medida perpendicularmente à direção do esforço

e1 – distância entre o centro do furo de um parafuso e a extremidade adjacente, medida na direção do esforço

e2 – distância entre o centro do furo de um parafuso e a extremidade adjacente, medida perpendicularmente à direção do esforço

d0 – diâmetro do furo, mm

Os limites impostos para as distâncias entre parafusos permitem assegurar que cada parafuso tem uma área de influência adequada à sua rigidez e à das chapas a ligar, garantindo deste modo a eficiência da ligação. O número de fiadas será definido em função do número total de parafusos, que por sua vez depende da resistência necessária para suportar os esforços a transmitir.

As ligações aparafusadas podem ser solicitadas ao corte e/ou à tração e, consequentemente, os critérios de verificação de segurança dos parafusos diferem consoante o tipo de solicitação a que estes se encontram submetidos.

No caso em análise, os parafusos apenas se encontram solicitados ao corte, pelo que apenas são apresentados os critérios de verificação de segurança associados ao corte.

As ligações aparafusadas solicitadas ao corte podem atingir a rotura de três modos – corte do parafuso, esmagamento das chapas a ligar ou escorregamento do parafuso. Desta forma, os parafusos solicitados ao corte são projetados como pertencentes a uma das seguintes categorias.

- Categoria A – ligação resistente ao esmagamento. Não resiste ao escorregamento do parafuso. Podem ser usadas as classes de parafusos compreendidas entre a 4.6 e a 10.9;

$$F_{v,Ed} \leq \min\{F_{v,Rd};\ F_{b,Rd}\}$$

- Categoria B – ligação resistente ao escorregamento no estado limite utilização. Apenas podem ser usados os parafusos das classes 8.8 e 10.9;

$$F_{v,Ed,serviço} \leq F_{s,Rd,serviço} \quad ; \quad F_{v,Ed} \leq \min\{F_{v,Rd};\ F_{b,Rd}\}$$

- Categoria C – ligação resistente ao escorregamento no estado limite último. Apenas podem ser usados os parafusos das classes 8.8 e 10.9.

$$F_{v,Ed} \leq \min\{F_{v,Rd};\ F_{b,Rd;}\ F_{s,Rd}\ \}$$

$F_{v,Ed}$ – valor de cálculo do corte em cada parafuso, em estado limite último

$F_{v,Ed,serviço}$ – valor de cálculo de corte em cada parafuso, em estado limite serviço

$$F_{v,Ed} = \frac{N_{Ed}}{n^{o}_{parafusos}} \qquad (6.31)$$

$F_{v,Rd}$ – valor de cálculo da resistência ao corte por parafuso

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{1{,}25} \times n^{o}\text{de planos de corte} \qquad (6.32)$$

$\alpha_v = 0{,}6$ – classes 4.6, 5.6, 8.8

$\alpha_v = 0{,}5$ – classes 6.8, 10.9

A_s – área da secção resistente do parafuso

f_{ub} – tensão de rotura à tração do parafuso

$F_{b,Rd}$ – valor de cálculo da resistência ao esmagamento do parafuso

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{1,25} \quad (6.33)$$

α_b = mín $\left\{\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{fu}; 1\right\}$

k1 = mín $\left\{2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right\}$

A_s – área da secção resistente do parafuso

f_u – tensão de rotura da chapa

d – diâmetro nominal

t – menor espessura da chapa a ligar

$F_{s,Rd}$ – valor de cálculo da resistência ao escorregamento do parafuso, em estado limite último

$F_{s,Rd,serviço}$ – valor de cálculo da resistência ao escorregamento do parafuso, em estado limite de serviço

$$F_{s,Rd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot n \cdot 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M3}} \quad (6.34)$$

K_s – parâmetro associado ao tipo de furo – 0,63 a 1

μ – coeficiente de atrito para parafusos pré-esforçados – 0,2 a 0,5

γ_{M3} – coeficiente de segurança: ELS – 1,1; ELU – 1,25

6.3.1.2. Ligação entre almas

A junção de elementos pela alma é um problema que é resolvido por iterações, isto é, é necessário atribuir um valor para o diâmetro nominal dos parafusos, em seguida definir a disposição dos parafusos na chapa e o respetivo número de fiadas, e por fim determinar a capacidade resistente da ligação e compará-la com os esforços actuantes. Caso apresente uma capacidade resistente insuficiente pode-se alterar o número de fiadas, o diâmetro nominal dos parafusos, o espaçamento entre parafusos ou a sua classe. Desta forma constata-se que este tipo de união envolve maior complexidade que a ligação de banzo.

Relativamente ao dimensionamento da chapa de ligação, a sua espessura depende do diâmetro do parafuso (influencia a resistência da secção útil da chapa) e a sua altura tem que ser inferior ao comprimento da zona reta da alma do perfil que está a ser ligado.

Neste tipo de união, o esforço de corte a atuar em cada parafuso varia devido ao momento fletor, ao contrário da ligação de banzo, sendo que neste caso em cada parafuso atua uma força com duas componentes (uma horizontal e outra vertical). A grandeza dessas componentes depende da distância do parafuso ao centro de rigidez da ligação e dos esforços actuantes. A resistência do parafuso é determinada da mesma forma que na ligação de banzo.

$$H_{máx} = \frac{N_{Ed}}{nº_{parafusos}} + \frac{M_{Ed}}{I_p} \cdot y_{máx} \quad (6.35)$$

$$V_{máx} = \frac{V_{Ed}}{nº_{parafusos}} + \frac{M_{Ed}}{I_p} \cdot x_{máx} \quad (6.36)$$

$$T_{max} = \sqrt{{H_{máx}}^2 + {V_{máx}}^2} \quad (6.37)$$

$$I_p = \sum({x_i}^2 + {y_i}^2) \quad (6.38)$$

H_{max} – esforço máximo atuante no parafuso na direção horizontal

V_{max} – esforço máximo atuante no parafuso na direção vertical

T_{max} – esforço máximo atuante no parafuso

I_p – inércia polar da ligação aparafusada

6.3.2. LIGAÇÕES SOLDADAS

As ligações soldadas são mais resistentes, permitem uma maior economia do material (ausência de furos e de parafusos), são mais fáceis de modificar/corrigir e permitem um melhor acabamento das ligações. No entanto, requerem mais tempo para a fabricação, são mais difíceis de montar, requerem operários mais qualificados, necessitam de mais energia para a realização das ligações e apresentam uma menor ductilidade, sendo menos resistentes à fadiga. As ligações soldadas são rígidas e a sua principal ação é a transmissão do momento fletor. A soldadura é o tipo de junção preferida entre elementos com geometrias complexas porque garante uma perfeita continuidade das peças (muito usada na fabricação de vigas I e H).

O processo de união de diferentes peças através da soldadura não deve ser realizado em obra uma vez que esta operação envolve grandes variações de temperatura no aço, podendo conduzir à formação de microfissuras na soldadura caso haja contacto da região fundida com o ar atmosférico. A fusão do aço durante esta operação conduz à modificação das suas propriedades – o aço após a soldadura apresenta uma resistência superior mas torna-se menos dúctil.

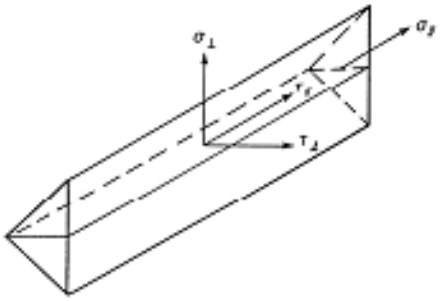
Os cordões de soldadura podem ser classificados relativamente à superfície de contacto como cordões de topo ou cordões de ângulo.

No caso de cordões de topo, a espessura do cordão deve ser igual à menor espessura dos elementos a ligar.

No caso de cordões de ângulo, a espessura do cordão deve ser superior a 3mm, e inferior a 0,7 vezes a espessura do elemento mais delgado a unir. O valor da espessura do cordão deve ser múltiplo de 0,5mm. Desta forma é assegurada uma execução eficaz e precisa.

A determinação da resistência de um cordão de soldadura foi realizada através do método direcional presente na norma NP EN 1993-1-8 (Fig.6.2).

A tensão normal paralela ao eixo de soldadura não é considerada no cálculo do valor de resistência da soldadura.



$\sigma_{\perp}$- tensão normal perpendicular à espessura;

$\sigma_{\parallel}$- tensão normal paralela ao eixo da soldadura

$\tau_{\perp}$- tensão tangencial (no plano da espessura) perpendicular ao eixo da soldadura

$\tau_{\parallel}$ - tensão tangencial (no plano da espessura) paralela ao eixo da soldadura

Fig.6.2 – Tensões no plano que define um cordão de ângulo (adaptado da NP EN 1993-1-8).

Critério de verificação de segurança:

$$\sqrt{{\sigma_{\perp}}^2 + 3 \cdot ({\tau_{\perp}}^2 + {\tau_{\parallel}}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot 1{,}25} \qquad (6.39)$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{0{,}9 \cdot f_u}{1{,}25} \qquad (6.40)$$

6.4. DIMENSIONAMENTO DA VIGA LONGITUDINAL DO TABULEIRO (LONGARINA) AO E.L.U

6.4.1. ASPETOS GERAIS

Os esforços na estrutura modelada são obtidos com base nas combinações definidas no capítulo 5. Por simplificação, os esforços de dimensionamento dos elementos estruturais da parte do tabuleiro a acrescentar, são definidos do modo em seguida apresentado.

- Para cada combinação são registados os valores máximos positivos e os mínimos negativos das seis componentes de forças (as três forças segundo x, y e z e os três momentos segundo x, y e z) relativos a cada elemento estrutural do tabuleiro a acrescentar – carlingas, longarinas, travessas e contraventamentos ao nível do banzo superior das longarinas.
- Em simultâneo é registado o número da barra e a posição da carga móvel no tabuleiro a que estão associadas essas forças. Desta forma, para cada combinação efetuada, resultaram 12 esforços (6 máximos e 6 mínimos) associados a cada um dos elementos estruturais analisados (carlingas, longarinas, …). A cada um desses esforços corresponde uma determinada barra e uma determinada posição da carga móvel no tabuleiro.
- Em seguida, para cada elemento estrutural, é identificada a combinação de cargas, a barra do modelo e a posição da carga móvel correspondentes ao valor máximo e mínimo de

cada uma das seis componentes de força. Deste modo para cada elemento estrutural resultam 12 valores extremos de esforços (6 máximos e 6 mínimos).

- Por fim são registados, para cada elemento estrutural, os esforços associados a cada um dos membros identificados no ponto anterior (combinação de cargas/ barra do modelo/ posição da carga móvel), obtendo desta forma 12 conjuntos de esforços para cada elemento, estando através deste procedimento assegurado que este conjunto de esforços contém os valores extremos das seis componentes de força.

Este procedimento simplificado visa substituir o procedimento rigoroso (demasiado moroso), que consistiria na verificação de segurança elemento a elemento (a interação de momento – axial e de momento – corte, para cada membro) – ver tabelas do anexo A.

Dado o elevado número de casos de análise associados aos elementos do tabuleiro, (ex: número total de barras usadas nas carlingas = 966, número de posições da carga móvel ao longo do tabuleiro = 247, número de casos de análise nas carlingas para cada combinação = 966×247), não é razoável apresentar numa tabela os esforços referentes a cada elemento do novo tabuleiro, pelo que os resultados estão trabalhados e compilados em tabelas e diagramas – ver o anexo A.

Os diagramas de esforços presentes no anexo A são apenas referentes às longarinas do novo tabuleiro, uma vez que o número de hipóteses de combinações de ações (10 para cada elemento do novo tabuleiro) conduz a um número elevado de diagramas. Deste modo, apenas são representados, para as longarinas, os diagramas relativos às ações aplicadas na estrutura e às combinações interessadas no quadro do anexo A – Conjunto de esforços adotado no dimensionamento. Relativamente aos diagramas das combinações de ações pode-se concluir que a zona de maiores esforços é nas proximidades dos encontros da ponte.

6.4.2. DIMENSIONAMENTO DA LONGARINA

Esforços considerados

F_x=496,04kN, F_y=33,684kN, F_z=76,56kN;

M_x=0kN.m, M_y=-41,43kN.m, M_z=19,85kN.m;

Classificação da secção transversal

Tipo de perfil pretendido: IPE

Classe de aço: S235 → ε=1

1º iteração – hipótese: IPE 450

Classificação do banzo:

$c = (190 - 9{,}4 - 2 \times 21)/2 = 69{,}3\text{mm}$; $t = t_f = 14{,}6\text{mm}$

$c/t = 4{,}747$, banzo solicitado à compressão → $\frac{c}{t} \leq 9$ ok!

banzo é de classe 1!

Classificação da alma:

$c = 450 - 2 \times 14{,}6 - 2 \times 21 = 378{,}8\text{mm}$; $t = t_w = 9{,}4\text{mm}$

$c/t = 40{,}3$, alma solicitada à compressão e à flexão

hipótese: classe da alma $\leq 2 \rightarrow$ diagrama plástico

$$2 \times a \times f_y = N_{Ed} \leftrightarrow a = 112{,}28\text{mm} \; ; \; \alpha = \left(\frac{c}{2} + a\right)/c = 0{,}7964 \rightarrow \frac{c}{t} \leq \frac{396}{13 \cdot \alpha - 1} \text{ ok!}$$

alma é de classe 1, logo a classe da secção é também 1.

Resistência da secção transversal

Para efeito de demonstração é realizada tanto a análise plástica como a elástica, embora neste caso bastasse recorrer ao cálculo plástico.

$N_{pl,Rd} = N_{el,Rd} = 98{,}82 \times 23{,}5 = 2322{,}27\text{kN}$ ok!

$$V_{pl,Rd} = 50{,}85 \times \frac{23{,}5}{\sqrt{3}} = 689{,}92\text{kN} \text{ ok!}$$

$M_{pl,Rd} = 1702 \times 0{,}235 = 399{,}97\text{kN.m}$ ok!

$$\sigma_{Ed} = \frac{496{,}04}{98{,}82 \times 10^{-4}} + \frac{41{,}43}{1500 \times 10^{-6}} + \frac{19{,}85}{176{,}4 \times 10^{-6}} = 190{,}344 \text{ MPa ok!}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{76{,}56 \times 851 \times 10^{-6}}{33740 \times 10^{-8} \times 0{,}0094} = 20{,}55 \text{ MPa ok!}$$

$V_{Ed} \leq 0{,}5 \times 689{,}92 = 344{,}96$ kN, logo não há interação flexão − transverso

$$\sigma_c = \sqrt{190{,}344^2 + 3 \times 20{,}55^2} = 193{,}64 \text{ MPa ok!}$$

$N_{Ed} \leq 0{,}25 \times 2322{,}27 = 580{,}57$ KN e $N_{Ed} \leq 0{,}5 \times 0{,}4208 \times 0{,}0094 \times 235000 = 464{,}8$kN,
logo é preciso verificar a interação flexão − axial

$$n = \frac{496{,}04}{2322{,}27} = 0{,}2136 \; ; \; a = \frac{98{,}82 - 2 \times 19 \times 1{,}46}{98{,}82} = 0{,}4386 \; ;$$

$$M_{N,y,Rd} = 399{,}97 \times \frac{1 - 0{,}2136}{1 - 0{,}5 \times 0{,}4386} = 403\text{kN.m} \leq 399{,}97 \rightarrow 399{,}97 \text{ ok!}$$

Resistência à encurvadura

$l = l_y = l_z = 2{,}875\text{m} \rightarrow \lambda_y = 15{,}557$; $\lambda_z = 69{,}7816 \rightarrow \overline{\lambda_y} = 0{,}16568$; $\overline{\lambda_z} = 0{,}74315$

$h = 450\text{mm}$; $b = 190\text{mm}$; $\frac{h}{b} = 2{,}39 \rightarrow \alpha_y = 0{,}21$; $\alpha_z = 0{,}34$

$\phi_y = 0{,}51012$; $\phi_z = 0{,}86847 \rightarrow \chi_y = 1$; $\chi_z = 0{,}7588$

$N_{b,Rd} = 2322{,}27 \times 0{,}7588 = 1762{,}12$ kN ok!

Resistência à encurvadura lateral

$I_Z = 1676 \times 10^{-8} m^4$; $I_T = 66{,}87 \times 10^{-8} m^4$; $I_W = 791 \times 10^{-9} m^6$; $L = 2{,}875 m$

$G = 80{,}77 Gpa$; $E = 210 GPa$; $C_1 = 1{,}12$; $Z_g = 0$; $Z_j = 0$; $K = K_W = 1$; $\alpha_{LT} = 0{,}34$

$W_y = 1702 \times 10^{-6}$; $M_{cr} = 1153{,}4 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1702 \times 10^{-6} \times 235000}{M_{cr}}} = 0{,}588874$

$\phi_{LT} = 0{,}739495$; $\chi_{LT} = 0{,}842 \rightarrow M_{b,Rd} = 0{,}842 \times 399{,}97 = 336{,}77$ ok!

Resistência ao enfunamento

$h_w = 378.8 mm$; $t_w = 9.4 mm \rightarrow \frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72}{1{,}2} \rightarrow$ dispensa a verificação ao enfunamento

Resistência de elementos em flexão composta com compressão

$$Y - Y: \frac{496{,}04}{2322{,}27} + K_{YY} \times \frac{41{,}43}{336{,}77} + K_{YZ} \times \frac{19{,}85}{276{,}4 \times 10^{-6} \times 235000} = 0{,}6 \leq 1 \text{ OK!}$$

$$Z - Z: \frac{496{,}04}{1762{,}12} + K_{ZY} \times \frac{41{,}43}{336{,}77} + K_{ZZ} \times \frac{19{,}85}{276{,}4 \times 10^{-6} \times 235000} = 0{,}855 \leq 1 \text{ OK!}$$

$\Psi = 0{,}743$ (valor obtido através do diagrama de momentos)

$C_{MY} = C_{MZ} = C_{MLT} = 0{,}6 + 0{,}4 \times \Psi = 0{,}8972$

$K_{YY} = 0{,}89$; $K_{YZ} = 0{,}904$; $K_{ZZ} = 1{,}507$; $K_{ZY} = 0{,}91434$

6.5. DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS METÁLICOS DO TABULEIRO

6.5.1. LIGAÇÃO DAS PARTES CONSTITUINTES DA CARLINGA

Ligação estabelecida através da soldadura a uma chapa de extremidade saliente

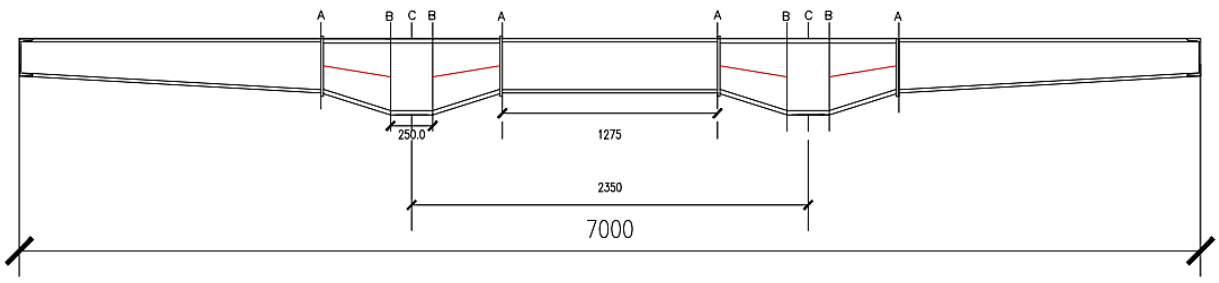


Fig.6.3 – Carlinga do tabuleiro rodoviário

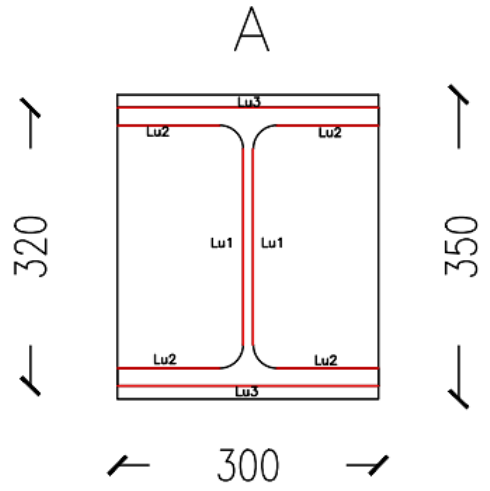


Fig.6.4 – Corte transversal da carlinga na posição A (ver Fig.6.3). Linhas vermelhas representam o cordão de soldadura.

Esforços a transmitir: M = 308kN.m e V = 325kN

Perfil a ser ligado: HEB 320 (t_f=20,5mm ; t_w= 11,5mm)

Esta ligação é estabelecida com recurso a cordões de ângulo. A determinação da espessura dos cordões é um processo iterativo, sendo que apenas se apresentará a hipótese relativa à solução final. A espessura do cordão de alma – a_1=8mm e a espessura do cordão de banzo – a_2=10mm.

lu1(comprimento útil do cordão de alma) = $279 - 2 \times 27 - 2 \times a_1$=209 mm

lu2(comp. útil do cordão interior do banzo) = $(300 - 11{,}5 - 2 \times 27)/2 - 2 \times a_2$= 97,25mm

lu3(comp. útil do cordão exterior do banzo) = $300 - 2 \times a_2$= 280 mm

Uma vez que a disposição dos cordões é simétrica relativamente aos eixos y e z, o centro geométrico dos cordões de soldadura coincide com o centro geométrico da secção transversal do perfil a ligar – y_G=0,17m.

Após conhecido o centro geométrico da ligação soldada procede-se para a determinação da sua inércia.

$$I_g=\frac{0{,}209^3\times 0{,}008}{12}\times 2+\frac{0{,}09725\times 0{,}01^3}{12}\times 4+0{,}09725\times 0{,}01\times(0{,}17-0{,}0355)^2\times 2+0{,}09725\times 0{,}01\times(0{,}3045-0{,}17)^2\times 2+\frac{0{,}28\times 0{,}01^3}{12}\times 2+0{,}28\times 0{,}01\times 2\times(0{,}17-0{,}005)^2+0{,}28\times 0{,}01\times(0{,}335-0{,}17)^2=2{,}350826\times 10^{-4}\mathrm{m}^4$$

Verificação do cordão de banzo:

$$\sigma=\frac{M}{I_G}\cdot y=\frac{308}{I_G}\times 0{,}17=222{,}73\mathrm{MPa}\ ;$$

$$\sigma_\perp=\sigma\times\cos 45^\circ=157{,}5\mathrm{Mpa}\leq 0{,}9\times\frac{f_u}{1{,}25}=0{,}9\times\frac{360}{1{,}25}=259{,}2\mathrm{MPa}\ \text{ ok!}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma \times \text{sen } 45° = 157{,}5\text{Mpa} \; ; \; \tau_{\parallel} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \sqrt{\left(157{,}5^2 + 3 \times (157{,}5^2 + 0^2)\right)} = 315 \text{ MPa} \leq \frac{0{,}9 \times 360}{1{,}25} = 360 \text{ MPa ok!}$$

Verificação do cordão de alma:

$$\sigma = \frac{M}{I_G} \cdot y = \frac{308}{I_G} \times (0{,}168 - 0{,}1045) = 100{,}86\text{MPa} \; ;$$

$$\sigma_{\perp} = \sigma \times \cos 45° = 71{,}32\text{MPa} \leq 0{,}9 \times \frac{f_u}{1{,}25} = 0{,}9 \times \frac{360}{1{,}25} = 259{,}2\text{MPa ok!}$$

$$\tau_{\perp} = \sigma \times \text{sen } 45° = 71{,}32\text{MPa} \; ; \; \tau_{\parallel} = \frac{V_{Ed}}{2 \times a \times l_u} = \frac{325}{2 \times 0{,}008 \times 0{,}209} = 97{,}19\text{MPa}$$

$$\sigma_c = \sqrt{\left(71{,}32^2 + 3 \times (71{,}32^2 + 97{,}19^2)\right)} = 220{,}65 \text{ MPa} \leq \frac{0{,}9 \times 360}{1{,}25} = 360 \text{ MPa ok!}$$

Definida a espessura dos cordões de soldadura, determina-se a espessura da chapa de extremidade que não condicione a espessura dos cordões – e_{chapa}=10/0,7=15mm. A largura da chapa coincide com a largura dos perfis a ligar – 300 mm; e a sua altura é igual à soma da altura dos perfis a ligar com a espessura dos cordões de banzo mais um espaço de margem livre – 320 + 10 +10 + 10 + 10 = 360mm.

Ligação de topo entre os perfis que constituem a carlinga

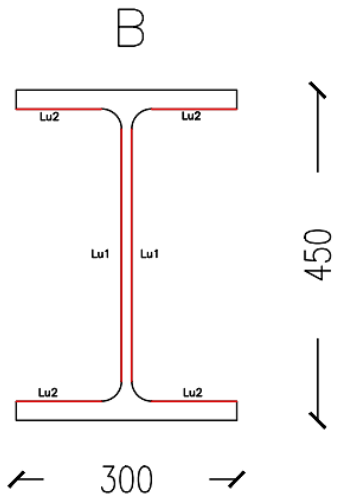


Fig.6.5 – Corte transversal da carlinga na posição B (ver Fig.6.3). Linhas vermelhas representam o cordão de soldadura.

Esforços a transmitir: M = 400kN.m e V = 325kN

Perfil a ser ligado: HEB 450 (t_f=26mm ; t_w= 14mm)

Esta ligação é estabelecida com recurso a cordões de topo. A determinação da espessura dos cordões é igual à menor das espessuras dos elementos a ligar. A espessura do cordão de alma (a_1) é 14mm e a espessura do cordão de banzo (a_2) é 26mm.

lu1(comprimento útil do cordão de alma) = $450 - 2 \times 26 - 2 \times 27 - 2 \times a_1$=316mm

lu2(comp. útil do cordão interior do banzo) = $(300 - 14 - 2 \times 27)/2 - 2 \times a_2$= 64mm

Uma vez que a disposição dos cordões é simétrica relativamente aos eixos y e z, o centro geométrico dos cordões de soldadura coincide com o centro geométrico da secção transversal do perfil a ligar – y_G=0,225m.

Após conhecido o centro geométrico da ligação soldada procede-se para a determinação da sua inércia.

$$I_G = \frac{0{,}316^3 \times 0{,}016}{12} \times 2 + \frac{0{,}064 \times 0{,}026^3}{12} \times 4 + 0{,}064 \times 0{,}026 \times (0{,}225 - 0{,}039)^2 \times 2 + 0{,}064 \times 0{,}026 \times (0{,}411 - 0{,}225)^2 \times 2 = 3{,}04273 \times 10^{-4}\text{m}^4$$

Verificação do cordão de banzo:

$$\sigma = \frac{M}{I_G} \cdot y = \frac{400}{I_G} \times (0{,}225 - 0{,}039) = 245\text{MPa}\ ;$$

$$\sigma_\perp = \sigma \times \cos 45° = 172{,}9\text{MPa} \leq 0{,}9 \times \frac{f_u}{1{,}25} = 0{,}9 \times \frac{360}{1{,}25} = 259{,}2\text{MPa}\ \text{ ok!}$$

$$\tau_\perp = \sigma \times \text{sen}\ 45° = 172{,}9\ \text{MPa}\ ;\ \tau_\parallel = 0\ \text{MPa}$$

$$\sigma_c = \sqrt{\left(172{,}9^2 + 3 \times (172{,}9^2 + 0^2)\right)} = 388\ \text{MPa}\ \leq \frac{0{,}9 \times 360}{1{,}25} = 360\ \text{MPa ok!}$$

Verificação do cordão de alma:

$$\sigma = \frac{M}{I_G} \cdot y = \frac{400}{I_G} \times (0{,}225 - 0{,}067) = 207{,}71\text{MPa}\ ;$$

$$\sigma_\perp = \sigma \times \cos 45° = 146{,}871\text{MPa} \leq 0{,}9 \times \frac{f_u}{1{,}25} = 0{,}9 \times \frac{360}{1{,}25} = 259{,}2\text{MPa}\ \text{ ok!}$$

$$\tau_\perp = \sigma \times \text{sen}\ 45° = 146{,}871\text{MPa}\ ;\ \tau_\parallel = \frac{V_{Ed}}{2 \times a \times l_u} = \frac{325}{2 \times 0{,}026 \times 0{,}316} = 19{,}78\text{MPa}$$

$$\sigma_c = \sqrt{\left(146{,}871^2 + 3 \times (146{,}871^2 + 19{,}78^2)\right)} = 295{,}74\ \text{MPa}\ \leq \frac{0{,}9 \times 360}{1{,}25} = 360\ \text{MPa ok!}$$

6.5.2. LIGAÇÃO APARAFUSADA ENTRE AS LONGARINAS E A CARLINGA

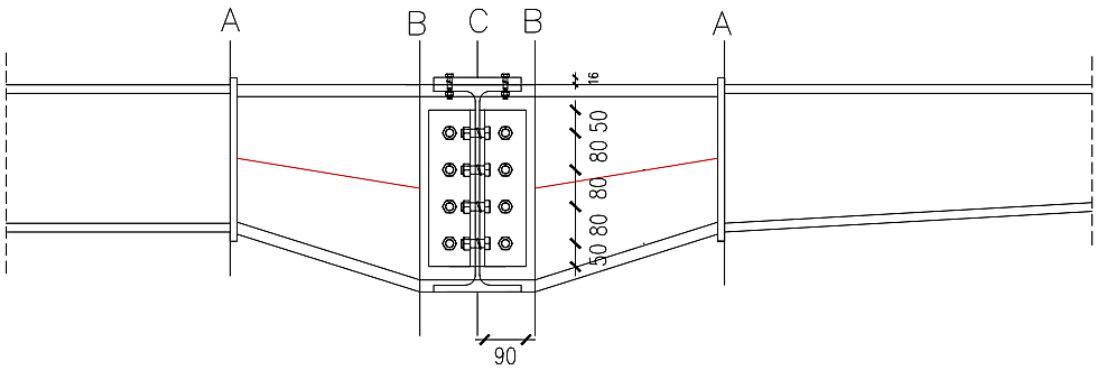


Fig.6.6 – Ligação de banzo e de alma entre a longarina (IPE450) e a carlinga. As linhas vermelhas representam o cordão de soldadura.

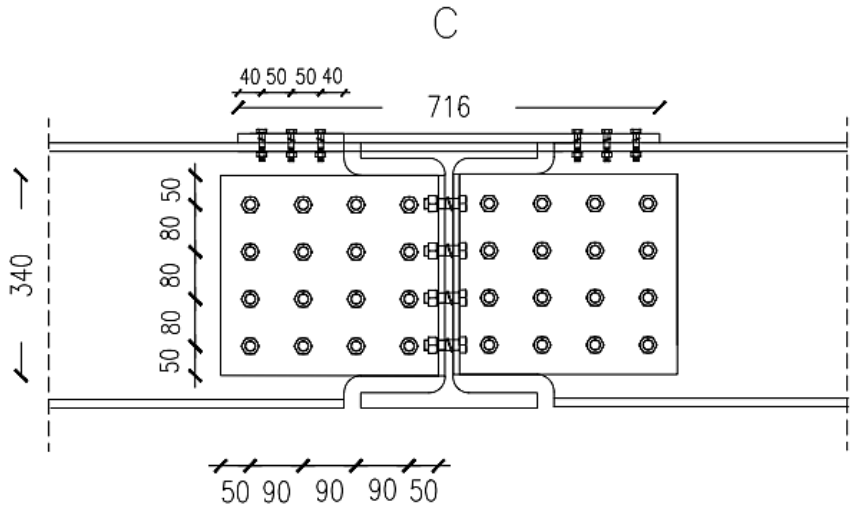


Fig.6.7 – Ligação de alma entre a longarina (IPE450) e a carlinga.

Esforços a transmitir: M = 193kN.m , V = 110kN , N = 60,2kN (conjunto condicionante)

$N_{máx}$=1220kN e $V_{máx}$=165kN

Perfis a serem ligados: IPE 450 (t_f= 14,6mm; t_w= 9,4mm) ; HEB 450 (t_f=26mm ; t_w= 14mm)

Classe do aço: S235

A ligação de continuidade entre os perfis acima referidos é efetuada com recurso a duas chapas aparafusadas à alma (em forma de cantoneira) e a uma chapa aparafusada ao banzo das longarinas. O objectivo da ligação é garantir a continuidade entre as longarinas, uma vez que estas têm que ser interrompidas pelas carlingas. A chapa de banzo irá transmitir apenas o esforço axial actuante no banzo das longarinas, enquanto a chapa de alma irá resistir ao esforço transverso e ao momento fletor.

6.5.2.1. Ligação de banzo de viga à chapa

Parafusos: M20 (indicado nas tabelas "Arbed") – classe 10.9

Ligação de Categoria A

Disposição dos parafusos na chapa

e1= 40mm; e2= 40mm; p1= 50mm; p2= 100mm;

Resistência da ligação

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot 1000 \times 10^3 \cdot 244,8 \times 10^{-6}}{1,25} \times 1 = 97,92\text{kN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{0,508 \cdot 2,5 \cdot 360 \times 10^3 \cdot 0,02 \cdot 0,00146}{1,25} = 106,8\text{kN}$$

$$k = \min(3,39; 4,66; 2,5) = 2,5$$

$$\alpha_\beta = \min(0,606; 0,508; 2,78; 1) = 0,508$$

A resistência de um parafuso é 97,9kN.

Nº de parafusos = 550/97,9 = 6 parafusos → 3 fiadas, cada uma com 2 parafusos.

Resistência do banzo do perfil IPE 450

$$N_{pl,Rd} = 0,19 \times 0,0146 \times 235000 = 651,89\text{kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times [0,19 \times 0,0146 - 2 \times 0,022 \times 0,0146] \times \frac{360000}{1,25} = 552,51\text{kN}$$

A espessura da chapa de banzo deverá ser aquela que garanta uma resistência próxima à do banzo do perfil.

Resistência da chapa

$$N_{pl,Rd} = 0,18 \times e \times 235000 \geq 552 \Leftrightarrow e \geq 0,013\text{m}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times [0,18 \times e - 2 \times 0,022 \times e] \times \frac{360000}{1,25} \geq 552 \Leftrightarrow e \geq 0,0157\text{m}$$

Dimensões da chapa: espessura=16mm; comprimento= 660mm e largura=180mm.

6.5.2.2. Ligação de alma da longarina à chapa

Parafusos: M27 (indicado nas tabelas "Arbed") – classe 10.9

Ligação de Categoria A

Disposição dos parafusos na chapa

e1= 50mm; e2= 50mm; p1= 80mm; p2= 90mm;

Resistência da ligação

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}5 \cdot 1000 \times 10^3 \cdot 459{,}4 \times 10^{-6}}{1{,}25} \times 2 = 367{,}52\text{kN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{0{,}556 \cdot 2{,}5 \cdot 360 \times 10^3 \cdot 0{,}027 \cdot 0{,}0094}{1{,}25} = 101{,}52\text{kN}$$

$k = \min(2{,}97; 2{,}5; 2{,}5) = 2{,}5$

$\alpha_\beta = \min(0{,}556; 0{,}6389; 2{,}78; 1) = 0{,}556$

A resistência de um parafuso é 101,52kN.

A determinação do número de fiadas de parafusos é um processo iterativo que termina quando a força máxima no parafuso é inferior à sua resistência. Apenas será apresentada a iteração final relativa à combinação de esforços considerada como condicionante.

Hipótese: 4 fiadas com 4 parafusos cada – 16 parafusos

Força máxima no parafuso

$$I_p = [45^2 + 135^2] \times 2 \times 4 + [40^2 + 120^2] \times 2 \times 4 = 290000\text{mm}^2$$

Esforço axial transferido pelo banzo devido ao momento: 550kN

Momento a ser transferido: $\left(\frac{193}{0{,}225} - 550\right) \times 0{,}225 = 69{,}3\text{kN.m}$

$$h_{máx} = \frac{60{,}2 + 550}{16} + \frac{69{,}3 \times 0{,}12}{I_p} + \frac{V_{Ed} \times 0{,}185 \times 0{,}12}{I_p} = 66{,}8134 + 0{,}076552 \cdot V_{Ed}$$

$$V_{máx} = \frac{V_{Ed}}{16} + \frac{69{,}3 \times 0{,}135}{I_p} + \frac{V_{Ed} \times 0{,}185 \times 0{,}135}{I_p} = 32{,}2604 + 0{,}14862 \cdot V_{Ed}$$

$T_{máx} \leq 101{,}52\text{kN} \Leftrightarrow V_{Ed} \leq 190\text{kN}$ ok!

Resistência da chapa

$$N_{pl,Rd} = 0{,}34 \times 2 \times e \times 235000 \geq 1220 \Leftrightarrow e \geq 0{,}0076\text{m}$$

$$N_{u,Rd} = 0{,}9 \times [0{,}34 \times 2 \times e - 4 \times 0{,}03 \times 2 \times e] \times \frac{360000}{1{,}25} \geq 1220 \Leftrightarrow e \geq 0{,}0107m$$

$$V_{pl,Rd} = 0{,}34 \times 2 \times e \times \frac{235000}{\sqrt{3}} \geq 165 \Leftrightarrow e \geq 0{,}00168m$$

$$V_{u,Rd} = 0{,}9 \times \frac{[0{,}34 \times 2 \times e - 4 \times 0{,}03 \times 2 \times e]}{\sqrt{3}} \times \frac{360000}{1{,}25} \geq 165 \Leftrightarrow e \geq 0{,}00226m$$

Dimensões da chapa: espessura=11mm; comprimento=370mm e largura=340mm.

Resistência do perfil

Verificação realizada no programa desenvolvido no Microsoft Excel - ver anexo B.

6.5.2.3. Ligação de alma da carlinga à chapa

Parafusos: M27 (indicado nas tabelas "Arbed") – classe 10.9 ; Ligação de Categoria A e E

Disposição dos parafusos na chapa

e1= 50mm; e2= 45mm; p1= 80mm; → apenas 1 fiada de 4 parafusos

Resistência da ligação

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}5 \cdot 1000 \times 10^3 \cdot 459{,}4 \times 10^{-6}}{1{,}25} \times 2 = 367{,}52kN$$

$$F_{b,Rd} = \frac{0{,}556 \cdot 2{,}5 \cdot 360 \times 10^3 \cdot 0{,}027 \cdot 0{,}014}{1{,}25} = 189{,}15kN$$

$$k = \min(2{,}97; 2{,}5; 2{,}5) = 2{,}5$$

$$\alpha_\beta = \min(0{,}556; 0{,}6389; 2{,}78; 1) = 0{,}556$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0{,}9 \cdot 1000 \times 10^3 \cdot 459{,}4 \times 10^{-6}}{1{,}25} = 330{,}8kN$$

A resistência ao corte de um parafuso é 189,15KN e a resistência à tração de um parafuso é de 330,8KN.

Esforço axial transferido pelo banzo devido ao momento: 550KN.

Momento a ser transferido: $\left(\frac{193}{0{,}225} - 550\right) \times 0{,}225 + 0{,}18 \times 110 = 89{,}01kN.m$

$T_{máx} = V_{Ed} = 110KN \leq 189{,}15kN$ ok!

Esforço de tração nos parafusos devido ao esforço axial transmitido pela alma$= \frac{(550+60{,}2)}{8} = 76{,}275kN$

N1→ esforço de tração nos parafusos mais próximos do centro de gravidade da chapa = 330,8KN

N2→ esforço de tração nos parafusos mais afastados do centro de gravidade da chapa

$$M_{Rd} = (330.8 - 76{,}275) \times 0{,}04 \times 2 + (N_2 - 76{,}275) \times 0{,}12 \times 2 \geq \frac{89{,}01}{2} \Leftrightarrow N_2 \geq 176{,}88KN \quad \text{ok!}$$

Dimensões da chapa: espessura=11mm; comprimento=90mm e largura=340mm.

6.6. DIMENSIONAMENTO AO E.L.S

Como já mencionado no Capítulo 5, neste trabalho não foi realizada a verificação ao E.L.S, embora esta seja imprescindível no caso de pontes rodoviárias para garantir que durante a fase de serviço da estrutura, as deformações do tabuleiro não impeçam uma circulação segura na ponte.

A verificação ao E.L.S passa por verificar as deformações máximas nos elementos dimensionados ao E.L.U, para as combinações referentes ao estado de serviço. Se os elementos apresentarem uma deformação máxima menor que o limite de deformação imposto, então são condicionados pelo E.L.U, caso contrário é preciso aumentar o perfil de cada elemento até que se respeite o limite de deformação adotado. Nesse caso o dimensionamento é condicionado pelo E.L.S. Este limite não é apresentado no Eurocódigo, ficando ao critério do dono de obra.

7
REFORÇO ESTRUTURAL

7.1. ASPETOS GERAIS

7.1.1. DESCRIÇÃO GERAL

Uma vez analisados os esforços na estrutura que é acrescentada à ponte, para permitir o alargamento do tabuleiro e desse modo proporcionar a existência de duas vias de trânsito, e após se ter dimensionado os seus elementos estruturais é necessário verificar a capacidade resistente dos membros que constituem a ponte. A verificação desses elementos foi realizada através da análise das respetivas tensões para as combinações de ações definidas no capítulo 5.

Após a verificação da capacidade resistente de cada elemento constituinte da ponte, identificaram-se as barras que apresentam uma tensão superior, em valor absoluto, à tensão resistente de cálculo. No caso em estudo, como existem membros que se encontram nessa situação, pode-se concluir que é necessário proceder ao seu reforço. Como tal, é essencial identificar os tipos de reforço que poderão ser materializados, sendo apresentados neste capítulo alguns exemplos de reforço de pontes. Por fim são apresentados alguns reforços que podem ser aplicados nos elementos da estrutura mais solicitados.

7.2. ANÁLISE DE TENSÕES NA PONTE MARIA PIA

No sentido de se avaliarem as tensões nos elementos acima mencionados, foram obtidas as tensões máximas de tração e de compressão, correspondentes a cada combinação de ações, por intermédio do programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis 2014*. As tensões analisadas são compostas exclusivamente pela parcela do esforço axial, que é a que mais contribui para a grandeza das tensões. Contudo, o efeito da encurvadura nos elementos estruturais não é considerado nas tensões geradas pelo referido programa. Relativamente aos elementos tracionados da estrutura, os valores das tensões gerados pelo programa de cálculo automático não são afetados pela encurvadura, enquanto nos membros estruturais comprimidos esse fenómeno influencia a grandeza das tensões, sendo os valores obtidos inferiores aos reais. Uma vez que a ponte em análise envolve um número elevado de barras, seria necessário realizar um programa de cálculo automático de verificação da segurança à encurvadura ao nível local, isto é, barra a barra. Para além disso, o programa deveria fornecer os resultados sob duas formas: analítica e gráfica para ser mais simples de identificar e verificar os elementos onde as tensões excedem o valor máximo admissível. Dadas as circunstâncias, a morosidade da tarefa em causa inviabiliza a realização de tal programa, sendo apenas apresentado o procedimento para alguns elementos estruturais do tabuleiro, uma vez que nos restantes o procedimento é análogo.

De acordo com o relatório – "Estudo da Viabilidade de Utilização da Ponte Luiz I pelo Metro Ligeiro do Porto." [11], é admitida a tensão resistente de cálculo de 157,5MPa. Em seguida é transcrito do referido relatório a razão de ser assumido esse valor – "A tensão σ_{Rd}, usada para tensão de referência, foi obtida por majoração da tensão que, de acordo com a literatura especializada, é considerada como tensão admissível para aços de obras com idade idêntica à ponte Luiz I, ou seja, a tensão de 105MPa." Uma vez que a ponte Luiz I tem menos sete anos que a ponte Maria Pia (pode-se deste modo admitir que são da mesma época) é admitida a tensão admissível de 105MPa, logo $\sigma_{Rd} = 1{,}5 \times 105 = 157{,}5\ \text{MPa}$.

A apresentação dos resultados é feita com recurso ao programa *Autodesk Robot Structural Analysis 2014*, que permite colorir as barras constituintes da ponte em função da tensão instalada nesses elementos, tendo sido definido o seguinte intervalo:

$$-157{,}5\ \text{MPa} \leq \sigma\text{instalado} \leq 157{,}5\text{MPa}$$

- $0 \leq \sigma_{instalado} \leq$ 157,5MPa – barras comprimidas, que em principio cumprem a tensão admissível;
- -157,5MPa $\leq \sigma_{instalado} <$ 0MPa – barras tracionadas, que cumprem a tensão admissível;
- Todos os elementos que se encontrem fora do intervalo acima estabelecido, não cumprem a tensão admissível, e deste modo necessitam de ser reforçados.

Quadro 7.1 – Tensões máximas e forças axiais máximas no banzo superior de cada uma das vigas principais do tabuleiro

Elemento	Hipótese	Combinação	Fx (-) kN	σx(-) MPa	Fx (+) kN	σx(+) MPa
Banzo	1	1	-2570,8	-184,9	2687,2	193,3
	1	2	-2633,7	-189,5	2814,8	202,5
	2	1	-2197,2	-158,1	2758,4	198,4
	2	2	-2259,1	-162,5	2885,1	207,5
	Temp_con	1	-2552,6	-183,6	1937,7	139,4
	Temp_con	2	-2594,5	-186,6	2034,5	146,4
	Temp_exp	1	-2015,1	-145	2494	179,4
	Temp_exp	2	-2061,5	-148,3	2586	186
	Temp_dif	1	-2013,3	-144,8	2478,7	196,1
	Temp_dif	2	-2059,7	-148,2	2570,8	185
Montante	1	1	-471,5	-156,1	793,8	262,7
	1	2	-473,7	-156,8	804,6	266,3
	2	1	-439,5	-144,5	701,8	232,3
	2	2	-441	-146	706,3	233,8
Diagonal	1	1	-1094,7	-136,9	1513,4	189,2
	1	2	-1063,5	-133	1485,3	185,7
	2	1	-997,9	-124,8	1400,6	175,1
	2	2	-1028,1	-128,6	1428,8	178,6

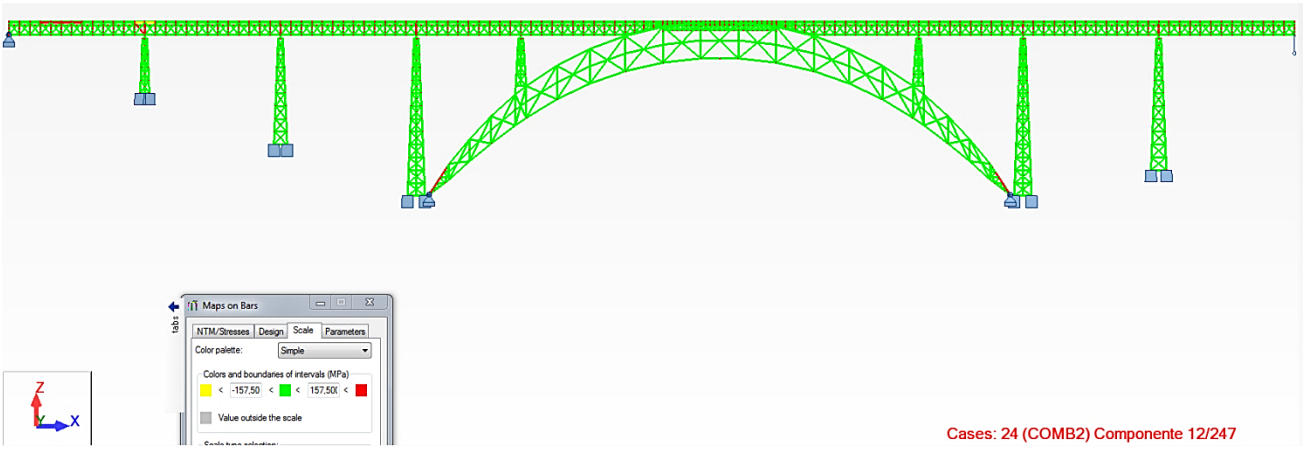


Fig.7.1 – Tensões normais instaladas nos elementos estruturais da ponte

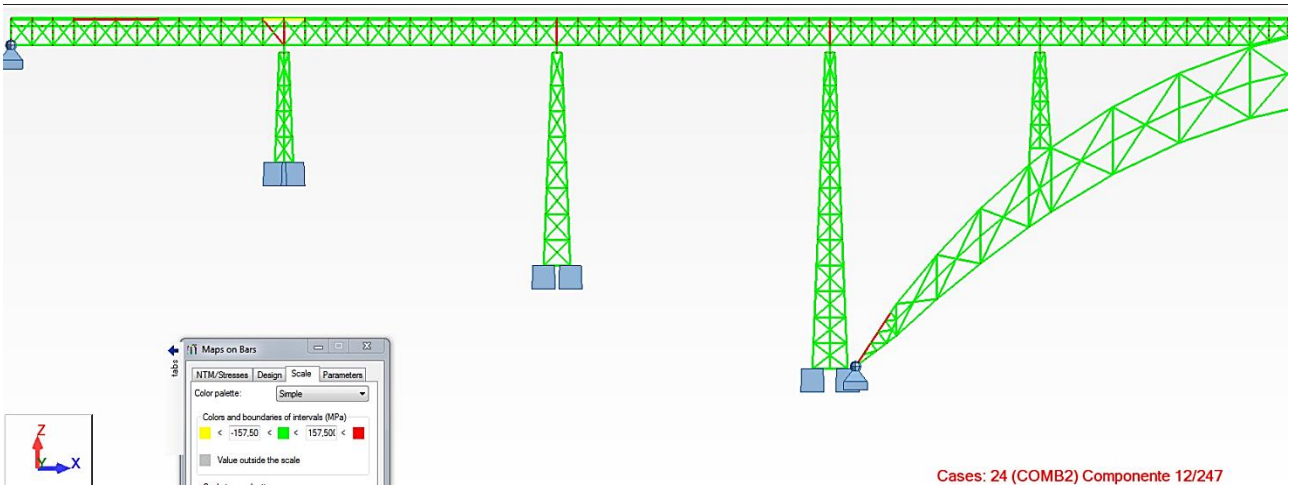


Fig.7.2 – Tensões normais instaladas nos elementos estruturais da ponte

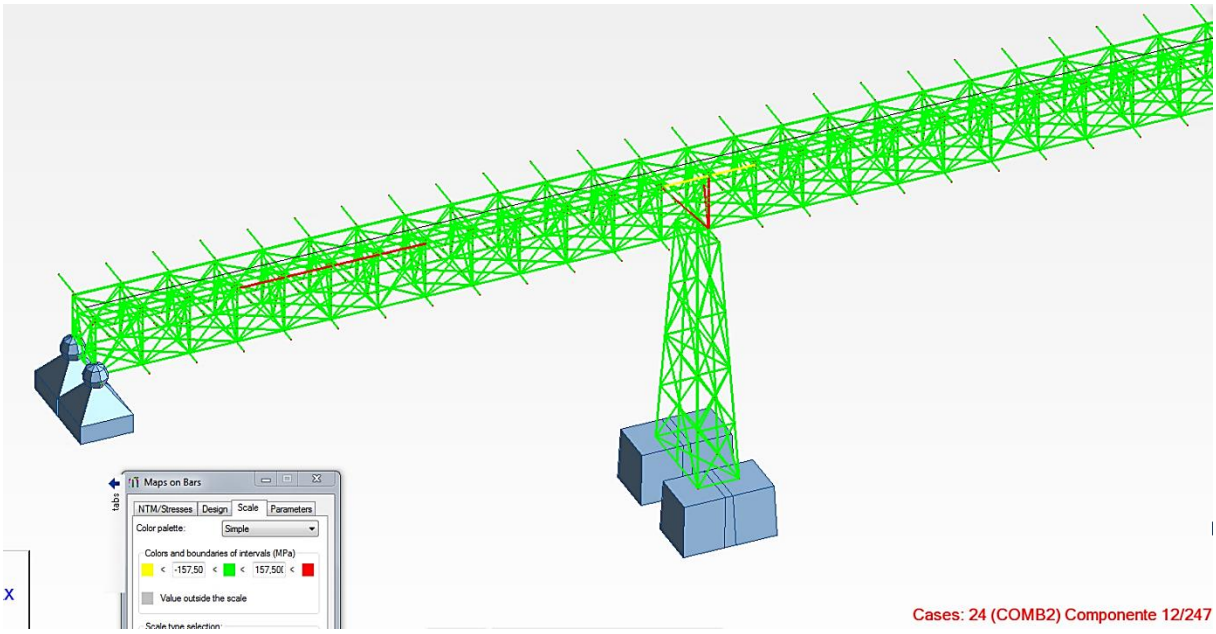


Fig.7.3 – Tensões normais instaladas nos elementos estruturais da ponte

7.3.1. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Após analisadas as Figs. 7.1 a 7.3, constata-se que para as combinações de ações definidas, as tensões instaladas na maior parte dos elementos que compõem a ponte não ultrapassam o valor admitido para a tensão resistente de cálculo (σ_{Rd}=157,5MPa). No entanto, nas zonas a meio dos vãos de cada tramo do tabuleiro e nas zonas adjacentes aos encontros do arco e aos apoios do tabuleiro (encontros e pilares da ponte), é necessário proceder ao reforço da estrutura. Deste modo, analisando esses locais com maior detalhe, verifica-se que os banzos, as diagonais e os montantes das vigas principais do tabuleiro, bem como os aros superiores do arco apresentam tensões superiores às admissíveis.

Por fim salientam-se algumas notas importantes associadas a esta análise:

- o valor das sobrecargas rodoviárias, definido nos modelos tipo estabelecidos no Eurocódigo, é um pouco excessivo porque é referente a veículos pesados internacionais (mais pesados do que os nacionais);
- considerar a possibilidade de adoptar medidas relativas à restrição do tipo de tráfego que pode circular na ponte, como a limitação do peso máximo dos veículos;
- existe alguma incerteza associada às características mecânicas do ferro pudlado que é usado nos elementos da ponte, sendo necessário extrair amostras para determinar o valor do módulo de elasticidade e da tensão admissível do material da ponte;
- persistem algumas dúvidas relacionadas com a geometria das peças que constituem a estrutura metálica. Desta forma é necessário fazer um levantamento minucioso (in situ) da geometria das secções transversais dos elementos da ponte, bem como do seu estado de conservação.

7.3. TIPOS DE REFORÇO EXISTENTES

Geralmente, a realização do reforço estrutural numa ponte metálica está relacionado com o estado de degradação de alguns dos seus elementos estruturais e com a alteração do tipo de utilização da ponte. A deterioração dos membros da estrutura é causada pela corrosão, pela fadiga, pela sujidade e pela execução defeituosa das ligações entre elementos, provocando uma diminuição da sua capacidade resistente. A alteração do tipo de uso da ponte modifica a grandeza das tensões nos elementos estruturais e, consequentemente, o valor da tensão admissível do material da estrutura pode ser excedido.

Como as secções transversais dos elementos que constituem a ponte são perfis compostos em I, T ou L, estes propiciam a acumulação de água e de detritos, o que aliado à degradação da pintura conduz a uma aceleração do processo de oxidação dos aços. A humidade presente nas zonas próximas do mar e nas zonas junto dos rios também incentiva a corrosão dos elementos estruturais. Os elementos tracionados são os mais suscetíveis de experimentarem o fenómeno da corrosão, uma vez que favorecem o destacamento da pintura e a existência de folgas nos locais de ligação com os outros membros. [25]

Nas pontes ferroviárias e rodoviárias, os elementos estruturais estão sujeitos a ciclos de carga e descarga originados pela variação do tráfego ao longo do tempo, o que altera os seus estados de tensão. Com o tempo, esta oscilação de tensões nos membros da estrutura conduz ao seu enfraquecimento, provocando a formação e a propagação de fissuras e, consequentemente, o risco de

rotura à fadiga é maior em pontes antigas. Este risco diminui com o aumento da tenacidade dos materiais e com a qualidade da execução das ligações.

A qualidade de cravação dos rebites é essencial para atenuar os efeitos desfavoráveis da corrosão e da fadiga nos elementos, sendo que na presença de uma cravação defeituosa (ex: o rebite estar solto) o processo de deterioração do aço por corrosão aumenta, para além dos rebites vizinhos ficarem mais solicitados, catalisando o seu processo de degradação. [25]

Embora alguns destes problemas possam ser resolvidos com uma manutenção regular, através da limpeza e pintura da ponte e da substituição de alguns rebites danificados, nos casos em que o estado de degradação é avançado é indispensável a realização do reforço estrutural.

O reforço numa ponte pode ser realizado ao nível local, elemento a elemento, ou ao nível global da estrutura. Ao nível do reforço local pode-se atuar através da adição de novos elementos como chapas ou perfis, ou através da substituição parcial ou total dos elementos que compõem a ponte. Ao nível do reforço global, essencialmente, pode-se recorrer à redução das ações permanentes ou à aplicação de pré-esforço exterior. Para além dos reforços associados à estrutura metálica é igualmente relevante a ação ao nível dos aparelhos de apoio, dos encontros e dos maciços em alvenaria dos pilares. [25]

7.3.1. REFORÇO AO NÍVEL LOCAL

A verificação da capacidade resistente de cada elemento pode ser estudada de forma individualizada, membro a membro, uma vez conhecidos os esforços instalados e as suas propriedades geométricas e materiais.

7.3.1.1.Adição de novos elementos

Este tipo de reforço recorre ao aumento da área das peças, por meio da junção de perfis ou de chapas a esses mesmos elementos, aumentando a capacidade resistente destes últimos. A utilização de chapas é mais usual do que o uso de perfis comerciais, dado que as suas características geométricas não provocam uma alteração significativa na geometria do elemento intervencionado, e além disso a sua ligação, aparafusada ou rebitada, com os elementos existentes é mais fácil. Deste modo, aproveitam-se os elementos já existentes e que apresentam um estado de conservação razoável.

Quando se adopta esta metodologia de reforço deve ser considerada a sua influência ao nível do peso próprio da estrutura e o modo como é materializada.

7.3.1.2. Substituição parcial ou total dos elementos

A adoção deste processo de reforço traduz-se pela substituição das peças antigas por outras novas e mais resistentes. Contudo, esta solução apresenta algumas dificuldades relacionadas com a sua execução, e para além disso, se executada em grande número este tipo de intervenção torna a reabilitação da antiga estrutura muito dispendiosa. Por estas razões é que na maioria dos casos esta alternativa só é aplicada em elementos que apresentam um estado avançado de degradação e, consequentemente, possuem uma capacidade resistente muito diminuta.

7.3.2. REFORÇO AO NÍVEL GLOBAL

A verificação da capacidade resistente de cada elemento após o reforço implica a recalcular os esforços na estrutura e, consequentemente, a repetir a verificação das tensões em cada membro da obra de arte.

7.3.2.1. Redução das ações permanentes

O objetivo deste tipo de reforço é permitir o suporte de ações variáveis na ponte superiores àquelas que podiam atuar na obra de arte, através da redução do peso próprio do tabuleiro. No caso proposto, a redução das ações permanentes corresponde a retirar as travessas e os carris existentes.

7.3.2.2. Pré-esforço externo

A colocação de cabos de pré-esforço externo em pontes metálicas, junto das vigas principais, permite reduzir os esforços nos seus banzos e as respetivas deformações. No entanto, em certos casos, as alvenarias dos encontros são perfuradas para permitir a ancoragem dos cabos de pré-esforço, originando o aparecimento de fissuras nesses maciços. Esta estratégia constitui uma solução simples e com um impacto visual diminuto.

7.4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DE REFORÇO

Como já mencionado anteriormente, o programa utilizado não tem em consideração o efeito da encurvadura nos elementos estruturais, sendo neste ponto apresentada a determinação das dimensões dos reforços relativamente às duas situações – com e sem encurvadura. A fim de atender ao fenómeno de encurvadura na determinação das tensões nos elementos comprimidos, foi admitido que os membros em estudo pertenciam às curvas de encurvadura tipo *d* (curva a que corresponde um valor conservativo do coeficiente de redução, NP EN1993-1-1).

7.4.1. REFORÇO DOS BANZOS DAS VIGAS PRINCIPAIS EM TRELIÇA

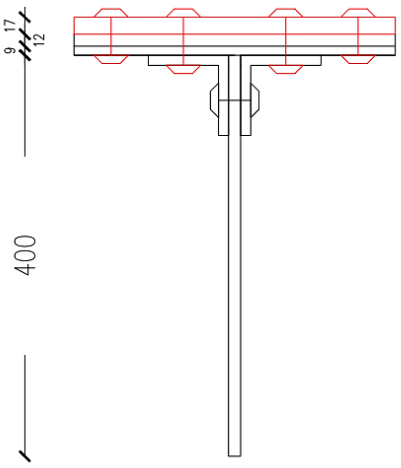


Fig.7.4 – Reforço do banzo da viga principal em treliça por adição de uma chapa (a vermelho).

Propriedades geométricas relativas ao elemento em estudo

B=320mm; d= 419mm; A_x=0,013901m^2; Iy=0,000192m^4; Iz=0,000056m^4

Esforços considerados

Ncomp.=2885,14 kN ; Ntrac.= -2633,66kN ; $\sigma_{x,comp.}$=207,54MPa ; $\sigma_{x,trac..}$= -189,45MPa

Classificação da secção

Banzo: $c = 310 - 12 - 2 \times 8 - 2 \times 11 = 260\text{mm}, t = 34\text{mm} \rightarrow \frac{c}{t} = 7{,}65 \leq 9\varepsilon$

Alma: $c = 400 - 8 - 11 = 381\text{mm},\ t = 12\text{mm} \rightarrow \frac{c}{t} = 31{,}75 \leq 33\varepsilon$

Secção de classe 1.

Determinação das dimensões da chapa

Sem encurvadura:

$$N_{Ed} \leq A_1 \cdot \sigma_{Rd} \Leftrightarrow A_1 \geq \frac{2885{,}14}{157500} = 0{,}018324\text{m}^2$$

$$A' + 0{,}013901 \geq 0{,}018324\text{M}^2 \Leftrightarrow A' \geq 0{,}004423\text{M}^2$$

$$A' = 0{,}32 \times e \geq 0{,}004423 \Leftrightarrow e \geq 0{,}0139 \rightarrow e = 1{,}4\text{cm}$$

A' – área da chapa a ser adicionada

A_1 – área requerida para respeitar a tensão máxima admissível

e – espessura da chapa

N_{Ed} – esforço axial atuante

σ_{Rd} – tensão resistente

Com encurvadura, hipótese – e = 1,7cm

$l = l_y = l_z = 2{,}875\text{m}$; $A = 139{,}01 + 1{,}7 \times 32 = 193{,}41\text{cm}^2$

$$I_z = 0{,}000056 + \frac{0{,}017 \times 0{,}32^3}{12} = 1{,}0242 \times 10^{-5}\text{m}^4 < I_y$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_Z}{A_1}} = 0{,}0728\text{m} \rightarrow \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 39{,}51 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93{,}9 \times 1} = 0{,}4208$$

$$\text{curva d} \rightarrow \alpha = 0{,}76 \rightarrow \phi_Z = 0{,}5 \times \left[1 + \alpha \times \left(\bar{\lambda}_z - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_z{}^2\right] = 0{,}6724$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_Z + \sqrt{\phi_Z{}^2 - \bar{\lambda}_z{}^2}} = 0{,}836$$

$$N_{Rd} = 0{,}836 \times [0{,}013901 \times 157500 + 0{,}00544 \times 235000] = 2900\text{kN}\ \text{ok!}$$

7.4.2. REFORÇO DOS MONTANTES DAS VIGAS PRINCIPAIS EM TRELIÇA

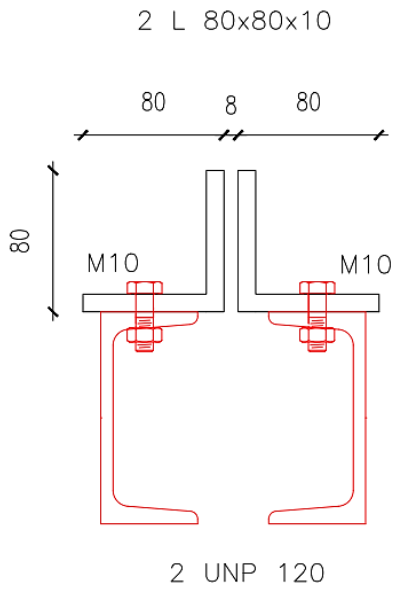


Fig.7.5 – Reforço do montante por adição de novos elementos (a vermelho).

Propriedades geométricas relativas ao elemento em estudo

B=168mm; d= 80mm; A_x=0,003021m^2; Iy=0,000004m^4; Iz=0,000002m^4

Y_G=0,023361m; Z_G=0,084m

Esforços considerados

Ncomp.=804,57 kN ; Ntrac.= -473,71kN ; $\sigma_{x,comp.}$=266,28MPa ; $\sigma_{x,trac..}$= -156,78MPa

Classificação da secção

Banzo: $c = 80 - 10 = 70\text{mm}, t = 10\text{mm} \rightarrow \frac{c}{t} = 7 \leq 9\varepsilon$

Secção de classe 1.

Determinação das dimensões dos perfis UNP

Sem encurvadura:

$$N_{Ed} \leq A_1 \cdot \sigma_{Rd} \Leftrightarrow A_1 \geq \frac{805}{157500} = 0{,}005\text{m}^2$$

$$A' + 0{,}003021 \geq 0{,}005\text{m}^2 \Leftrightarrow A' \geq 0{,}00209\text{m}^2$$

Dois perfis UPN 80 (A= 2×11= 22cm^2)

A' – área a ser adicionada

A_1 – área requerida para respeitar a tensão máxima admissível

N_{Ed} – esforço axial atuante

σ_{Rd} – tensão normal resistente

Com encurvadura, hipótese – 2 × UPN 120

$l_y = 0{,}91\text{m};\ l_z = 3{,}5\text{m};\ A_1 = 30{,}21 + 2 \times 17 = 64{,}21\text{cm}^2$

$$z_G = \frac{2{,}3361 \times 30{,}21 + 2 \times 17 \times (-6)}{30{,}21 + 2 \times 17} = -2{,}078\text{cm}$$

$$I_z = 0{,}000002 + 2 \times 364{,}8 \times 10^{-8} + 2 \times 17 \times 10^{-4} \times (0{,}06 - 0{,}0278)^2 + 30{,}21 \times 10^{-4} \times (0{,}0278 + 0{,}023361)^2 = 1{,}85856 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

$$I_y = 0{,}000004 + 2 \times 43{,}2 \times 10^{-8} + 2 \times 17 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0{,}168}{2} - 0{,}016\right)^2 = 2{,}05856 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_1}} = 0{,}0568\text{m} \rightarrow \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 61{,}62 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93{,}9 \times 1} = 0{,}65623$$

$$\text{curva d} \rightarrow \alpha = 0{,}76 \rightarrow \phi_z = 0{,}5 \times \left[1 + \alpha \times \left(\bar{\lambda}_z - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_z{}^2\right] = 0{,}8887$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z{}^2 - \bar{\lambda}_z{}^2}} = 0{,}672$$

$$N_{Rd} = 0{,}672 \times [0{,}03021 \times 157500 + 0{,}0034 \times 235000] = 856{,}67\text{kN}\ \text{ ok!}$$

7.4.3. Reforço das Diagonais das Vigas Principais em Treliça

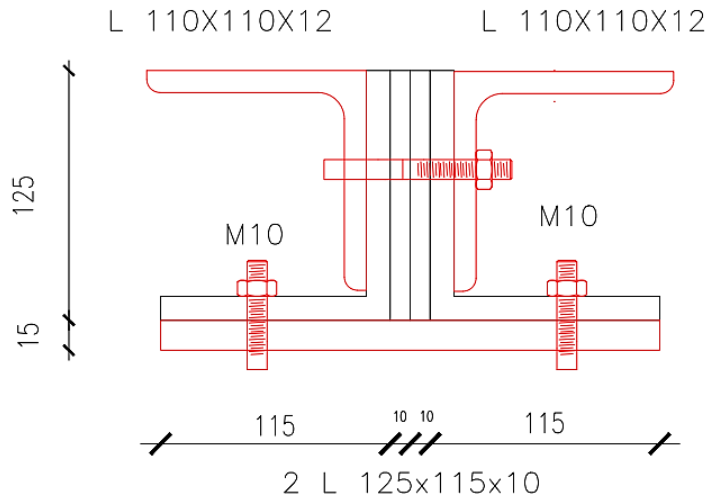


Fig.7.6 – Reforço da diagonal da viga principal em treliça por adição de novos elementos (a vermelho).

Propriedades geométricas relativas ao elemento em estudo

B=250mm; d= 125mm; A_x=0,008033m^2; Iy=0,000016m^4; Iz=0,000013m^4
Y_G=0,044378m; Z_G=0,125m

Esforços considerados

Ncomp.=1513,44 kN ; Ntrac.= -1094,7kN ; $\sigma_{x,comp.}$=189,21MPa ; $\sigma_{x,trac..}$= -136,86MPa

Classificação da secção

Banzo: $c = 115 - 10 = 105\text{mm}, t = 10\text{mm} \rightarrow \frac{c}{t} = 10{,}5 \leq 14\varepsilon$

Secção de classe 3.

Determinação das dimensões dos perfis L

Sem encurvadura:

$$N_{Ed} \leq A_1 \cdot \sigma_{Rd} \Leftrightarrow A_1 \geq \frac{1514}{157500} = 0{,}009613\text{m}^2$$

$$A' + 0{,}008033 \geq 0{,}009613\text{m}^2 \Leftrightarrow A' \geq 0{,}00158\text{m}^2$$

Dois perfis L 80x80x8 (A= 2×11= 22cm^2)

A' – área a ser adicionada
A_1 – área requerida para respeitar a tensão máxima admissível
N_{Ed} – esforço axial atuante
σ_{Rd} – tensão resistente

Com encurvadura, hipótese – 2 perfis L 110x110x12 e uma chapa 250x15

$l_y = 0{,}91\text{m};\ l_z = 3{,}5\text{m};\ A_1 = 30{,}21 + 2 \times 25{,}14 + 37{,}5 = 168{,}11\text{cm}^2$

$$z_G = \frac{4{,}4378 \times 80{,}33 + 2 \times 25{,}14 \times (12{,}5 - 3{,}15) + 37{,}5 \times (-0{,}75)}{80{,}33 + 2 \times 25{,}14 + 37{,}5} = 4{,}75\text{cm}$$

$$I_z = 0{,}000013 + 2 \times 279{,}1 \times 10^{-8} + 2 \times 25{,}14 \times 10^{-4} \times (0{,}125 - 0{,}0315 - 0{,}0475)^2$$
$$+ 80{,}33 \times 10^{-4} \times (0{,}0475 - 0{,}044378)^2 + \frac{0{,}25 \times 0{,}015^3}{12} + 0{,}00375 \times 0{,}055^2$$
$$= 4{,}07136 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

$$I_y = 0{,}000016 + 2 \times 279{,}1 \times 10^{-8} + 2 \times 25{,}14 \times 10^{-4} \times (0{,}0315 + 0{,}022)^2$$
$$+ \frac{0{,}25^3 \times 0{,}015}{12} = 5{,}5505 \times 10^{-5}\text{m}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_1}} = 0{,}049212\text{m} \rightarrow \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = 92{,}05 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93{,}9 \times 1} = 0{,}980306$$

$$\text{curva } d \rightarrow \alpha = 0{,}76 \rightarrow \phi_Z = 0{,}5 \times \left[1 + \alpha \times \left(\bar{\lambda}_z - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_z{}^2\right] = 1{,}277$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_Z + \sqrt{\phi_Z{}^2 - \bar{\lambda}_z{}^2}} = 0{,}4772334$$

$$N_{Rd} = 0{,}4772334 \times [0{,}08033 \times 157500 + (0{,}00375 + 2 \times 0{,}002754) \times 235000]$$
$$= 1586{,}329\text{kN}\ \text{ ok!}$$

8
NÓ DE LIGAÇÃO EM LOOP

8.1. ASPETOS GERAIS

8.1.1. DESCRIÇÃO GERAL

Para a concretização da proposta de adaptar o tabuleiro da ponte Maria Pia ao tráfego rodoviário, é fundamental estabelecer a ligação entre os encontros da ponte e os acessos nas respectivas margens do rio. Do lado de Vila Nova de Gaia não existem constrangimentos significativos, sendo relativamente simples a concretização de infra-estruturas rodoviárias que estabeleçam a ligação entre o encontro da ponte e as ruas existentes na vizinhança. No entanto, do lado do Porto, a ligação do encontro da ponte às ruas circundantes é mais complexa. Por forma a solucionar esse problema foram analisadas três alternativas diferentes:

- ligação do encontro da ponte ao campo 24 de Agosto através da escavação de um túnel, cujo traçado coincide com a rua do Duque de Saldanha;
- aproveitar o túnel que fazia parte da antiga linha do Norte e por onde passava o comboio que atravessava a ponte Maria Pia;
- realização de um nó em "Loop" na margem do Porto, que permita vencer o desnível entre a ponte e o Largo Padre Baltasar Guedes.

A primeira alternativa acima mencionada constitui uma solução com um reduzido impacto visual e permite aliviar o trânsito no Campo 24 de Agosto (passam a existir dois trajectos diretos para Vila Nova de Gaia). No entanto, tem um impacto considerável nas edificações localizadas ao longo da rua do Duque de Saldanha, é uma solução onerosa e que afeta as ligações ferroviárias que atravessam os túneis existentes nas proximidades do encontro da ponte. No que respeita à segunda alternativa referida, como o túnel apenas possui largura para uma via de trânsito, é necessário alterá-lo ou construir outro nas imediações, e uma vez que este se situa por baixo do centro juvenil dos Salesianos do Porto e na vizinhança da atual linha de comboio que estabelece a ligação entre o Porto (São Bento) e Caíde, é muito complicado fazer uma intervenção que permita a passagem de duas vias de trânsito por esse local. Embora, tal como a primeira, esta segunda alternativa também apresente um impacto visual reduzido. A terceira e última alternativa analisada, a realização de um nó em "Loop", apresenta como vantagens o facto de não necessitar da realização de alterações profundas nas infra-estruturas rodoviárias existentes nas proximidades da ponte, apresentar um diminuto impacto nas edificações

adjacentes ao nó, não afectar as comunicações ferroviárias que se realizam através daquele local e permitir a redução do tráfego de veículos ligeiros na ponte do Infante. No entanto, na margem do lado do Porto, como o terreno é muito irregular e inclinado é necessária a realização de um viaduto para vencer o desnível de, aproximadamente, 16m entre o encontro da ponte e o Largo Padre Baltasar Guedes. Associado ao viaduto está o custo inerente à sua materialização e o impacto visual da obra na margem do Porto. Tendo em conta os aspetos mencionados, esta última alternativa foi a adotada para solucionar a ligação, do lado do Porto, entre o encontro da ponte e as vias de comunicação circundantes.

Para a definição do traçado do nó foram consultados os seguintes elementos:

- planta topográfica do local à escala 1:1000;
- disposições normativas de ramos de nós de ligação [31];
- sebenta de Vias de Comunicação I e II – [29] e [30].

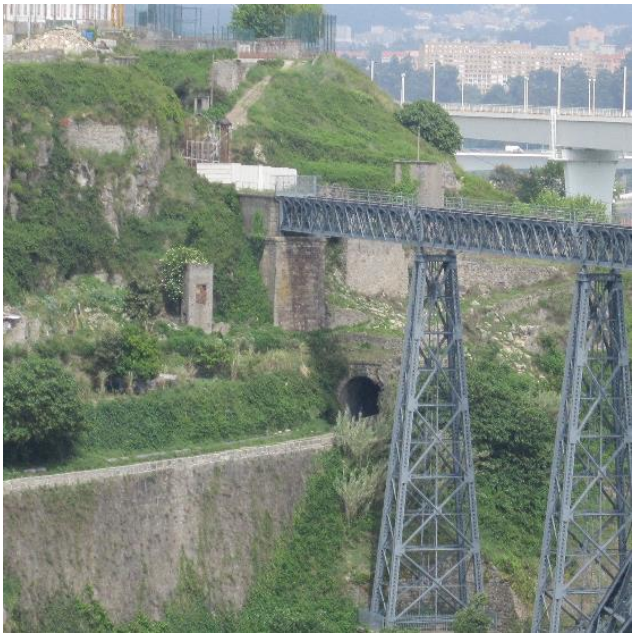
Metodologia abordada:

- características do nó de ligação;
- traçado em planta;
- perfil longitudinal.

O projecto do nó de ligação incluirá a planta de implantação à escala 1:1000, assim como o perfil longitudinal da rasante à escala H=1:1000 e V=1:100.

Fig.8.1 – Fotografia satélite da zona em estudo, no Porto (adaptado do GoogleMaps).

Figs.8.2 e 8.3 – Fotografias da margem do Porto a jusante (à esquerda) e a montante da ponte (à direita).



Figs.8.4 e 8.5 – Fotografia do desnível a vencer pelo viaduto (à esquerda) e imagem satélite da topografia do terreno onde se localiza o nó proposto (à direita – adaptado do BingMaps).

8.2. CARACTERÍSTICAS DO NÓ DE LIGAÇÃO

Um nó de ligação é composto por um conjunto de ramos que estabelecem a conexão entre estradas que se intersetam a diferentes níveis, de modo a superar determinados obstáculos. No caso em estudo, o nó de ligação é constituído apenas por um "Loop" – ramo de forma curva com um desenvolvimento angular de 270º e com uma reduzida área de implantação (no caso em estudo). Por ocupar menos espaço e desse modo permitir uma solução mais económica e com menor impacto visual, optou-se por um "Loop" com duas vias, uma para cada sentido, em vez de usar dois ramos de ligação distintos.

A geometria e o *lay-out* do nó de ligação estão relacionados com as características das vias a conectar e com as características do local, nomeadamente a área de implantação e a topografia do terreno. Com o recurso à planta topográfica da zona a ser intervencionada determina-se o valor máximo possível do raio do "Loop" – 37m, de modo a não afetar as construções vizinhas. No entanto, dada a topografia do local, quanto maior for a dimensão em planta do "Loop" maior é a altura a que a obra de arte se encontra relativamente à superfície do terreno, aumentando a altura dos pilares e o impacto visual da obra na encosta. Além disso, quanto mais elevado o valor do raio do "Loop", maior é o desenvolvimento da obra de arte e consequentemente mais onerosa é obra. Posto isto, interessa aplicar o menor raio possível no "Loop" (o raio mínimo do ramo de ligação é de 15m), embora raios maiores permitam uma menor influência da aceleração centrífuga e, consequentemente, um maior conforto de circulação. Deste modo, para garantir alguma comodidade aos utilizadores, para não interferir com as edificações vizinhas e para apresentar um custo inferior e um impacto visual menor, o valor estabelecido para o raio do "Loop" é de 25m. A velocidade de circulação admitida na ponte e no Largo do Padre Baltasar Guedes é de 40 km/h.

8.3. TRAÇADO EM PLANTA

O traçado da directriz do ramo de ligação é definido pelo eixo do "Loop", uma vez que este é de dois sentidos. O "Loop" desenvolve-se entre duas vias de traçado, em planta, retilíneo. A orientação dessas vias foi condicionada pelos seguintes aspectos.

- as vias adjacentes ao encontro da ponte e ao largo do Padre Baltasar Guedes, e que estabelecem a ligação com o "Loop", apresentam um traçado em planta reto;
- a via que liga ao encontro da ponte apresenta a mesma direção do eixo longitudinal da ponte;
- o "Loop" descreve um desenvolvimento angular de 270º e apresenta continuidade do traçado com os troços retos.

O "Loop" é composto por duas curvas de transição (clotóides de entrada e de saída) e por uma curva de desenvolvimento circular que se encontra entre as duas clotóides. As curvas de transição são curvas de raio variável e decrescente entre o alinhamento reto ($R=\infty$) e a curva circular ($R= R_{mín}$) ou de raio crescente se o sentido da circulação se descrever entre a curva circular e o alinhamento reto. Deste modo as clotóides garantem a variação contínua e suave da aceleração radial entre os referidos alinhamentos, permitindo uma condução mais cómoda e segura.

8.3.1. DEFINIÇÃO DO PARÂMETRO "A" DA CLOTÓIDE

Com base nas normas dos ramos de ligação e no valor estabelecido para o raio da curva circular (R=25m), foi definido o valor do parâmetro geométrico da clotóide – "A", e da velocidade de circulação no ramo de ligação. Estes valores fixados permitem definir uma curva de transição que assegure a comodidade e a segurança dos utentes durante a circulação rodoviária.

Quadro 5.1 – Características geométricas da clotóide adotada.

Velocidade (Km/h)	Raio (m)	Parâmetro "A" da Clotóide	L (m)	τ (rad)	ΔR (m)	X (m)	Y (m)	χ_m (m)	R + ΔR (m)
30	25	22,5	20,250	0,405000	0,6834375	19,92037	2,701888	10,0699	25,68344

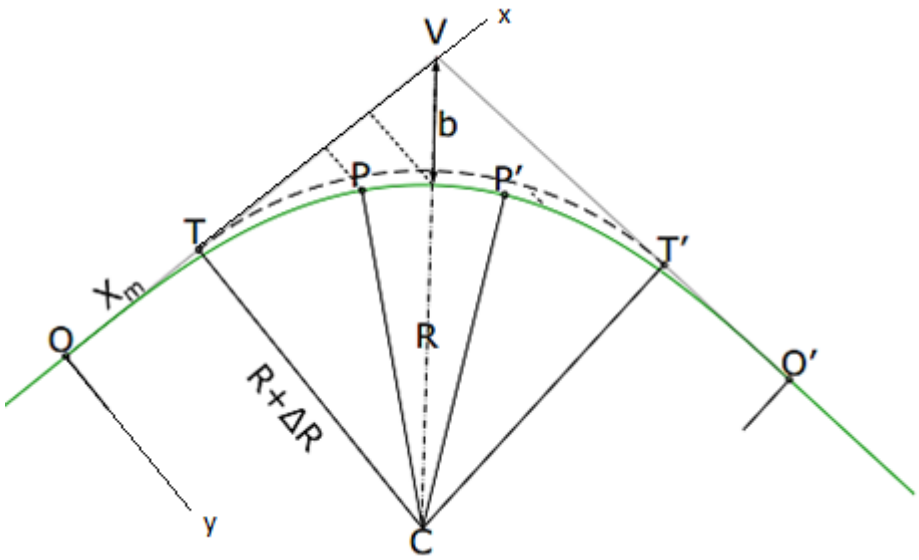


Fig.8.6 – Geometria da curva composta (adaptado de Vias de Comunicação I – [29])

$$A^2 = L \cdot R \tag{8.0}$$

$$\chi_m = X - R \cdot \sin(\tau_{máx}) \tag{8.1}$$

$$\tau_{máx} = \frac{L}{2 \cdot R} \tag{8.2}$$

$$\Delta R \cong \frac{A^4}{24 \cdot R^3} \tag{8.3}$$

$$x \cong l - \frac{l^5}{(40 \cdot A^4)} + \frac{l^4}{3456 \cdot A^8} \tag{8.4}$$

$$y \cong \frac{l^3}{6 \cdot A^2} - \frac{l^7}{336 \cdot A^6} \tag{8.5}$$

L – desenvolvimento total da clotóide

R – raio mínimo da clotóide (igual ao raio da curva circular)

$\tau_{máx}$ – ângulo que a tangente à curva em qualquer ponto faz com a parte positiva do eixo x

ΔR – ripagem da curva composta (curva constituída pela curva circular e pelas clotóides). A cada curva composta associa-se uma e uma só curva circular de raio $R+\Delta R$, tangente aos alinhamentos retos

X – coordenada da curva de transição segundo o eixo x, neste caso obtida para o ponto de osculação clotóide/curva circular (P)

Y – coordenada da curva de transição segundo o eixo x, neste caso obtida para o ponto de osculação clotóide/curva circular (P)

χ_m – encurtamento do alinhamento reto

x, y – coordenadas de um ponto situado sobre a curva de transição

8.3.2. POSIÇÃO DO CENTRO DO "LOOP"

A determinação da posição do centro do "Loop" (ponto C) foi obtida através da interseção de duas retas à distância $R+\Delta r$ (linhas de cor laranja, Fig.8.8) do eixo das duas vias adjacentes ao encontro da ponte e ao Largo do Padre Baltasar Guedes (linhas de cor vermelha, Fig.8.8). Em seguida, a partir da posição de um ponto de coordenadas conhecidas (ponto K), mede-se a distância e o ângulo entre o ponto K e o ponto C, ficando desta forma determinadas as coordenadas do centro do "Loop". O ponto K escolhido está representado na Fig.8.8, onde $\overline{CK} = 75{,}313\text{m}$ e $(KC) = 90° + 159{,}7° = 249{,}7°$.

$$M_c = M_K + \overline{CK} \cdot \sin(KC) = -38695{,}6 + 75{,}313 \times \sin(4{,}3592356) = -38766{,}34\text{m}$$

$$P_c = P_K + \overline{CK} \cdot \cos(KC) = 163637{,}7 + 75{,}313 \times \cos(4{,}3592356) = 163611{,}63\text{m}$$

$$C = (-38766{,}34\ ;\ 163611{,}63)$$

Fig.8.7 - Localização geográfica do centro do "Loop" .

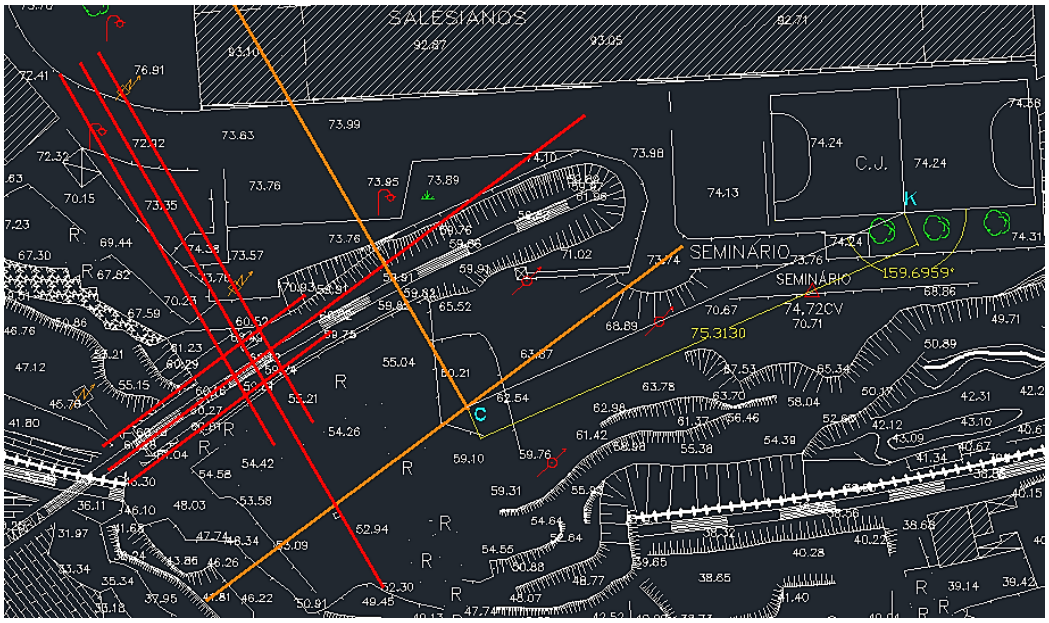


Fig.8.8 - Determinação geométrica do centro do "Loop" – AutoCad 2014.

8.3.3. DETERMINAÇÃO DOS PONTOS DE OSCULAÇÃO ENTRE O ALINHAMENTO RETO E A CLOTÓIDE

Após definida a posição do centro do nó de ligação, traçam-se duas retas perpendiculares (linhas a roxo, Fig.8.9) às vias, anteriormente referidas, e a passar no centro do "Loop". A interseção dessas retas com aquelas vias resulta nos pontos de tangência – T_i e T_f. Após definida a posição dos pontos de tangência, determina-se a posição dos pontos de osculação alinhamento reto/clotóide de entrada (O) e clotóide de saída/alinhamento reto (O') através do valor do encurtamento do alinhamento reto – χ_m (linha verde na Fig.8.9). A posição dos pontos de início e fim do traçado curvo em planta é indicada relativamente ao encontro da ponte, no lado do Porto.

Estrada principal (ponte) → O = km 0+032,3462
Estrada secundária (viaduto) → O' = km 0+173,2462

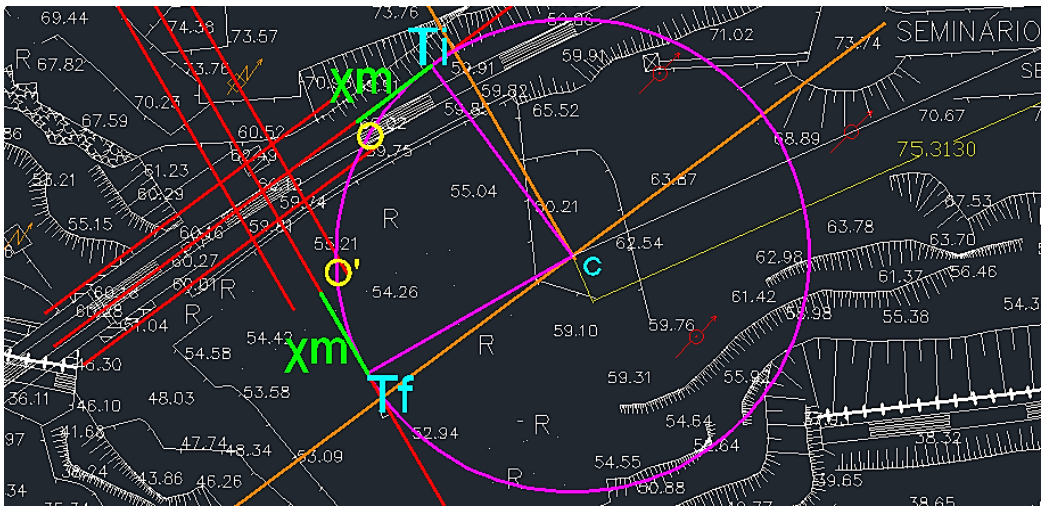


Fig.8.9 - Determinação geométrica dos pontos de tangência entre o "Loop" e as vias retas contíguas – AutoCad 2014.

8.3.4. DETERMINAÇÃO DA POSIÇÃO DOS PONTOS DE OSCULAÇÃO ENTRE A CLOTÓIDE E CURVA CIRCULAR

As curvas de transição de entrada e de saída do nó são iguais (apresentam o mesmo parâmetro geométrico – A) e desse modo permitem uma melhor perceção da curva. Para ficarem completamente definidas as curvas de transição mencionadas, procede-se ao cálculo dos pontos de osculação entre a clotóide/curva circular (P) e entre a curva circular/clotóide (P') – ver Fig.8.10. O ponto P é determinado a partir do conhecimento do ponto de origem da clotóide (O) e das equações paramétricas que traduzem a curva de transição (expressões 8.4 e 8.5), sendo o raciocínio análogo para P'. Na Fig.8.10 estão representadas as curvas de transição de entrada e de saída do "Loop" (linhas a azul), a curva circular entre as clotóides (linha a verde), e as vias retas que estabelecem a comunicação entre o "Loop" e as infra-estruturas já existentes (linhas a vermelho).

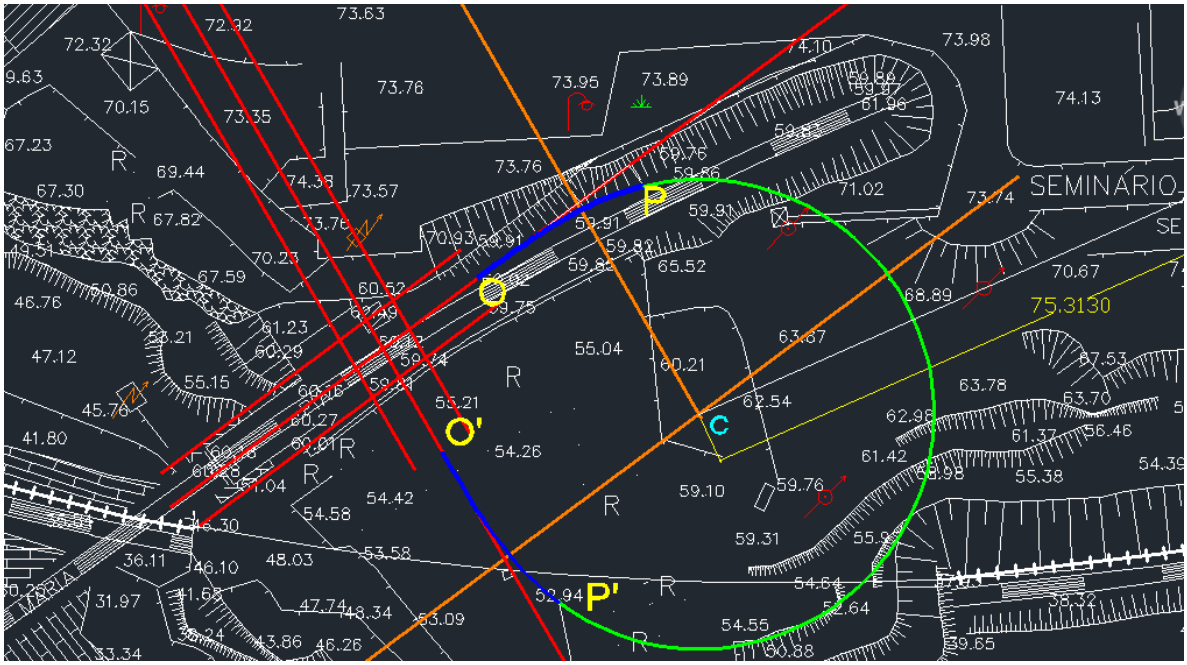


Fig.8.10 - Localização geométrica dos pontos de osculação – P e P' (AutoCad 2014).

8.3.5. DETERMINAÇÃO DA COTA DOS PONTOS DE OSCULAÇÃO ENTRE O ALINHAMENTO RETO E A CLOTÓIDE

Após ser definido o perfil longitudinal da rasante pode-se determinar a cota dos pontos de tangência entre os alinhamentos retos e as clotóides. O cálculo das cotas desses pontos é realizado através das equações que definem os alinhamentos retos e da distância dos pontos de tangência à origem desses respetivos alinhamentos.

Estrada principal (Z_O) = 61,853m

Estrada secundária ($Z_{O'}$) = 72,648m

8.3.6. DETERMINAÇÃO DA INCLINAÇÃO MÉDIA DO "LOOP"

Uma vez que o nó de ligação é de dois sentidos e que para um "Loop" de raio igual a 25m a regulamentação de nós de ligação estipula uma inclinação máxima em rampa de 8% e em declive de 10%, a inclinação média do "Loop" deve ser inferior a 8%. Deste modo pode-se concluir que o valor da inclinação média do "Loop" cumpre os requisitos regulamentares.

$$I_{méd} = \frac{72{,}648 - 61{,}853}{20{,}25 + 25 \times 4{,}01508 + 20{,}25} = 7{,}66\%$$

8.3.7. PIQUETAGEM DO "LOOP"

A piquetagem das clotóides foi realizada com recurso às equações paramétricas que as definem.

$$x \cong l - \frac{l^5}{(40 \cdot A^4)} + \frac{l^4}{3456 \cdot A^8} \qquad (8.6)$$

$$y \cong \frac{l^3}{6 \cdot A^2} - \frac{l^7}{336 \cdot A^6} \qquad (8.7)$$

Quadro 8.2 – Piquetagem da clotóide.

Coordenadas Clotóide		A= 22,50
L (m)	**X (m)**	**Y (m)**
0	0	0
1	0,999999902	0,000329218
2	1,999996879	0,002633742
3	2,999976296	0,008888839
4	3,999900114	0,021069583
5	4,999695177	0,041150471
6	5,999241526	0,07110469
7	6,99836072	0,112902921
8	7,9968042	0,168511571
9	8,994241707	0,239890308
10	9,990249795	0,328988793

Coordenadas Clotóide		A= 22,50
L (m)	**X (m)**	**Y (m)**
11	10,98430049	0,437742496
12	11,97575014	0,568067489
13	12,96382853	0,721854098
14	13,94762838	0,900959338
15	14,92609528	1,107198006
16	15,89801822	1,342332376
17	16,86202088	1,608060393
18	17,81655381	1,906002327
19	18,75988769	2,237685826
20	19,69010793	2,604529343
20,25	19,92037164	2,701888347

8.3.8. SOBRELARGURA (SL)

Para a inscrição dos veículos em curva é necessário adicionar uma sobrelargura ao perfil transversal da estrada (Fig.8.11). Como as viaturas (principalmente os veículos pesados) ao descreverem uma curva ocupam uma largura superior àquela que ocupam em reta, se não fosse acrescentada a sobrelargura ao

perfil transversal da estrada, o veículo sairia da sua mão, invadindo a faixa de sentido contrário. Deste modo, para curvas com raios inferiores a 200m, as normas do traçado estipulam a introdução da sobrelargura nos perfis transversais das estradas. O valor da sobrelargura, estipulado nas normas, para curvas circulares de raio igual a 35m é de 2m. No entanto, os dados consultados não apresentam o valor da sobrelargura para um raio de 25m, sendo considerado um valor da sobrelargura igual a 2m. Este valor é justificado com aplicação da teoria que está na origem dos valores aconselhados para a sobrelargura. Considerou-se uma variação linear da sobrelargura ao longo da curva de transição (Quadro 8.3).

Para um veiculo de comprimento até 9 metros (L=9m) e raio da curva circular igual a 25m (R=25m), resulta que d+r = 23,3238 m, sendo SL= R – (d+r) =25 – 23,3238 = 1,68m. A largura mínima necessária da via, para d=2,6m, é de 4,28m (SL+d). No caso em questão fica a largura da via em alinhamento recto (3,5m) mais a sobrelargura (SL=2m), resultando numa largura de via igual a 5,5m (Fig.8.12).

SL – sobrelargura
R – raio da curva circular
d – largura do veículo
L – comprimento do veículo

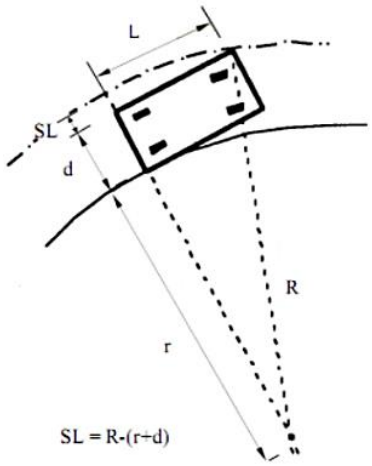


Fig.8.11 - Representação teórica da sobrelargura (adaptado de Vias de Comunicação II – [30]).

Quadro 8.3 – Variação linear da sobrelargura na clotóide.

L (m)	Sobrelargura
0	0,00
1	0,10
2	0,20
3	0,30
4	0,40
5	0,49
6	0,59
7	0,69
8	0,79
9	0,89
10	0,99

L (m)	Sobrelargura
11	1,09
12	1,19
13	1,28
14	1,38
15	1,48
16	1,58
17	1,68
18	1,78
19	1,88
20	1,98
20,25	2,00

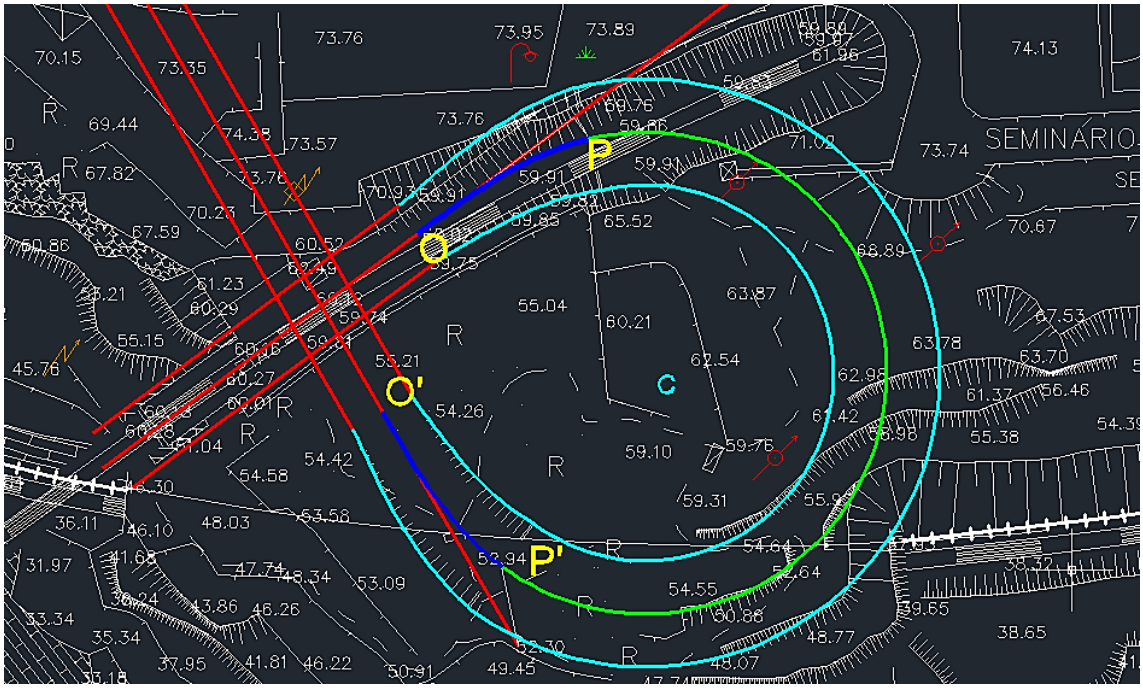


Fig.8.12 - Representação do bordo exterior e interior do "Loop" – linha a azul claro (AutoCad 2014).

8.3.9. COORDENADAS DOS PONTOS NOTÁVEIS

Ponto O: $\overline{OC} = 27{,}587\text{m}$; $(CO) = 301{,}931°$; $M_O = -38789{,}75\text{m}$; $P_O = 163626{,}22\text{m}$

Ponto O': $\overline{O'C} = 27{,}587\text{m}$; $(CO') = 261{,}35°$; $M_{O'} = -38793{,}62\text{m}$; $P_{O'} = 163607{,}48\text{m}$

Ponto P: $\overline{PC} = 24{,}983\text{m}$; $(CP) = 346{,}562°$; $M_P = -38772{,}15\text{m}$; $P_P = 163635{,}92\text{m}$

Ponto P': $\overline{P'C} = 24{,}983\text{m}$; $(CO) = 216{,}638°$; $M_{P'} = -38781{,}25\text{m}$; $P_{P'} = 163591{,}58\text{m}$

8.4. PERFIL LONGITUDINAL

O perfil longitudinal apresenta como informação gráfica o corte longitudinal do terreno e da rasante.

A rasante resulta da interseção de um plano vertical com a superfície do pavimento da estrada, enquanto o perfil longitudinal do terreno resulta da interseção desse plano vertical com a superfície do solo. Como o plano vertical mencionado contém o eixo da estrada, é necessário definir, previamente, o traçado da diretriz.

A rasante é composta por traineis e por concordâncias verticais. Os traineis correspondem ao troço da estrada de inclinação constante, enquanto as concordâncias correspondem aos troços em que há alteração da inclinação longitudinal da infra-estrutura rodoviária. As características da rasante estão associadas ao relevo do terreno, devendo o traçado da estrada (em perfil longitudinal) estar o mais próximo possível da superfície do solo, de modo a conduzir ao menor volume de terraplanagens necessário e, consequentemente, ao menor custo da empreitada. No entanto, a solução proposta

consiste na realização de parte do ramo de ligação com recurso à escavação do terreno (assenta diretamente no terreno) e a restante parte da obra em viaduto. Deste modo, há uma melhor integração da obra com o meio envolvente. Para além da topografia do local da obra, a rasante depende das distâncias de visibilidade de paragem – DVP. As normas de ramos de ligação apresentam a relação entre a DVP e o valor da velocidade de circulação no ramo de ligação, sendo que para uma velocidade de 30 km/h a distância de visibilidade necessária é de 30m.

As concordâncias verticais podem ser circulares ou parabólicas, sendo que as últimas proporcionam maior comodidade de circulação e maiores distâncias de visibilidade. Quanto mais pequeno for o raio da concordância, mais vantajoso é o traçado parabólico relativamente ao circular. No que respeita às normas dos ramos de ligação, não existe distinção entre concordâncias côncavas e convexas. Deste modo, o raio mínimo das concordâncias verticais está relacionado com o valor da DVP – $R_{mín} \geq \frac{DVP^2}{4} = \frac{30^2}{4} = 225\text{m}$, e o desenvolvimento mínimo está relacionado com a velocidade – D_{min}=6m.

Relativamente ao trainel, este pode ser em rampa (direção ascendente no sentido do deslocamento do trânsito – inclinação positiva), em patamar (inclinação nula) ou em declive (direção descendente no sentido do deslocamento do tráfego – inclinação negativa). A norma da JAE define os limites máximos de inclinação longitudinal no trainel correspondentes à velocidade no ramo de ligação e ao tipo de trainel. Para velocidades inferiores a 40 km/h a inclinação máxima em rampa é de 8% e em declive é de 10%, sendo utilizada neste caso a inclinação de 8%, uma vez que o ramo de ligação possui os dois sentidos de trânsito.

Na definição do traçado em perfil é fundamental satisfazer algumas condições de projecto que são em seguida apresentadas.

- Inclinação longitudinal das vias de comunicação existentes:
  - troço de ligação à ponte Maria Pia – i_0= 0,00%;
  - trecho de ligação ao Largo Padre Baltasar Guedes – i_2= -3,5% (sentido V.N.Gaia – Porto).
- Desenvolvimento das concordâncias (D_{min}= 6m):
  - junto à ponte Maria Pia – D_1=20m;
  - junto ao Largo Padre Baltasar Guedes – D_2=30m.
- Raio das concordâncias superior a 225m.
- Cotas dos pontos de intersecção com as vias existentes:
  - encontro da ponte – Z (Km 0+000) = 60,18m;
  - Largo Padre Baltazar Guedes – Z (Km 0+240) = 76,00m.
- Inclinação inicial do trainel intermédio (valor de arranque):
  - ΔH=76,00-60,18=15,82m;
  - L = 240m;
  - i =15,78/240=6,6%→7%.

8.4.1. TRAINEL

Para completar o que já foi exposto sobre traineis, apresenta-se em seguida a sua expressão geral:

$$y(x) = y_0 + i \times x \qquad (8.8)$$

- y(x) – cota a determinar;
- x – distância ao longo do eixo, medida em planta, desde o ponto de cota conhecida até ao ponto de cota a determinar;
- i - inclinação do trainel (constante) com a parte positiva do eixo x
- y_o – cota conhecida

8.4.2. CONCORDÂNCIAS VERTICAIS

Neste caso são usadas concordâncias de 2º grau, porque para raios pequenos proporcionam maior segurança e conforto de circulação do que as circulares. Como as concordâncias estabelecem a ligação com as vias de comunicação já existentes, as suas inclinações têm que permitir a continuidade do traçado em perfil, ou seja, a primeira e a última inclinação longitudinal do "Loop" devem coincidir com as inclinações longitudinais das vias a ligar.

$$y(x) = y_0 + i_1 \times x - \frac{x^2}{2 \times R} \qquad (8.9)$$

y_0 – cota do ponto de tangencia trainel/concordância
x – distância ao inicio da concordância, medido ao longo do seu traçado
i_1 – inclinação do trainel de montante/entrada
R – raio da concordância

Fig.8.13 - Representação dos tipos de concordâncias – côncava (à esquerda) e convexa (à direita).

Convenções rodoviárias:

- inclinação positiva – rampa – sentido ascendente;
- inclinação negativa – declive – sentido descendente;
- concordância côncava – raio negativo;
- concordância convexa – raio positivo.

Determinação das concordâncias verticais:

$$y_{210} + i_1 \times x - \frac{x^2}{(2 \times R_2)} = y_{240} - i_2 \times (D_2 - x) + \frac{(D_2 - x)^2}{(2 \times R_2)}$$

$$Y_{210} = y_{20} + i_1 \times 190$$

$$y_{20} = y_0 + i_0 \times D_1 - \frac{{D_1}^2}{(2 \times R_1)}$$

1º Propriedade das concordâncias: $D = R \times (i_1 - i_2)$

$$y_{20} = y_0 + i_0 \times D_1 - \frac{D_1}{2 \times \left(\frac{1}{(i_0 - i_1)}\right)} = y_0 + D_1 \times \frac{i_1}{2}, (i_0 = 0)$$

Combinação de todas as condições anteriores e aplicação dos dados definidos no início desta secção 8.4,

$$y_0 + D_1 \times \frac{i_1}{2} + i_1 \times 190 + i_1 \times x - \frac{x^2}{2 \times R_2} = y_{240} + i_2 \times (D_2 - x) - \frac{(D_2 - x)^2}{2 \times R_2}$$

$$\Leftrightarrow 60{,}18 + 20 \times \frac{i_1}{2} + i_1 \times 190 + i_1 \times 0 - 0 = 76 + 0{,}035 \times (30 - 0) - \frac{(30 - 0)^2}{2 \times \left[\frac{30}{(0{,}035 + i1)}\right]}$$

$$\Leftrightarrow 200\, i_1 + 15 \times (0{,}035 + i_1) = 76 - 60{,}18 + 0{,}035 \times 30 \Leftrightarrow i1 = 7{,}6023\%$$

y_{210} – cota da rasante no ponto 0+210km (análogo para y_{20}, y_{240} e y_0)
i_0 –inclinação de entrada da 1ª concordância
i_1 – inclinação do trainel intermédio = inclinação de saída da 1ª concordância = inclinação de entrada da 2ª concordância
i_2 –inclinação de saída da 2ª concordância
D_1 – desenvolvimento da 1ª concordância
D_2 – desenvolvimento da 2ª concordância
R_1 – raio da 1ª concordância
R_2 – raio da 2ª concordância

Depois de determinada a inclinação do trainel intermédio, as concordâncias verticais ficam automaticamente definidas (ver o quadro 8.4).

Quadro 8.4 – Características das concordâncias.

	1ª Concordância	2ª Concordância
Rv (m)	-263,08	270,21
D (m)	20	30
i_0	0,00%	-
i_1	+7,60%	+7,60%
i_2	-	-3,50%

8.4.3. PIQUETAGEM DAS CONCORDÂNCIAS

A piquetagem das concordâncias foi definida com base nas suas expressões gerais,

$$y_1(x) = 60{,}18 - \frac{x^2}{2 \times (-263{,}08)} \quad (8.10)$$

$$y_2(x) = 75{,}385 + 0{,}076 \times x - \frac{x^2}{2 \times 270{,}21} \quad (8.11)$$

Quadro 8.5 – Piquetagem das concordâncias.

Concordancia1		Concordancia1		Concordancia2		Concordancia2		Concordancia2	
L(m)	Z(m)	L(m)	Z(m)	L(m)	Z(m)	L(m)	Z(m)	L(m)	Z(m)
0	60,180	11	60,410	0	75,385	11	75,997	22	76,162
1	60,182	12	60,454	1	75,459	12	76,031	23	76,155
2	60,188	13	60,501	2	75,530	13	76,061	24	76,144
3	60,197	14	60,553	3	75,596	14	76,087	25	76,129
4	60,210	15	60,608	4	75,659	15	76,109	26	76,111
5	60,228	16	60,667	5	75,719	16	76,128	27	76,089
6	60,248	17	60,729	6	75,775	17	76,143	28	76,063
7	60,273	18	60,796	7	75,826	18	76,154	29	76,033
8	60,302	19	60,866	8	75,875	19	76,161	30	76,000
9	60,334	20	60,940	9	75,919	20	76,165		
10	60,370			10	75,960	21	76,165		

8.4.4. Cotas da rasante

As cotas da rasante foram calculadas de 10 em 10 metros, sendo os respectivos valores apresentados no perfil longitudinal presente no anexo C.

8.4.5. Disfarce da sobreelevação (Se)

A sobreelevação é utilizada para compensar a aceleração centrífuga que ocorre quando o veículo descreve uma curva circular, reduzindo desta forma o grau de incomodidade do condutor e aumentando a segurança de circulação. O disfarce da sobreelevação é realizado ao longo da curva de transição, iniciando-se no alinhamento reto, a uma distância L_d do início da clotóide. Para ramos do nó de ligação de raio igual a 25m e com velocidades de 30 km/h, o valor máximo da sobreelevação é de 12% e o mínimo é de 2,5% (por razões de drenagem). Neste caso foi considerado um disfarce linear da sobreelevação, tendo sido aplicado o valor de sobreelevação igual a 7% em curva circular. Como se considerou o pavimento betuminoso, a sua inclinação transversal é de 2,5%.

$$L_d = \frac{2 \times L \times i}{Se - i} = \frac{2 \times 20{,}25 \times 0{,}025}{0{,}07 - 0{,}025} = 22{,}5 \text{ m} \qquad (8.12)$$

As normas de ramos de ligação estabelecem um valor máximo para a variação da sobreelevação em cada 20m de extensão da clotóide, em função da velocidade no ramo. Desta forma, para uma velocidade de 30 km/h a variação máxima é de 5,3%/20m. Dado que neste caso ambas as curvas de transição apresentam a mesma definição (A=22,5m e R=25m), a verificação realizada serve para ambas.

$$\Delta Se = \frac{7 - 2{,}5}{20{,}25} \times 20 = 4{,}44\ \% < 5{,}3\ \% \quad \text{ok!} \qquad (8.13)$$

8.5. MODELO 3D DO "LOOP" PROPOSTO

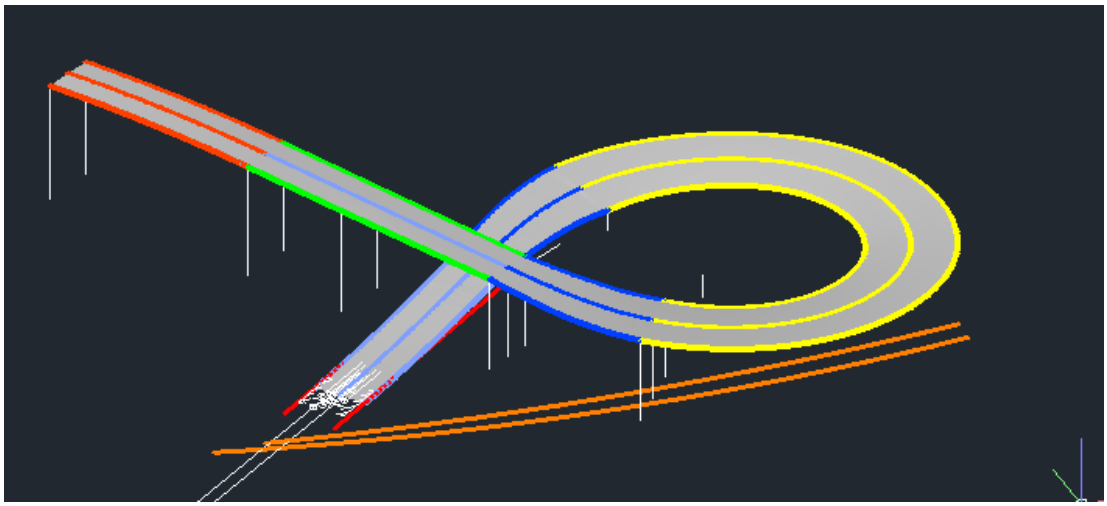


Fig.8.14 – Configuração 3D do nó de ligação. Em planta: alinhamento reto (a vermelho e a verde), clotóide (azul escuro) e curva circular (amarelo). Em perfil: concordâncias verticais (a vermelho e azul claro) e trainel (verde, amarelo e azul escuro). As linhas a laranja representam a posição do túnel da linha da Alfândega.

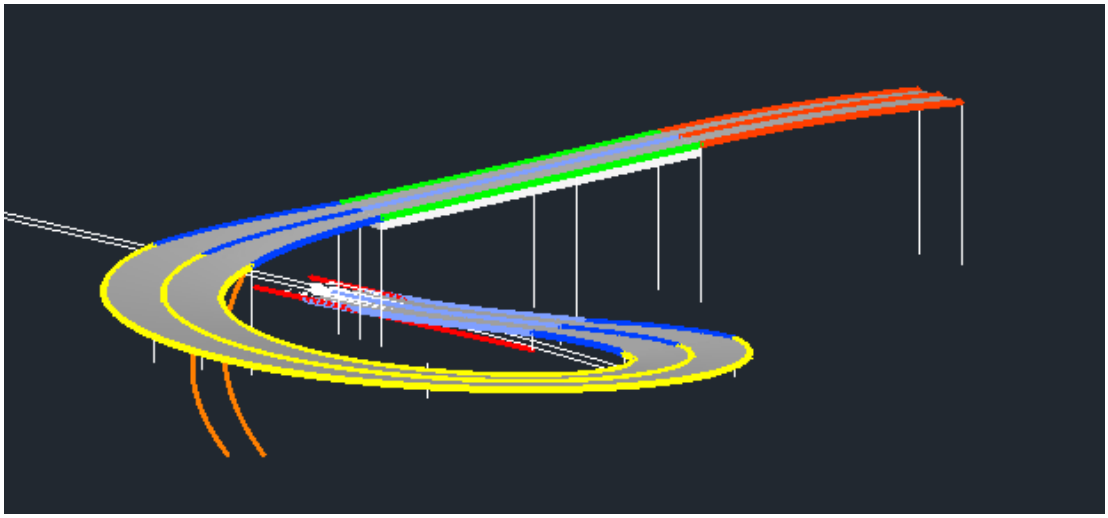


Fig.8.15 – Configuração 3D do nó de ligação. Em planta: alinhamento reto (a vermelho e a verde), clotóide (azul escuro) e curva circular (amarelo). Em perfil: concordâncias verticais (a vermelho e azul claro) e trainel (verde, amarelo e azul escuro). As linhas a laranja representam a posição do túnel da linha da Alfândega.

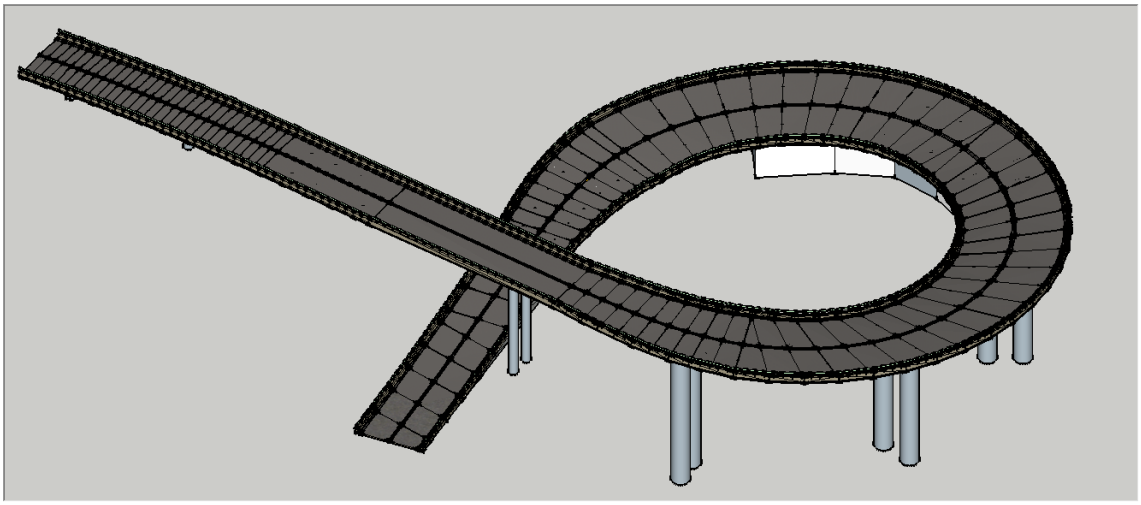


Fig.8.16 – Configuração 3D do nó de ligação

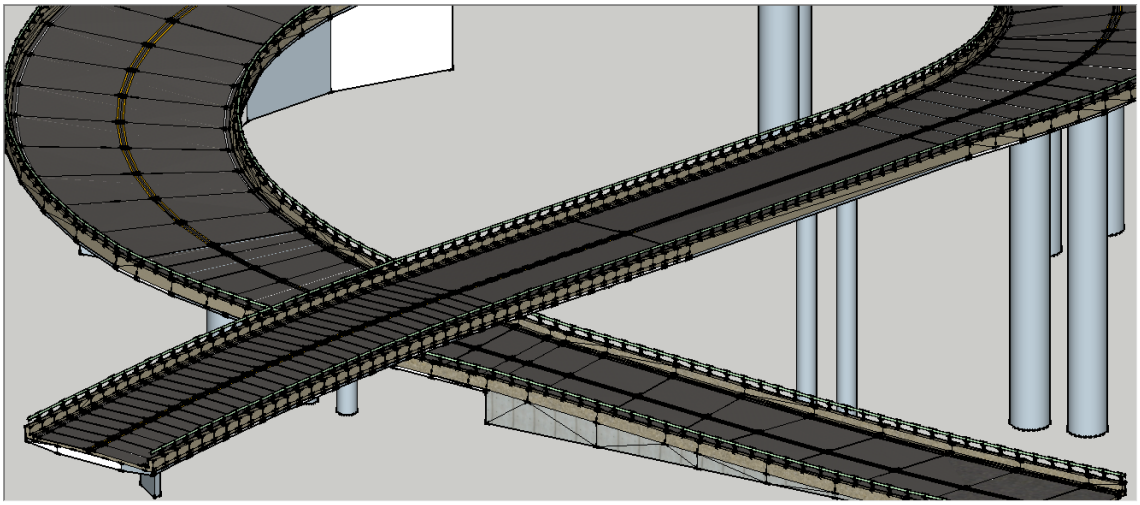


Fig.8.17 – Configuração 3D do nó de ligação

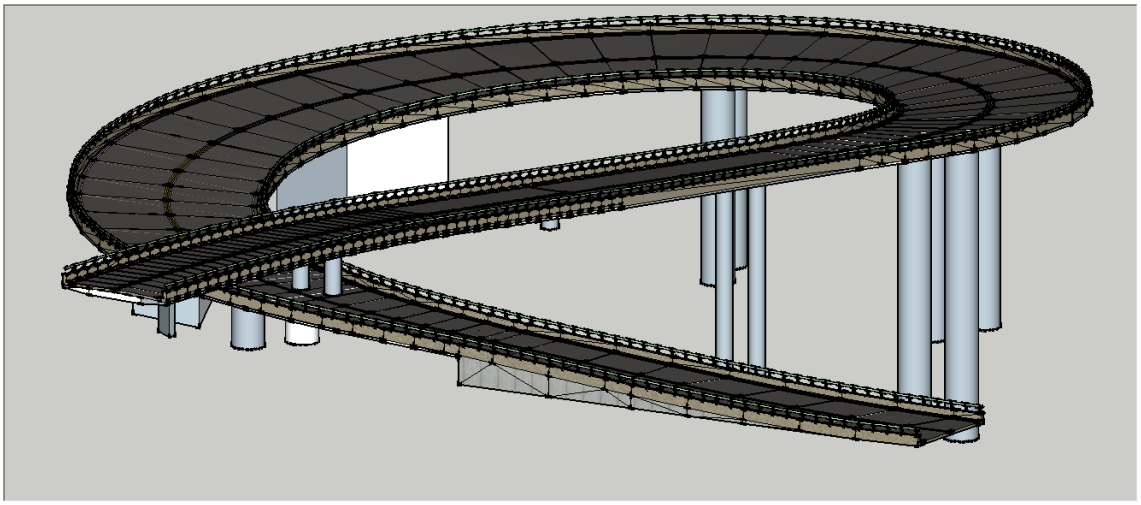


Fig.8.18 – Configuração 3D do nó de ligação

9
CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

9.1. CONCLUSÕES

Neste capítulo são descritas algumas dificuldades observadas durante a execução deste projeto, bem como as conclusões relativas à viabilidade técnica, económica e estética da proposta. Por fim são especificadas algumas tarefas para complementar o trabalho realizado.

As principais dificuldades encontradas na realização deste projeto estão relacionadas com o elevado número de elementos que compõe a estrutura. Este aspeto impossibilitou a realização de algumas tarefas com maior detalhe, nomeadamente, o levantamento minucioso das características geométricas desses elementos, a validação do modelo estrutural com recurso a outro programa (tarefa demasiado morosa), o dimensionamento rigoroso da nova estrutura (necessário verificar a interação axial- flexão e corte-flexão para cada membro) e a consideração do efeito de encurvadura nos elementos comprimidos, por forma a identificar as zonas da estrutura que precisam de ser reforçadas.

Como consequência da complexidade da ponte, o elevado número de barras e de nós do modelo estrutural tornou demasiado morosa a determinação dos esforços na estrutura, sendo muito complicado visualizar os diagramas de esforços fornecidos pelo programa de cálculo automático *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014*. Desse modo, foi necessário exportar um elevado volume de dados para o *Microsoft Excel* para serem, posteriormente, trabalhados e analisados.

Uma vez que as cargas de serviço relativas aos veículos automóveis são superiores às cargas dos comboios que antigamente circulavam na ponte, é necessário proceder ao reforço de algumas zonas da estrutura. Para uma avaliação mais precisa dos elementos estruturais que necessitam de ser reforçados é essencial averiguar o seu estado de conservação, assim como a determinação das características mecânicas do material empregue na obra. Além disso é conveniente determinar um valor razoável para as cargas rodoviárias, dado que existe a possibilidade da limitação do peso máximo dos veículos que podem circular na ponte, reduzindo dessa forma o número de elementos que precisam de ser reforçados, e por conseguinte o custo associado ao reforço estrutural.

Com base na análise simplificada da envolvente de tensões dos elementos da obra de arte, conclui-se que a ponte, na sua globalidade, permite a passagem de automóveis, mas requer o reforço de algumas

zonas da estrutura. A relação entre a estrutura real (antiga) e a proposta (nova) foi estudada através da realização de uma maquete à escala 1/20, em cartolina, de uma parte do tabuleiro da ponte. Deste modo verifica-se a viabilidade técnica da proposta apesar de ser indispensável, como já mencionado, uma avaliação mais rigorosa do estado de tensão e de conservação dos membros estruturais da ponte Maria Pia.

O principal obstáculo à concretização desta proposta de adaptação da ponte Maria Pia ao tráfego rodoviário é a inevitabilidade da construção de um nó de ligação na encosta do lado do Porto, uma vez que apresenta um impacto visual significativo no meio envolvente e constitui uma solução onerosa. Dada a presente época de contenção orçamental, a componente económica desta proposta poderá ser o aspeto mais condicionante para a sua viabilidade, sendo por isso um ponto desfavorável comparativamente com outras hipóteses já existentes para o aproveitamento da ponte Maria Pia.

Apesar do ponto de vista económico desta proposta ser desvantajoso, esta solução apresenta algumas vantagens relativamente às alternativas existentes para o aproveitamento da ponte. Este projeto permite o contacto privilegiado com o tabuleiro da ponte por parte dos utilizadores, apresentando um elevado potencial turístico por explorar. Além disso, esta proposta reforça a ligação rodoviária entre as cidades do Porto e de V.N. de Gaia, atenuando as situações de congestionamento na ponte do Infante e nas ruas circundantes durante as horas de ponta.

Relativamente à componente estética desta solução, verifica-se que a proposta é condicionada pela construção do viaduto na encosta do lado do Porto, sendo que a intervenção na ponte Maria Pia preserva as características estéticas e arquitetónicas da obra de arte, além de apresentar um impacto visual diminuto. Por forma a preservar o enquadramento paisagístico do meio envolvente da ponte Maria Pia e do vale do Douro, é fundamental o estudo pormenorizado de uma solução para o viaduto de acesso à margem do Porto, pelo que é sugerido como desenvolvimento futuro a elaboração de uma proposta para essa estrutura, com especial atenção para a geometria dos pilares, uma vez que estes apresentam um impacto profundo na paisagem.

9.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Por forma a complementar este trabalho devem ser realizadas diversas tarefas, tais como:

- verificação dos aparelhos de apoio do tabuleiro;
- verificação da estabilidade dos maciços de fundação – arco, pilares e encontros;
- verificação à fadiga da ponte;
- verificação da segurança e dimensionamento do viaduto na margem do Porto;
- verificação dos efeitos de 2ª ordem na estrutura;
- verificação das tensões de compressão com encurvadura;
- maior detalhe e pormenorização na estimativa e orçamento da obra;
- maior pormenorização das peças desenhadas.

BIBLIOGRAFIA

[1] Azeredo, M. *As pontes do Porto: história de uma paixão – Bridges of Oporto: a love story*. FEUP edições, Porto, 2002

[2] Vasconcelos, A. *A ponte Luiz I*. Edições Afrontamento, Porto, 2014

[3] Sousa Cruz, P., Lopes Cordeiro, J. *As pontes do Porto*. Livraria Civilização Editora, Porto, 2001

[4] Ordem dos Engenheiros. Colégio de Engenharia Mecânica. Conselho Regional Norte. ponte *Maria Pia: a obra-prima de Seyrig*. Ordem dos Engenheiros – Região Norte Ed., Porto, 2005.

[5] Sousa Cruz, P. *pontes Contemporâneas do Porto*. Revista Ingenium nº 90, Novembro/ Dezembro de 2005, Ordem dos Engenheiros Ed., Lisboa.

[6] Pinto Alves Fernandes, M. *Opinião: O Futuro da ponte Maria Pia*. Revista Ingenium, Julho/Agosto 2013, págs.79-81, Ordem dos Engenheiros Ed., Lisboa.

[7] Pinto Alves Fernandes, M. *Tabuleiro rodoviário na ponte Maria Pia*. Revista O Tripeiro Série 7 Ano XXIX, Setembro de 2010, págs.260,264-265, Associação Comercial do Porto, Porto.

[8] Thrall, A.P., Billington, D.P., Bréa, K.L., the maria pia: a major work of structural art. In *Engineering Structures*, 479-486, Elsevier Science B.V., Amsterdam, 2012.

[9] Guimarães da Costa, A., Costeira Silva, P. *Caracterização do Comportamento Dinâmico da ponte Maria Pia*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas. 1999. LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

[10] Reis, A. J. *pontes e Estruturas Especiais*, Apontamentos de apoio às aulas da disciplina de pontes e estruturas Especiais do curso de Engenharia Civil, IST, 1992

[11] Coelho, A. Guedes, Freitas, J. Mota, Azeredo, Manuel de, Costa, Aníbal, Santos, N., Cruz, J. S., Lopes, D. *Estudo da Viabilidade de Utilização da ponte Luiz I pelo Metro Ligeiro do Porto*. *Relatório Final*. Instituto da Construção, Porto,1996.

[12] Vasconcelos, A. (2008). *pontes dos rios Douro e Tejo.* Ingenium Edições, Lda., Lisboa.

[13] *Eurocódigo 0: Anexo A2, Aplicação em pontes*. EN 1990:2003 (versão final, em inglês).

[14] *Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas*. EN 1990:2002-1-1:2003.

[15] *Eurocódigo 1: Acções em estruturas: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. EN 1991-1-1:2002.

[16] *Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento*. EN 1991-1-4:2005.

[17] *Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 1-5: Ações gerais – Ações térmicas*. EN 1991-1-5:2009.

[18] *Eurocódigo 1: Acções em estruturas: Sobrecargas em pontes*. EN 1991-2:2003 (versão em inglês).

[19] *Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios*. NP EN 1993-1-1:2010.

[20] *Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1.8: Projecto de Ligações*. NP EN 1993-1-8:2005 + AC:2009 Pt.

[21] *Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 2: pontes Metálicas*. EN 1993-2:2006 (versão em inglês).

[22] RSAEPP. *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.* Lisboa : Diário da República, 1983

[23] Appleton, J., Saraiva, J., Moura, R., Rodrigues, F., *A utilização do aço inox na reabilitação das infraestruturas da ponte Eiffel sobre o Rio Lima, em Viana do Castelo.*ASCP'09 – 1º Congresso de Segurança e Conservação de pontes ASCP, 2 e 3 de Julho de 2009, Lisboa, págs. 1 e 2.

[24] Cavadas, F., Rodrigues, C., Figueiras, J., *Monotorização da ponte Eiffeil durante e após as obras de substituição e alargamento do tabuleiro rodoviário.* ASCP'09 – 1º Congresso de Segurança e Conservação de pontes ASCP, 2 e 3 de Julho de 2009, Lisboa, págs. 1 e 2.

[25] Santos, N.E., *Conservação e Reabilitação de pontes Metálicas.* Dissertação de Mestrado, FEUP – Departamento de Engenharia Civil,1998.

[26] Cavadas, F., *Monotorização e Análise do Comportamento de pontes Metálicas Antigas.* Dissertação de Mestrado, FEUP – Departamento de Engenharia Civil, 2008.

[27] Silva, C., *Projecto de Execução de um Nó de Ligação em Trompa*. Dissertação de Mestrado, FEUP – Departamento de Engenharia Civil,2010.

[28] Moreira, C., *Projecto de uma ponte rodoviária entre as cidades do Porto e Gaia.* Dissertação de Mestrado, FEUP – Departamento de Engenharia Civil,2012.

[29] França, A. *Sebenta de Vias de Comunicação 1*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2013.

[30] França, A. *Sebenta de Vias de Comunicação 2*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2014.

[31] Norma de Nós de Ligação. JAE P6/90.

[32] http://www.grid.pt/projectos/pontes/d/ponte-sobre-o-rio-ave. Consultado em Julho de 2015

[33] http://www.grid.pt/projectos/pontes/d/no-de-interligacao_a10_a1. Consultado em Julho de 2015.

[34]http://www.bing.com/maps/#Y3A9NDEuMTg1MzM5fi04LjkzMDg2MiZsdmw9NSZzdHk9ciZxPXBvcnRv. Consultado em Maio de 2015.

[35] https://www.google.pt/maps/dir/41.1397815,-8.5969419/@41.1408005,-8.5966866,611m/data=!3m1!1e3. Consultado em Maio de 2015.

[36] http://www.publico.pt/local/noticia/ponte-maria-pia-recebe-peoes-e-ciclistas-no-verao-de-2005-1187838. Consultado em Maio de 2015.

[37] http://www.pedrobandeira.info/Relocalizacao-da-ponte-D-Maria-2013. Consultado em Junho de 2015. Consultando em Maio de 2015.

[38] https://en.wikipedia.org/wiki/Wrought_iron. Consultado em Março de 2015.

[39] http://www.infopedia.pt/$ponte-de-d.-maria-pia,3. Consultado em Fevereiro de 2015.

[40] http://www.portopatrimoniomundial.com/ponte-maria-pia.html. Consultado em Março de 2015.

[41] https://web.fe.up.pt/~azr/pontes/pontes.htm. Consultado em Fevereiro de 2015.

[42] http://www.monumentos.pt/Site/APP_PagesUser/SIPA.aspx?id=3903. Consultado em Fevereiro de 2015.

[43] https://pt.wikipedia.org/wiki/ponte_de_D._Maria_Pia. Consultado em Fevereiro de 2015.

[44] http://portfolio.soaresdacosta.com/pt/. Consultado em Maio de 2015.

[45] http://help.sketchup.com/en/article/116174. Consultado em Maio de 2015.

[46] https://www.dot.state.oh.us/engineering/OTEC/2008%20Presentations/55C.pdf. Consultado em Março de 2015.

[47] http://www.fhwa.dot.gov/bridge/steel/pubs/if12052/volume17.pdf. Consultado em Março de 2015.

[48] http://www.ohiogratings.com/pdfs/bridge_brochure.pdf. Consultado em Março de 2015.

[49] http://www.johnsonstreetbridge.com/wp-content/uploads/2010/06/Appendix-F.pdf. Consultado em Março de 2015.

[50] http://retratosdeportugal.blogspot.pt/2015_02_01_archive.html. Consultado em Julho de 2015.

[51] http://fcsseratostenes.blogspot.pt/2013/04/a-ponte-dmaria-pia.html. Consultado em Julho de 2015.

[52] http://monumentosdesaparecidos.blogspot.pt/2010/06/locomotiva-vapor.html. Consultado em Julho de 2015.

[53] http://www.trainlogistic.com/pt/Comboios/index_fich.htm. Consultado em Julho de 2015.

[54] http://norbrass.com/projetos.html. Consultado em Julho de 2015.

[55] Rede Ferroviária Nacional REFER EP. *Linha do Minho – ponte Eiffel sobre o rio Lima*. Locape – Artes Gráficas Lda., Lisboa, Outubro de 2007.

[56] http://www.grid.pt/projectos/pontes/d/ponte-luiz-I. Consultado em Maio de 2015.

[57] http://olharvianadocastelo.blogspot.pt/2013/06/a-ponte-eiffel-faz-hoje-135-anos.html. Consultado em Maio de 2015.

[58] Siwoszek, K., *Bridge Investigation of A ponte Maria Pia.* Thesis, ISEP – Departamento de Engenharia Civil,2012.

[59] http://s733.photobucket.com/user/emmons1315/media/ehbridge026.jpg.html. Consultado em Junho de 2015.

[60] http://www.interstategratings.com/grating-products/grating-product-specifications.php. Consultado em Maio de 2015.

[61] http://www.gratingpacific.com/metal_bar_gratings/fasteners.html. Consultado em Maio de 2015.

[62] http://www.steel-grates.com/Fasteners-and-Banding.htm. Consultado em Junho de 2015.

ANEXOS

ANEXO A. ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO E DIAGRAMAS DE ESFORÇOS 3

ANEXO B. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DA SOLUÇÃO PROPOSTA 33

ANEXO C. PEÇAS DESENHADAS 65

ANEXO D. ESTIMATIVA ORÇAMENTAL 79

ANEXO E. MAQUETE 83

ANEXO A

ESFORÇOS DE DIMENSIONAMENTO E DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

Neste anexo encontram-se os esforços usados para o dimensionamento dos elementos estruturais do tabuleiro a ser adicionado à parte existente. Também são apresentados os diagramas de esforços das carlingas e longarinas, referentes às combinações associadas aos esforços de dimensionamento.

CARLINGA

Barra/ nó / caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
	Hip1_comb1					
21742/12617/COMB1/1	0,00					
1926/11793/COMB1/243		32,15				
219/12724/COMB1/43			307,12			
21746/15/COMB1/5				0,14		
22306/1375/COMB1/246					81,40	
1904/11504/COMB1/225						32,73
1918/1325/COMB1/237	-298,37					
21746/15/COMB1/5		-27,60				
22306/12647/COMB1/246			-87,21			
1926/11793/COMB1/242				-0,17		
22073/13181/COMB1/205					-443,72	
22145/13362/COMB1/23						-31,92
	Hip1_comb2					
21742/12617/COMB2/1	0,00					
1926/11793/COMB2/243		27,83				
219/12724/COMB2/43			307,12			
21746/15/COMB2/5				0,12		
22306/1375/COMB2/246					57,45	
1904/11504/COMB2/225						34,92
1918/1325/COMB2/237	-346,53					
21746/15/COMB2/5		-23,25				
21780/95/COMB2/19			-111,04			
1926/11793/COMB2/238				-0,14		
22073/13181/COMB2/205					-443,72	
22145/13362/COMB2/23						-34,71
	Hip2_comb1					
2902/145/COMB1/18	5,96					
1678/125/COMB1/22		26,43				
339/336/COMB1/67			324,22			
10/15/COMB1/5				0,15		
1655/6/COMB1/1					79,72	
1709/276/COMB1/57						54,88
1664/55/COMB1/11	-299,05					
10/15/COMB1/5		-28,43				
1656/5/COMB1/1			-258,79			
1676/115/COMB1/20				-0,13		
299/296/COMB1/59					-450,59	
1679/126/COMB1/22						-57,96
	Hip2_comb2					
2902/145/COMB2/18	8,226					
1678/125/COMB2/22		22,248				
339/336/COMB2/67			324,215			
10/15/COMB2/5				0,127		
21718/1375/COMB2/246					50,723	
1709/276/COMB2/57						52,802
1655/6/COMB2/1	-356,936					
10/15/COMB2/5		-23,992				
1709/276/COMB2/55			-257,641			
1676/115/COMB2/20				-0,108		
299/296/COMB2/59					-450,592	
1679/126/COMB2/23						-56,358

CARLINGA (1)

BARRA	NÓ	CASO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
			TEMP_con_comb1					
21771	405	70	6,469					
21972	11793	243		13,3				
339	336	67			237,237			
10	15	5				0,068		
1655	6	1					47,133	
21688	146	31						37,245
1664	55	11	-241,46					
17	25	7		-13,314				
1656	5	1			-182,406			
21972	11793	242				-0,068		
299	296	59					-334,103	
1679	126	22						-36,189
			TEMP_con_comb2					
21771	405	82	9,532					
21972	11793	243		9,882				
339	336	67			237,237			
10	15	5				0,051		
21444	1375	246					26,47	
21688	146	31						35,645
21944	1325	237	-285,224					
10	15	5		-9,938				
1677	116	23			-183,816			
21972	11793	242				-0,05		
299	296	59					-334,103	
1679	126	23						-34,968
			TEMP_dif_comb1					
6	9	1	0					
21965	1355	241		13,446				
339	336	67			237,237			
10	15	5				0,067		
1655	6	1					134,536	
21896	1256	225						37,413
1716	315	63	-516,484					
10	15	5		-13,204				
1656	5	1			-182,441			
21972	11793	242				-0,068		
299	296	59					-334,103	
1679	126	22						-35,352
			TEMP_dif_comb2					
6	9	1	0					
21972	11793	243		10,015				
339	336	67			237,237			
10	15	5				0,051		
21444	1375	246					113,228	
21896	1256	225						35,854
1718	325	65	-556,654					
10	15	5		-9,867				
21688	146	29			-183,951			
21972	11793	242				-0,051		
299	296	59					-334,103	
1679	126	23						-34,131

CARLINGA (2)

BARRA	NÓ	CASO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
			TEMP_exp_comb1					
6	9	1	0					
21972	11793	243		13,294				
339	336	67			237,237			
10	15	5				0,067		
1655	6	1					46,986	
21896	1256	225						38,828
1716	315	63	-260,301					
17	25	7		-13,3				
1656	5	1			-182,499			
21972	11793	242				-0,068		
299	296	59					-334,103	
1679	126	22						-36,108
			TEMP_exp_comb2					
6	9	1	0					
21972	11793	243		9,876				
339	336	67			237,237			
10	15	5				0,051		
21444	1375	246					25,544	
21896	1256	225						37,269
1718	325	65	-300,697					
10	15	5		-9,946				
1677	116	23			-183,787			
21972	11793	242				-0,05		
299	296	59					-334,103	
1679	126	23						-34,888

Barra	Nó	Comp	Caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
				Esforços Máximos e Mínimos (dos valores das tabelas anteriores)					
21771	405	82	HIP_con_comb2	9,532					
1926	11793	243	HIP_1_comb1		32,148				
339	336	67	HIP_2_comb1			324,22			
10	15	5	HIP_2_comb1				0,149		
1655	6	1	HIP_dif_comb1					134,536	
1709	276	57	HIP_2_comb1						54,876
1718	325	65	HIP_dif_comb2	-556,654					
10	15	5	HIP_2_comb1		-28,433				
1656	5	1	HIP_2_comb1			-258,787			
1926	11793	242	HIP_1_comb1				-0,168		
299	296	59	HIP_2_comb1					-450,592	
1679	126	22	HIP_2_comb1						-57,959
				Conjunto de Esforços adotado no dimensionamento					
21771	405	82	HIP_con_comb2	**9,532**	-2,696	12,73	0,01	-4,59	13,289
1926	11793	243	HIP_1_comb1	-82,457	**32,148**	2,259	-0,163	10,087	22,934
339	336	67	HIP_2_comb1	0	0	**324,22**	0	-450,592	0
10	15	5	HIP_2_comb1	-43,599	-28,433	13,201	**0,149**	-0,635	-19,1
1655	6	1	HIP_dif_comb1	-498,508	0,331	-39,435	-0,006	**134,536**	-20,061
1709	276	57	HIP_2_comb1	-24,079	-25,852	-43,426	0,118	-31,492	**54,876**
1718	325	65	HIP_dif_comb2	**-556,654**	-2,21	27,519	0,003	79,982	-0,21
10	15	5	HIP_2_comb1	-43,599	**-28,433**	13,201	0,149	-0,635	-19,1
1656	5	1	HIP_2_comb1	-291,116	-8,387	**-258,787**	0,044	-198,36	16,358
1926	11793	242	HIP_1_comb1	-46,574	31,769	-12,23	**-0,168**	-0,572	-21,188
299	296	59	HIP_2_comb1	0	0	324,22	0	**-450,592**	0
1679	126	22	HIP_2_comb1	-19,692	26,432	-43,54	-0,122	-31,551	**-57,959**

Longarina

Barra/ nó / caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
	Hip1_comb1					
1643/1315/COMB1/236	1191,18					
1509/645/COMB1/129		29,791				
1508/636/COMB1/129			161,253			
1652/1356/COMB1/242				0,06546		
1384/26/COMB1/5					129,082	
1403/125/COMB1/22						21,579
1407/135/COMB1/14	-835,683					
1551/865/COMB1/145		-28,639				
1538/796/COMB1/139			-192,717			
1384/16/COMB1/5				-0,06367		
1406/136/COMB1/24					-199,785	
1509/655/COMB1/129						-14,869
	Hip1_comb2					
1643/1315/COMB2/236	1219,122					
1509/645/COMB2/129		32,06994				
1508/636/COMB2/129			160,319			
1652/1356/COMB2/242				0,05663		
1648/1336/COMB2/239					133,115	
1403/125/COMB2/22						22,264
1407/135/COMB2/16	-842,19					
1551/865/COMB2/145		-29,7742				
1538/796/COMB2/139			-194,424			
1384/16/COMB2/5				-0,0543		
1406/136/COMB2/24					-203,759	
1509/655/COMB2/129						-17,136
	Hip2_comb1					
1391/55/COMB1/12	1058,431					
1509/645/COMB1/129		30,176				
1508/636/COMB1/129			164,721			
1404/116/COMB1/22				0,056		
1384/26/COMB1/5					132,22	
1403/125/COMB1/22						21,258
1407/135/COMB1/14	-773,742					
1551/865/COMB1/145		-29,066				
1538/796/COMB1/139			-194,967			
1384/16/COMB1/5				-0,066		
1406/136/COMB1/24					-189,469	
1509/655/COMB1/129						-15,109
	Hip2_comb2					
1391/55/COMB2/12	1088,855					
1509/645/COMB2/129		33,684				
1508/636/COMB2/129			163,801			
1404/116/COMB2/22				0,047		
1384/26/COMB2/5					135,91	
1403/125/COMB2/22						21,926
1407/135/COMB2/16	-780,268					
1551/865/COMB2/145		-31,703				
1538/796/COMB2/139			-196,674			
1384/16/COMB2/5				-0,056		
1406/136/COMB2/24					-192,716	
1509/655/COMB2/129						-17,375

Longarina (1)

BARRA	NÓ	CASO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
			TEMP_con_comb1					
1643	1315	236	637,925					
1509	645	129		15,397				
1508	636	129			125,681			
1652	1356	242				0,033		
1382	16	3					114,576	
1409	145	31						10,903
1407	135	14	-759,743					
1510	646	129		-14,921				
1538	796	139			-139,779			
1384	16	5				-0,036		
1406	136	24					-163,318	
1381	15	3						-10,542
			TEMP_con_comb2					
1643	1315	236	658,578					
1509	645	129		18,005				
1508	636	129			125,015			
1652	1356	242				0,027		
1382	16	3					117,315	
1509	645	129						12,026
1407	135	16	-764,642					
1510	646	129		-17,403				
1538	796	139			-141,064			
1384	16	5				-0,028		
1406	136	24					-165,741	
1510	646	129						-11,611
			TEMP_dif_comb1					
1489	545	109	1050,368					
1520	696	130		14,603				
1524	716	135			92,255			
1652	1356	242				0,033		
1654	1366	245					187,978	
1631	1255	225						10,844
1627	1235	233	-482,893					
1526	726	136		-13,415				
1538	796	139			-153,431			
1384	16	5				-0,036		
1630	1246	223					-66,468	
1520	706	131						-10,321
			TEMP_dif_comb2					
1445	325	66	1066,9					
1520	696	130		15,959				
1524	716	135			99,419			
1652	1356	242				0,027		
1654	1366	245					190,83	
1631	1255	226						11,338
1627	1235	233	-490,542					
1535	775	138		-15,509				
1538	796	139			-154,717			
1384	16	5				-0,028		
1630	1246	223					-69,714	
1520	706	131						-11,233

Longarina (2)

BARRA	NÓ	CASO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
			TEMP_exp_comb1					
1487	535	107	1050,877					
1520	696	130		15,646				
1508	636	129			115,557			
1652	1356	242				0,033		
1636	1286	229					96,014	
1631	1255	225						11,151
1627	1235	233	-492,706					
1551	855	145		-14,578				
1538	796	139			-155,342			
1384	16	5				-0,035		
1630	1246	223					-159,066	
1520	706	131						-10,994
			TEMP_exp_comb2					
1487	535	107	1065,122					
1520	696	130		17,002				
1508	636	129			114,891			
1652	1356	242				0,026		
1636	1286	229					101,786	
1631	1255	226						11,645
1627	1235	233	-500,355					
1551	855	145		-16,553				
1538	796	139			-156,628			
1384	16	5				-0,028		
1630	1246	223					-162,312	
1520	706	131						-11,906

Barra	Nó	Comp	Caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
				Esforços Máximos e Mínimos (dos valores das tabelas anteriores)					
1643	1315	236	HIP_4_comb2	1219,122					
1509	645	129	H_4B_comb2		33,684				
1508	636	129	H_4B_comb1			164,721			
1652	1356	242	HIP_4_comb1				0,06546		
1654	1366	245	HIP_dif_comb2					190,83	
1403	125	22	H_4B_comb2						22,264
1407	135	16	HIP_4_comb2	-842,19					
1551	865	145	H_4B_comb2		-31,703				
1538	796	139	H_4B_comb2			-196,674			
1384	16	5	H_4B_comb1				-0,066		
1406	136	24	HIP_4_comb2					-203,749	
1509	655	129	H_4B_comb2						-17,375
				Conjunto de Esforços adotado no dimensionamento					
1643	1315	236	HIP_4_comb2	**1219,122**	11,49003	1,87444	0,00618	42,81772	5,73038
1509	645	129	H_4B_comb2	496,04	**33,684**	76,559	-0,014	-41,433	19,849
1508	636	129	H_4B_comb1	-258,947	-5,05	**164,721**	-0,011	-136,238	-1,208
1652	1356	242	HIP_4_comb1	-7,10436	-0,67057	-43,5326	**0,06546**	94,68634	-1,46191
1654	1366	245	HIP_dif_comb2	49,188	1,395	-78,001	0,021	**190,83**	2,828
1403	125	22	HIP_4_comb2	-283,922	-22,386	-63,311	0,030	-96,255	**22,264**
1407	135	16	HIP_4_comb2	**-842,19**	14,90427	53,44482	-0,00178	-111,172	10,04252
1551	865	145	H_4B_comb2	525,817	**-31,703**	-68,125	0,012	-35,693	18,501
1538	796	139	H_4B_comb2	-97,827	11,403	**-196,674**	0,025	-127,076	-6,676
1384	16	5	H_4B_comb1	163,719	-0,486	76,506	**-0,066**	-79,243	-1,609
1406	136	24	HIP_4_comb2	-80,738	2,741	-112,244	0,032	**-203,749**	-1,543
1509	655	129	H_4B_comb2	496,04	23,583	73,887	-0,014	56,357	**-17,375**

Travessa

Barra/ nó / caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
	Hip1_comb1					
2855/11537/COMB1/27	365,7549					
2521/1252/COMB1/225		316,684				
2896/3/COMB1/1			590,6713			
2860/122/COMB1/23				0,77972		
2855/11537/COMB1/27					82,03606	
2893/12/COMB1/5						63,5089
23/1372/COMB1/244	-62,7119					
2488/1362/COMB1/243		-317,588				
2681/714/COMB1/133			-159,614			
2521/1252/COMB1/225				-0,78373		
2854/142/COMB1/29					-295,646	
2488/1362/COMB1/243						-67,073
	Hip1_comb2					
2894/11513/COMB2/1	413,5099					
2521/1252/COMB2/225		314,6889				
2896/3/COMB2/1			588,0846			
2860/122/COMB2/22				0,8297		
2855/11537/COMB2/27					74,24183	
2893/12/COMB2/5						62,90274
23/1372/COMB2/238	-42,7936					
2488/1362/COMB2/244		-322,682				
2855/134/COMB2/27			-219,882			
2521/1252/COMB2/225				-0,85154		
2854/142/COMB2/29					-280,292	
2488/1362/COMB2/243						-66,2571
	Hip2_comb1					
2894/11812/COMB1/1	354,366					
2815/272/COMB1/57		420,803				
2896/3/COMB1/1			598,603			
2813/11838/COMB1/57				0,201		
2894/4/COMB1/1					82,147	
2815/272/COMB1/57						72,648
23/1372/COMB1/240	-46,046					
2860/122/COMB1/22		-453,657				
2681/714/COMB1/133			-166,768			
2858/11824/COMB1/22				-0,206		
2815/272/COMB1/55					-292,688	
2860/122/COMB1/23						-78,742
	Hip2_comb2					
2894/11812/COMB2/1	420,456					
2815/272/COMB2/57		424,408				
2896/3/COMB2/1			596,379			
2813/11838/COMB2/57				0,187		
2855/11825/COMB2/27					69,688	
2815/272/COMB2/57						72,897
23/1372/COMB2/238	-26,786					
2860/122/COMB2/23		-462,442				
2681/714/COMB2/133			-223,266			
3/11891/COMB2/245				-0,194		
2815/272/COMB2/55					-277,6	
2860/122/COMB2/23						-79,893

Travessa (1)

BARRA	NÓ	CASO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
			TEMP_con_comb1					
2788	362	73	274,666					
2521	1252	225		320,891				
2896	3	1			446,565			
2894	11812	3				0,129		
2855	11825	27					63,422	
2521	1252	225						55,429
23	1372	240	4,811					
2860	122	22		-357,696				
2705	634	124			-146,648			
2896	3	1				-0,204		
2896	3	1					-207,869	
2860	122	23						-66,845
			TEMP_con_comb2					
2788	362	73	299,183					
2521	1252	225		324,475				
2896	3	1			444,896			
2894	11812	2				0,12		
2855	11825	27					57,575	
2521	1252	225						55,791
2603	1853	167	1,268					
2860	122	23		-364,429				
2855	134	27			-211,254			
2896	3	1				-0,2		
2488	1362	245					-196,57	
2860	122	23						-67,693
			TEMP_dif_comb1					
2533	1212	215	507,134					
2521	1252	225		326,614				
2896	3	1			429,559			
2519	1909	225				2,112		
2889	24	5					125,492	
2893	12	5						59,448
2685	704	132	140,788					
2527	1232	217		-299,082				
2681	714	133			-161,302			
2896	3	1				-2,158		
2893	12	3					-177,355	
2521	2185	225						-53,36
			TEMP_dif_comb2					
2894	11812	1	551,727					
2521	1252	225		330,198				
2896	3	1			427,89			
2519	1909	226				2,093		
2892	14	3					121,313	
2893	12	5						59,11
2894	11812	134	132,26					
2679	11789	217		-304,006				
2527	1232	133			-203,655			
2681	714	1				-2,155		
2896	3	3					-166,459	
2893	12	225						-54,17

Travessa (2)

BARRA	NÓ	CASO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
			TEMP_exp_comb1					
2533	1212	215	245,954					
2521	1252	225		339,192				
2896	3	1			410,607			
2896	3	3				0,126		
2894	4	1					62,73	
2854	142	31						59,296
2726	11867	112	-33,366					
2527	1232	217		-309,464				
2681	714	133			-166,515			
2896	3	1				-0,132		
2893	12	3					-232,081	
2521	2185	225						-55,015
			TEMP_exp_comb2					
2894	11812	1	290,869					
2521	1252	225		342,776				
2896	3	1			408,937			
2630	1835	149				0,1		
2683	2077	133					59,672	
2854	142	31						59,445
2726	11867	112	-40,39					
2527	1232	217		-314,388				
2681	714	133			-208,868			
2896	3	1				-0,128		
2893	12	3					-221,185	
2521	2185	225						-55,825

Barra	Nó	Comp	Caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
				Esforços Máximos e Mínimos (dos valores das tabelas anteriores)					
2894	11812	1	HIP_dif_comb2	551,727					
2815	272	57	HIP_2_comb2		424,408				
2896	3	1	HIP_2_comb1			598,603			
2519	1909	225	HIP_dif_comb1				2,112		
2889	24	5	HIP_dif_comb1					125,492	
2815	272	57	HIP_2_comb2						72,897
23	1372	244	HIP_1_comb1	-62,7119					
2860	122	23	HIP_2_comb2		-462,442				
2681	714	133	HIP_2_comb2			-223,266			
2896	3	1	HIP_dif_comb1				-2,158		
2854	142	29	HIP_1_comb1					-295,646	
2860	122	23	HIP_2_comb2						-79,893
				Conjunto de Esforços adotado no dimensionamento					
2894	11812	1	HIP_dif_comb2	**551,727**	54,365	-129,672	2,042	93,542	29,186
2815	272	57	HIP_2_comb2	4,265	**424,408**	120,026	0,092	-68,292	72,897
2896	3	1	HIP_2_comb1	232,14	153,032	**598,603**	-0,179	-279,514	32,791
2519	1909	225	HIP_dif_comb1	304,45	-162,85	-29,43	**2,112**	38,953	-27,923
2889	24	5	HIP_dif_comb1	334,65	-6,711	-21,95	0,021	**125,492**	-12,669
2815	272	57	HIP_2_comb2	4,265	424,408	120,026	0,092	-68,292	**72,897**
23	1372	244	HIP_1_comb1	**-62,7119**	-215,6	151,51768	0,49451	-36,92582	-46,34521
2860	122	23	HIP_2_comb2	83,181	**-462,442**	201,717	-0,101	-119,907	-79,893
2681	714	133	HIP_2_comb2	107,578	19,915	**-223,266**	0,006	-12,836	-5,553
2896	3	1	HIP_dif_comb1	483,81	-33,004	429,559	**-2,158**	-145,362	15,549
2854	142	29	HIP_1_comb1	266,3996	224,668	501,37713	-0,57374	**-295,646**	42,59306
2860	122	23	HIP_2_comb2	83,181	-462,442	201,717	-0,101	-119,907	**-79,893**

Passeio

Barra/ nó / caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
	Hip1_comb1					
21383/12391/COMB1/238	79,55187					
21228/12205/COMB1/179		0,33469				
21149/12131/COMB1/102			48,08112			
103/53/COMB1/2				0,00872		
21378/12383/COMB1/233					6,21963	
21228/12205/COMB1/179						0,53338
20963/11860/COMB1/29	-76,9097					
21288/12277/COMB1/230		-0,34331				
21413/12425/COMB1/245			-3,57443			
21413/12427/COMB1/246				-0,00919		
21149/12131/COMB1/102					-31,0744	
21228/12204/COMB1/174						-0,57476
	Hip1_comb2					
21383/12391/COMB2/238	86,79653					
21228/12205/COMB2/179		0,33097				
21150/12133/COMB2/102			67,90436			
103/53/COMB2/2				0,0077		
21408/12419/COMB2/245					6,29571	
21228/12205/COMB2/179						0,52775
103/53/COMB2/2	-92,9621					
21288/12277/COMB2/230		-0,33555				
21168/12155/COMB2/110			-7,3467			
21413/12427/COMB2/246				-0,00921		
21150/12133/COMB2/102					-43,231	
21228/12204/COMB2/174						-0,58276
	Hip2_comb1					
20913/12060/COMB1/11	75,17					
21133/12348/COMB1/68		0,406				
21149/12359/COMB1/102			48,081			
103/53/COMB1/2				0,009		
21313/12491/COMB1/207					6,138	
20963/12167/COMB1/23						0,706
20963/12168/COMB1/29	-72,419					
20963/12168/COMB1/22		-0,455				
21413/12571/COMB1/245			-4,481			
20953/12159/COMB1/15				-0,007		
21149/12359/COMB1/102					-31,074	
20963/12168/COMB1/22						-0,705
	Hip2_comb2					
20913/12060/COMB2/11	81,548					
21133/12348/COMB2/68		0,396				
21150/12360/COMB2/102			67,904			
103/53/COMB2/2				0,008		
21408/12567/COMB2/245					6,187	
20963/12167/COMB2/22						0,688
103/53/COMB2/2	-92,361					
20963/12168/COMB2/22		-0,443				
21168/12377/COMB2/110			-7,344			
21413/12572/COMB2/246				-0,007		
21150/12360/COMB2/102					-43,231	
20963/12168/COMB2/28						-0,73

Passeio (1)

BARRA	NÓ	CASO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
			TEMP_con_comb1					
20913	12060	11	105,781					
21358	12528	227		0,2				
21149	12359	102			33,091			
103	53	2				0,004		
21378	12543	233					4,807	
21183	12389	115						0,414
103	53	2	-251,141					
20953	12159	23		-0,212				
21413	12571	245			-1,969			
21413	12572	246				-0,004		
21149	12359	102					-21,821	
21353	12523	224						-0,365
			TEMP_con_comb2					
20913	12060	11	110,564					
21358	12528	227		0,163				
21150	12360	102			47,959			
103	53	2				0,003		
21408	12567	245					5,124	
21183	12389	115						0,378
103	53	2	-279,702					
20953	12159	23		-0,166				
21168	12377	110			-5,654			
21413	12572	246				-0,004		
21150	12360	102					-30,938	
21353	12523	224						-0,304
			TEMP _dif_comb1					
21413	12572	247	356,081					
21353	12524	226		0,233				
21149	12359	102			33,091			
103	53	2				0,006		
21378	12543	233					9,068	
20953	12158	19						0,439
20958	12163	18	-886,444					
20948	12153	20		-0,239				
21413	12571	245			-2,026			
20943	12149	19				-0,004		
21149	12359	102					-21,821	
21353	12523	224						-0,554
			TEMP _dif_comb2					
21413	12572	247	356,795					
21353	12524	226		0,182				
21150	12360	102			47,959			
103	53	2				0,005		
21413	12571	246					11,205	
20953	12158	23						0,368
20958	12163	18	-887,621					
20948	12153	18		-0,186				
21168	12377	110			-5,75			
21018	12235	49				-0,004		
21150	12360	102					-30,938	
21353	12523	224						-0,493

Passeio (2)

BARRA	NÓ	CASO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
			TEMP_exp_comb1					
21413	12572	247	339,57					
21358	12528	227		0,2				
21149	12359	102			33,091			
103	53	2				0,004		
103	51	2					4,848	
21358	12528	227						0,32
133	73	3	-120,807					
20953	12159	23		-0,212				
21413	12571	245			-1,976			
21413	12572	246				-0,004		
21149	12359	102					-21,821	
21183	12390	117						-0,469
			TEMP_exp_comb2					
21413	12572	247	340,285					
21358	12528	227		0,163				
21150	12360	102			47,959			
103	53	2				0,003		
21413	12571	246					6,955	
103	53	2						0,351
133	73	2	-139,248					
20953	12159	23		-0,166				
21168	12377	110			-5,656			
21413	12572	246				-0,004		
21150	12360	102					-30,938	
21183	12390	117						-0,45

Barra	Nó	Comp	Caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
				Esforços Máximos e Mínimos (dos valores das tabelas anteriores)					
21413	12572	247	HIP_dif_comb2	356,795					
21133	12348	68	HIP_2_comb1		0,406				
21150	12133	102	HIP_1_comb2			67,90436			
103	53	2	HIP_2_comb1				0,009		
21413	12571	246	HIP_dif_comb2					11,205	
20963	12167	23	HIP_2_comb1						0,706
20958	12163	18	HIP_dif_comb2	-887,621					
20963	12168	22	HIP_2_comb1		-0,455				
21168	12155	110	Hip_1_comb2			-7,3467			
21413	12427	246	HIP_1_comb2				-0,00921		
21150	12360	102	HIP_2_comb2					-43,231	
20963	12168	28	HIP_2_comb2						-0,73
				Conjunto de Esforços adotado no dimensionamento					
21413	12572	247	HIP_dif_comb2	**356,795**	-0,075	0,606	0	6,111	-0,206
21133	12348	68	HIP_2_comb1	1,864	**0,406**	0,302	0	-0,245	0,617
21150	12133	102	HIP_1_comb2	0	0	**67,90436**	0	-43,231	0
103	53	2	HIP_2_comb1	-54,28	-0,134	1,581	**0,009**	0,291	-0,157
21413	12571	246	HIP_dif_comb2	295,083	-0,029	1,333	-0,002	**11,205**	-0,016
20963	12167	23	HIP_2_comb1	-18,807	-0,455	-1,413	0	-2,094	**0,706**
20958	12163	18	HIP_dif_comb2	**-887,621**	0,049	0,85	-0,001	-0,766	0,061
20963	12168	22	HIP_2_comb1	-19,868	**-0,455**	0,252	0	-0,307	-0,705
21168	12155	110	Hip_1_comb2	21,99993	-0,06179	**-7,3467**	-0,00087	-5,50325	0,11561
21413	12427	246	HIP_1_comb2	-71,4275	0,16345	2,59632	**-0,00921**	-0,70295	0,32589
21150	12360	102	HIP_2_comb2	0	0	67,904	0	**-43,231**	0
20963	12168	28	HIP_2_comb2	-74,75	-0,399	1,439	0,001	0,662	**-0,73**

Contraventamento Superior

Barra/ nó / caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
	Hip1_comb1					
21636/2346/COMB1/242	229,4679					
21691/2410/COMB1/123		143,19315				
21454/2223/COMB1/22			0,42108			
21635/2484/COMB1/243				0,00418		
21616/2336/COMB1/224					0,86141	
21691/2410/COMB1/123						74,64697
21616/2336/COMB1/227	-203,325					
21686/2435/COMB1/146		-136,13207				
21613/2473/COMB1/225			-0,43523			
21432/2212/COMB1/5				-0,00431		
21613/2336/COMB1/225					-0,9909	
21643/2276/COMB1/129						0,03792
	Hip1_comb2					
21636/2346/COMB2/242	207,3257					
21691/2410/COMB2/123		144,21316				
21454/2223/COMB2/23			0,46761			
21635/2484/COMB2/243				0,00406		
21616/2336/COMB2/224					1,04449	
21691/2410/COMB2/123						75,68336
21616/2336/COMB2/227	-179,374					
21686/2435/COMB2/146		-136,13763				
21613/2473/COMB2/225			-0,47411			
21432/2212/COMB2/5				-0,00412		
21613/2336/COMB2/225					-1,10637	
21643/2276/COMB2/129						0,04973
	Hip2_comb1					
21622/2221/COMB1/20	201,772					
21701/2410/COMB1/123		101,302				
21701/2410/COMB1/123			101,107			
21631/2354/COMB1/10				0,003		
21701/2410/COMB1/123					52,511	
21643/2435/COMB1/146						-0,042
21619/2360/COMB1/22	-209,76					
21646/2435/COMB1/146		-96,274				
21646/2435/COMB1/146			-95,951			
21640/2212/COMB1/4				-0,003		
21618/2223/COMB1/24					-0,951	
21701/2410/COMB1/123						-52,874
	Hip2_comb2					
21622/2221/COMB2/20	179,416					
21701/2410/COMB2/123		102,033				
21701/2410/COMB2/123			101,789			
21633/2353/COMB2/9				0,003		
21701/2410/COMB2/123					53,171	
21690/2413/COMB2/129						-0,028
21619/2360/COMB2/18	-186,469					
21646/2435/COMB2/146		-96,281				
21646/2435/COMB2/146			-95,941			
21640/2212/COMB2/4				-0,003		
21618/2223/COMB2/23					-0,996	
21701/2410/COMB2/123						-53,622

Contraventamento Superior (1)

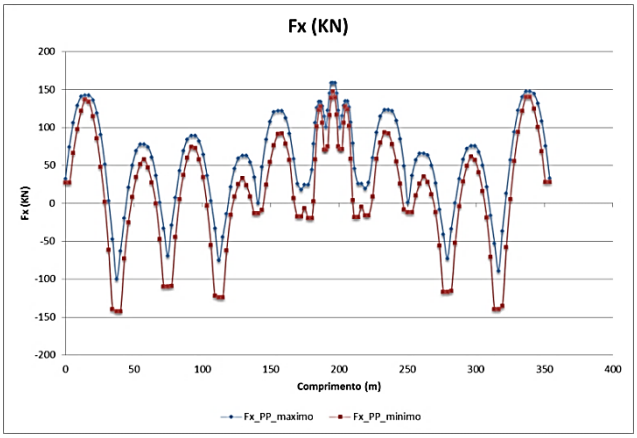
BARRA	NÓ	CASO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
			TEMP_con_comb1					
21677	2345	240	91,697					
22037	2435	146		72,208				
22037	2435	146			72,398			
21470	2350	2				0,002		
21982	2410	123					39,935	
21976	2275	129						-0,053
21542	2386	74	-112,556					
21982	2410	123		-76,048				
21982	2410	123			-76,227			
21473	2213	7				-0,003		
21492	2361	31					-0,372	
21982	2410	123						-39,639
			TEMP_con_comb2					
21677	2345	240	75,914					
22037	2435	146		72,206				
22037	2435	146			72,417			
21470	2350	2				0,002		
21982	2410	123					40,533	
21976	2275	129						-0,034
21542	2386	74	-95,46					
21982	2410	123		-76,58				
21982	2410	123			-76,799			
21475	2214	8				-0,003		
21492	2361	22					-0,468	
21982	2410	123						-40,173
			TEMP_dif_comb1					
21541	2247	72	134,468					
22037	2435	146		72,129				
22037	2435	146			72,079			
21482	2356	14				0,003		
21982	2410	123					42,563	
22021	2427	138						0,054
21659	2336	229	-80,838					
21982	2410	123		-76,104				
21982	2410	123			-76,471			
21477	2215	11				-0,003		
21657	2474	225					1,41	
21982	2410	123						-39,767
			TEMP_dif_comb2					
21539	2246	70	118,861					
22037	2435	146		72,127				
22037	2435	146			72,098			
21482	2356	14				0,003		
21982	2410	123					43,161	
22021	2427	138						0,047
21659	2336	229	-63,818					
21982	2410	123		-76,637				
21982	2410	123			-77,043			
21479	2216	12				-0,003		
21657	2474	225					1,308	
21982	2410	123						-40,301

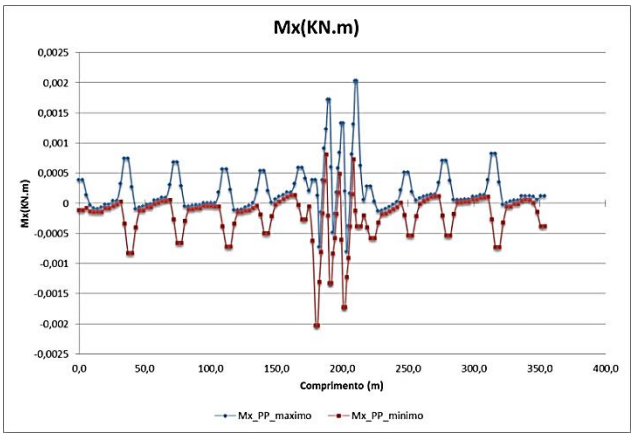
Contraventamento Superior (2)

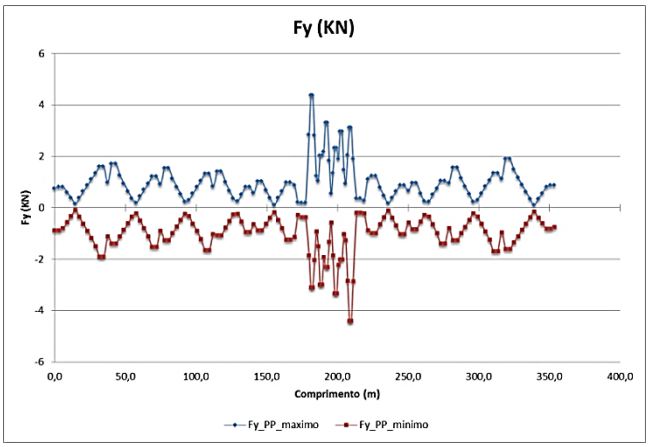
BARRA	NÓ	CASO	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
			TEMP_exp_comb1					
21541	2247	72	138,02					
22037	2435	146		72,204				
22037	2435	146			72,441			
21476	2353	8				0,002		
21982	2410	123					39,803	
21994	2413	129						-0,035
21659	2336	229	-78,022					
21982	2410	123		-76,027				
21982	2410	123			-76,166			
21473	2213	7				-0,002		
22038	2435	146					-0,361	
21982	2410	123						-39,62
			TEMP_exp_comb2					
21539	2246	70	122,581					
22037	2435	146		72,202				
22037	2435	146			72,46			
21476	2353	9				0,002		
21982	2410	123					40,401	
22039	2297	145						-0,039
21659	2336	229	-61,001					
21982	2410	123		-76,559				
21982	2410	123			-76,738			
21475	2214	8				-0,002		
21657	2474	225					-0,448	
21982	2410	123						-40,154

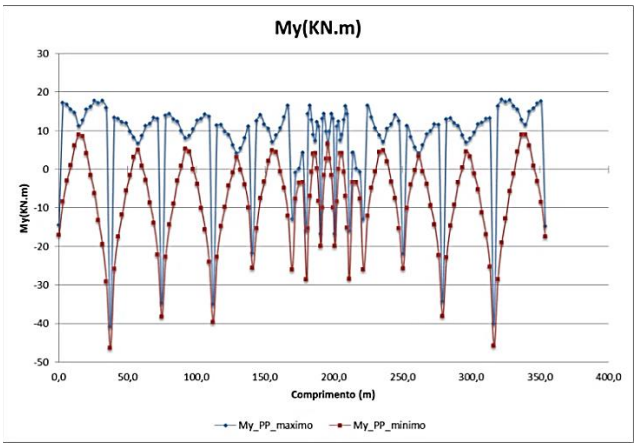
Barra	Nó	Comp	Caso	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Mz (kN.m)
				Esforços Máximos e Mínimos (dos valores das tabelas anteriores)					
21636	2346	242	HIP_1_comb1	229,4679					
21691	2410	123	HIP_1_comb2		144,2132				
21701	2410	123	HIP_2_comb2			101,789			
21635	2484	243	HIP_1_comb1				0,00418		
21701	2410	123	HIP_2_comb2					53,171	
21691	2410	123	HIP_1_comb2						75,68336
21619	2360	22	HIP_2_comb1	-209,76					
21686	2435	146	HIP_1_comb2		-136,138				
21646	2435	146	HIP_2_comb1			-95,951			
21432	2212	5	HIP_1_comb1				-0,00431		
21613	2336	225	HIP_1_comb2					-1,10637	
21701	2410	123	HIP_2_comb2						-53,622
				Conjunto de Esforços adotado no dimensionamento					
21636	2346	242	HIP_1_comb1	**229,4679**	0,61205	0,01565	0,0022	-0,2966	0,09911
21691	2410	123	HIP_1_comb2	77,4025	**144,2132**	0,24751	0,00106	-0,44326	75,68336
21701	2410	123	HIP_2_comb2	80,205	102,033	**101,789**	0,001	53,171	-53,622
21635	2484	243	HIP_1_comb1	-176,77	27,05377	0,21856	**0,00418**	-0,28826	17,09359
21701	2410	123	HIP_2_comb2	80,205	102,033	101,789	0,001	**53,171**	-53,622
21691	2410	123	HIP_1_comb2	77,4025	144,2132	0,24751	0,00106	-0,44326	**75,68336**
21619	2360	22	HIP_2_comb1	**-209,76**	0,543	0,338	0,002	0,639	-0,37
21686	2435	146	HIP_1_comb2	94,70324	**-136,138**	-0,30601	0,00128	-0,68429	55,85786
21646	2435	146	HIP_2_comb1	98,839	-96,274	**-95,951**	-0,001	38,771	-39,553
21432	2212	5	HIP_1_comb1	-148,282	0,84103	-0,16458	**-0,00431**	0,4685	0,71821
21613	2336	225	HIP_1_comb2	93,88205	-0,60971	-0,47411	-0,0022	**-1,10637**	0,22908
21701	2410	123	HIP_2_comb2	80,205	102,033	101,789	0,001	53,171	**-53,622**

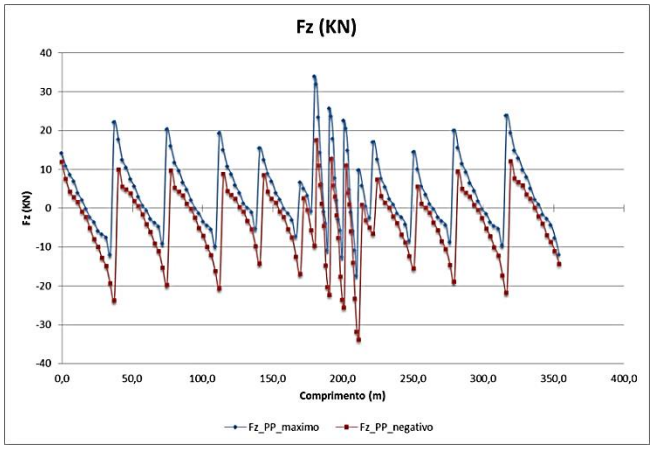
LONGARINA – PESO PRÓPRIO

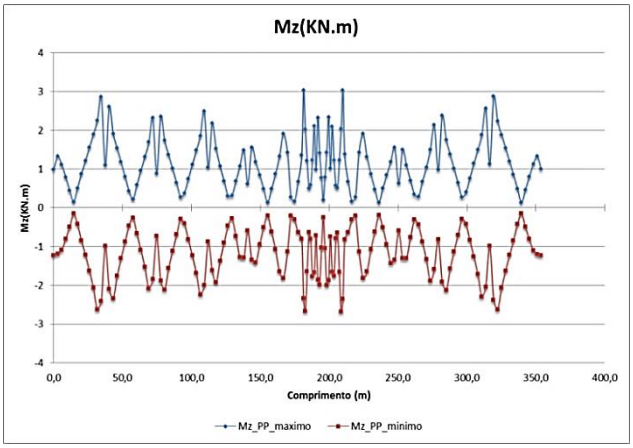




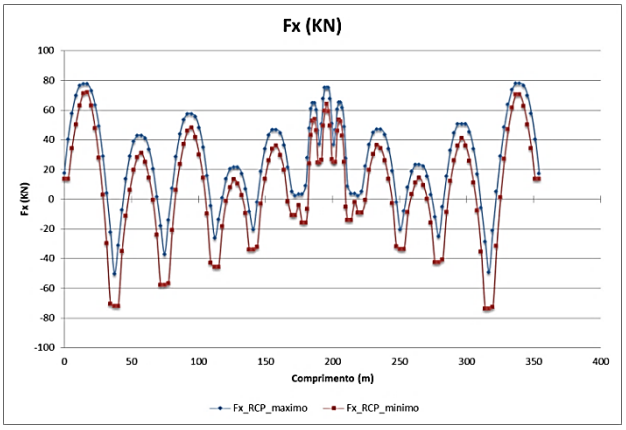


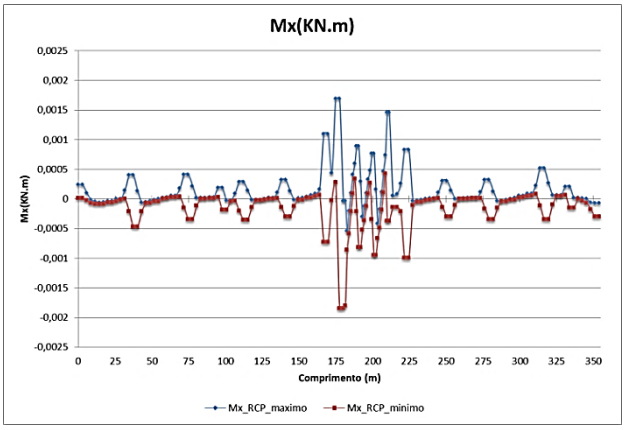


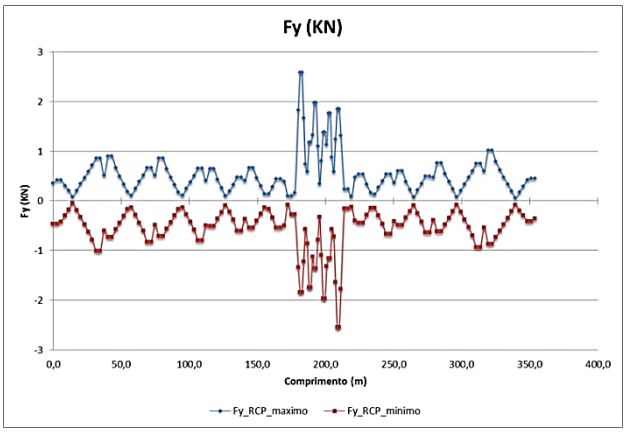


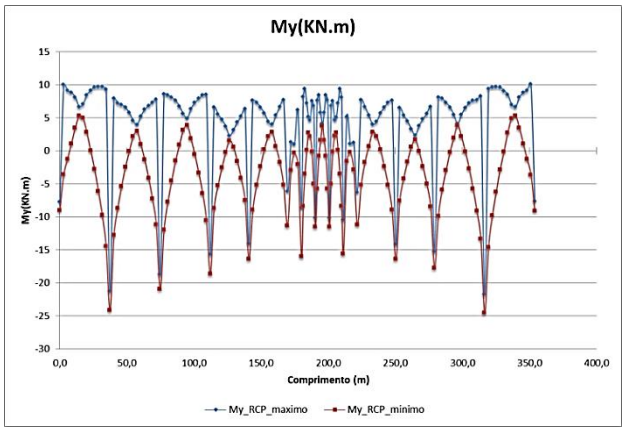


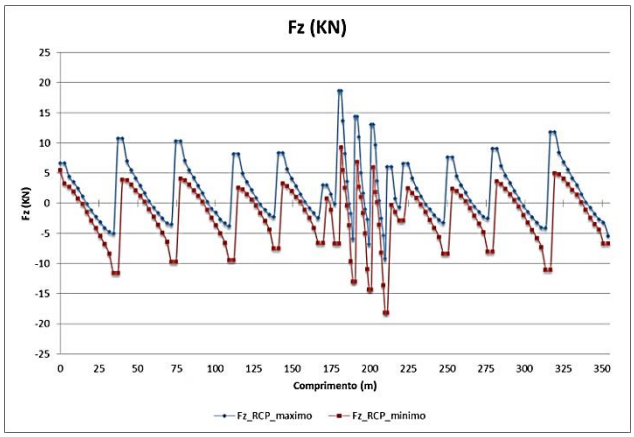
LONGARINA – RESTANTE CARGA PERMANENTE (RCP)

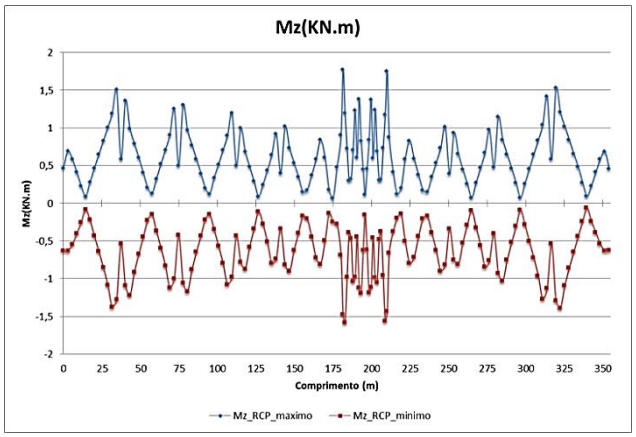




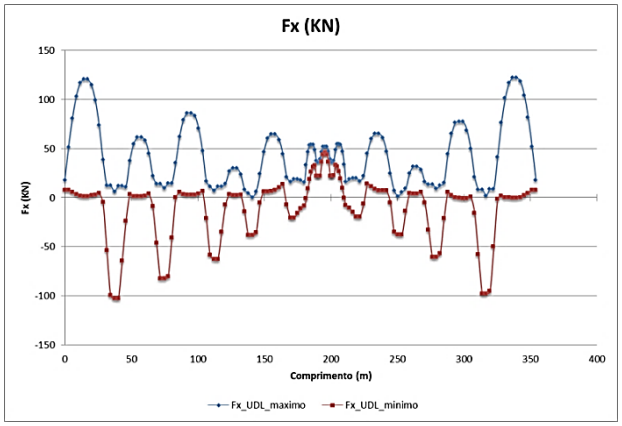


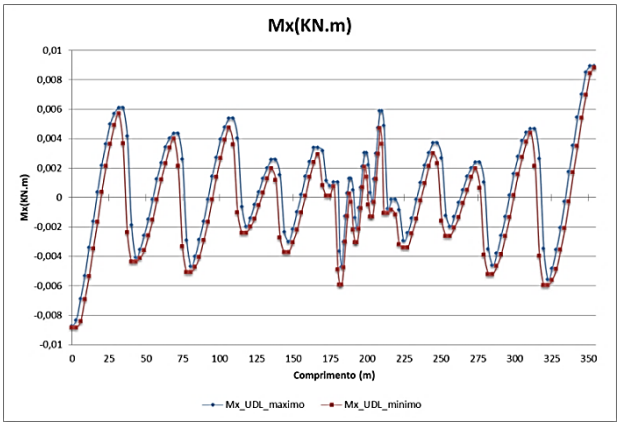


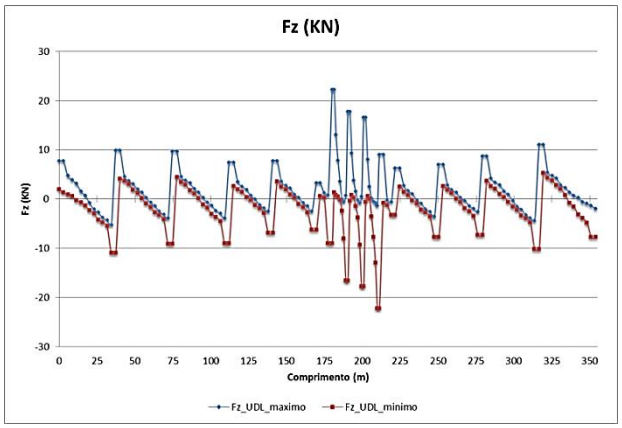


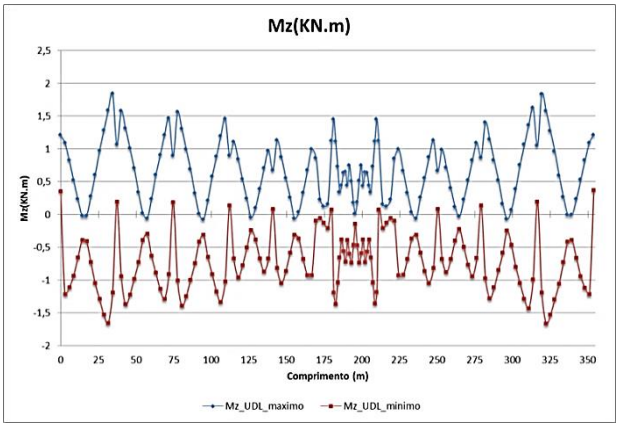


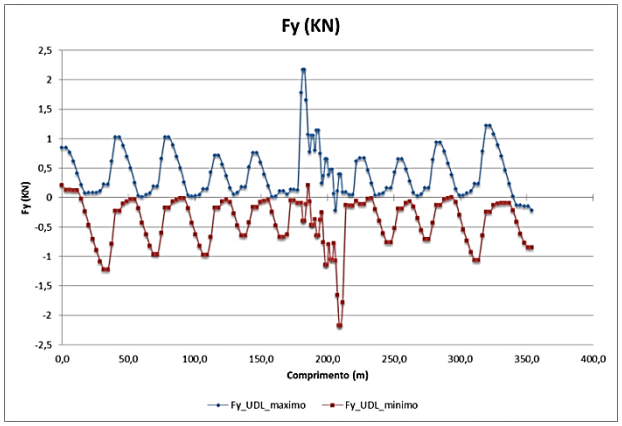
LONGARINA – CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA (UDL) – HIP.1

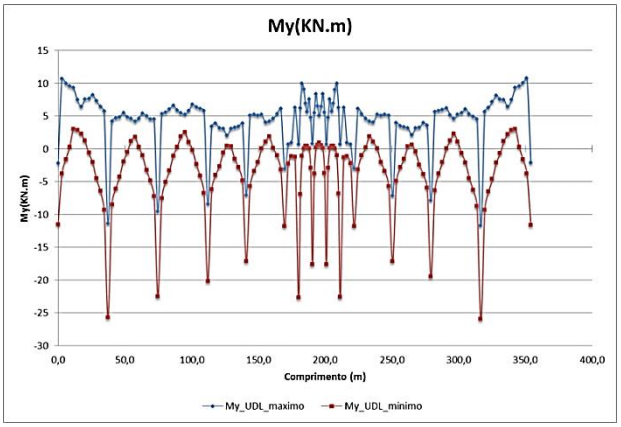




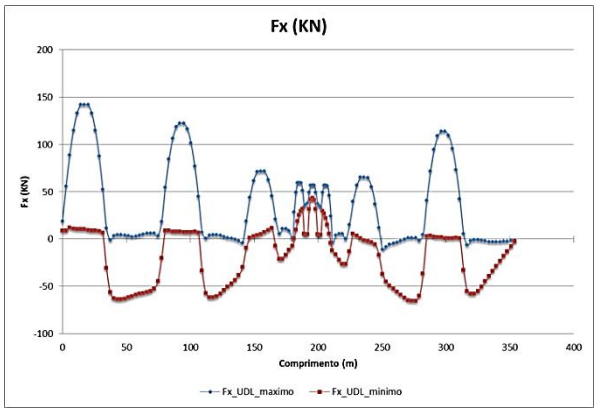


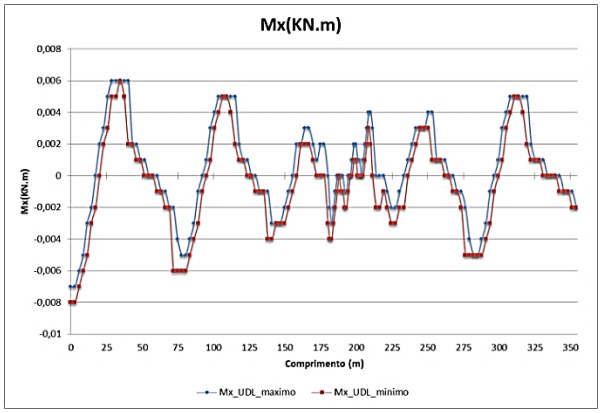


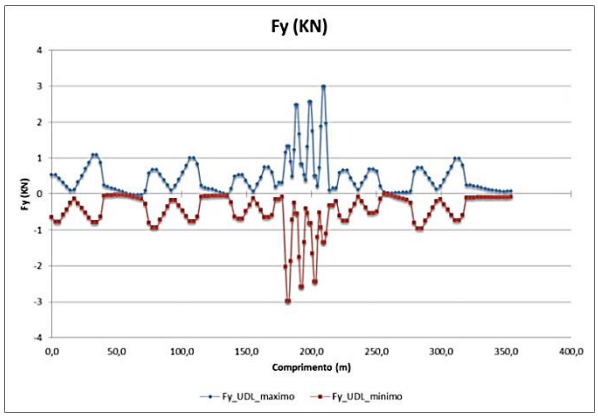


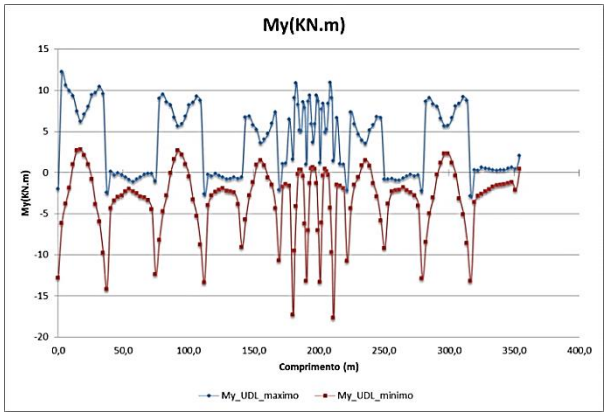


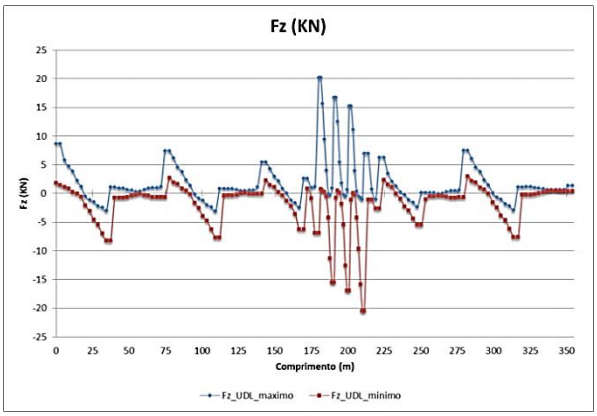
LONGARINA – CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA (UDL) – HIP.2

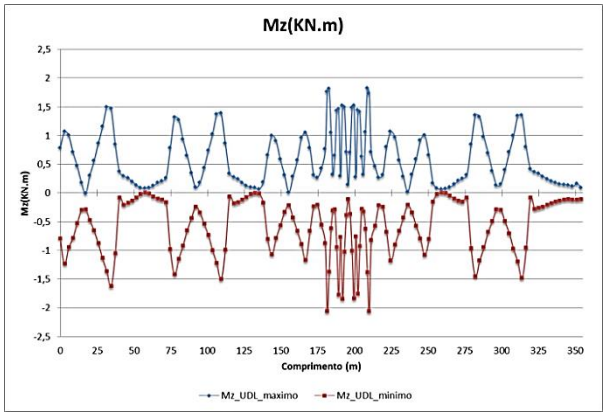




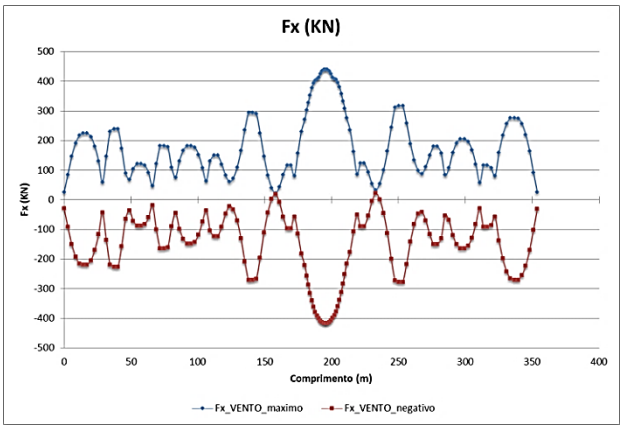


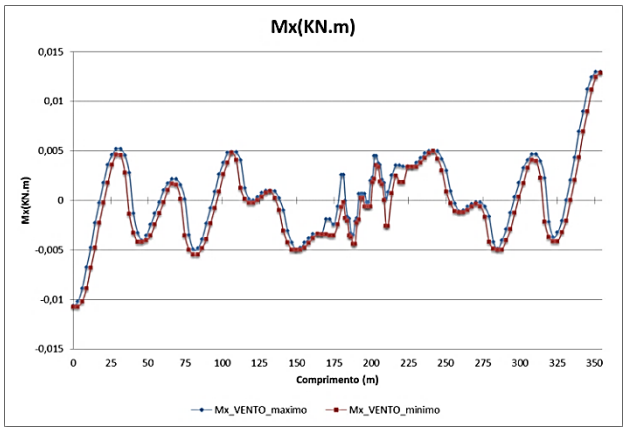


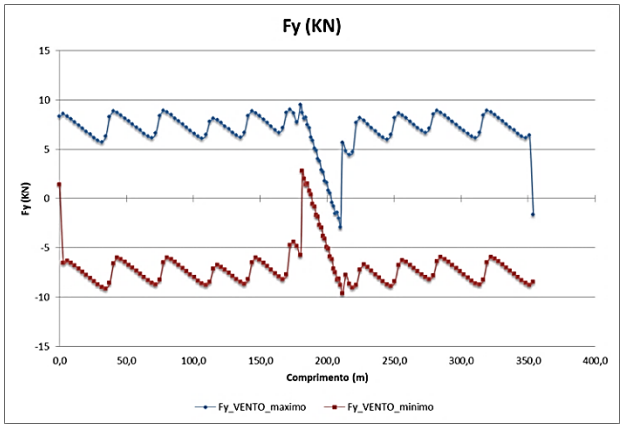


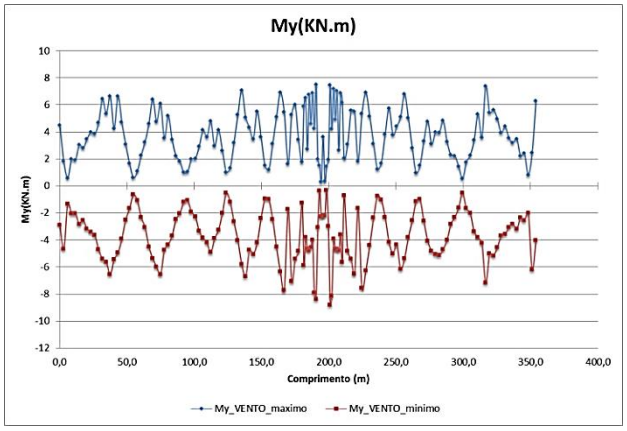


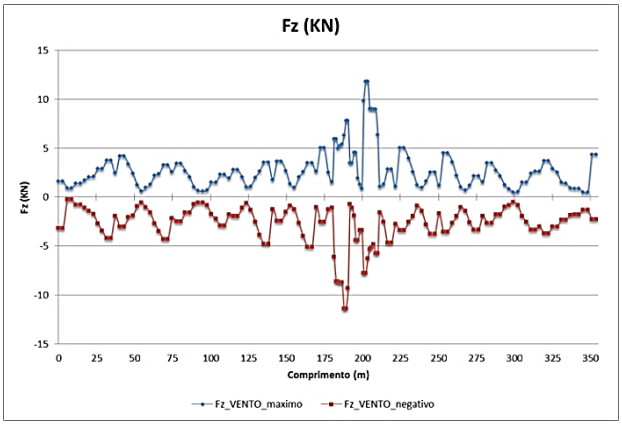
LONGARINA – AÇÃO DO VENTO

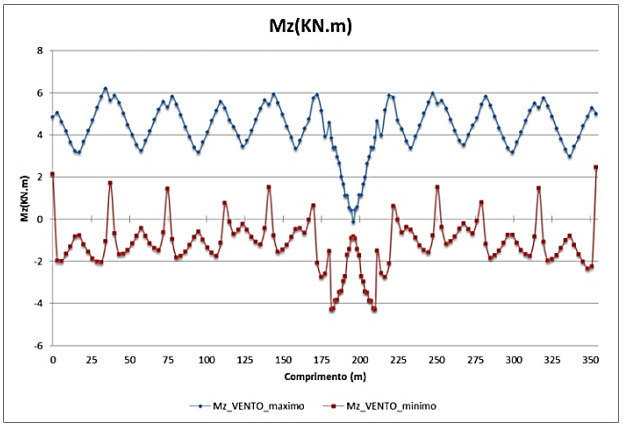




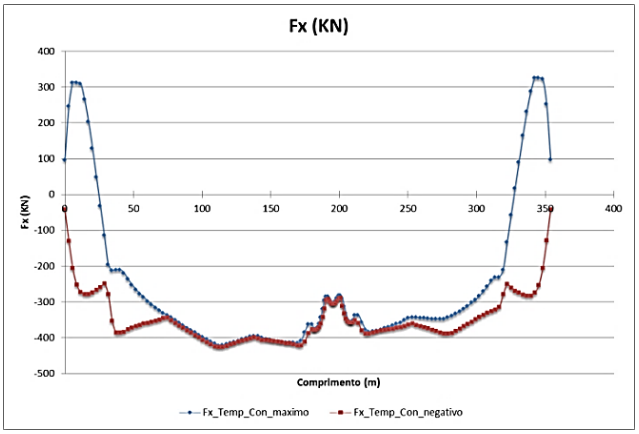


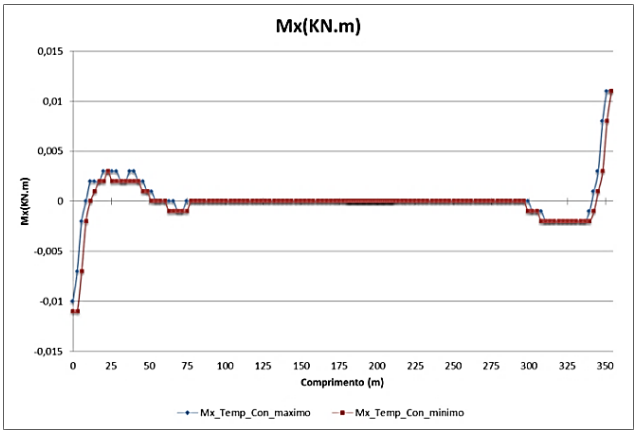


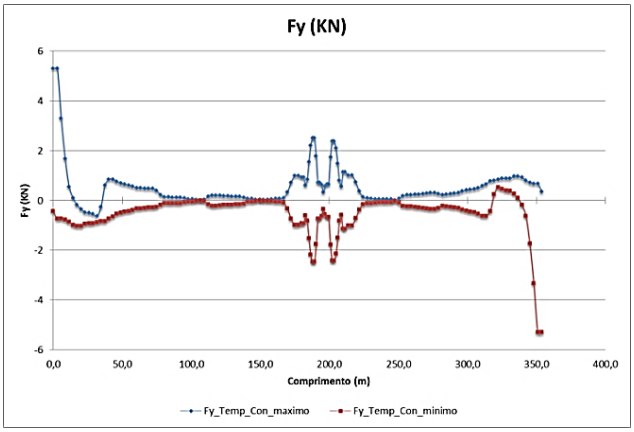


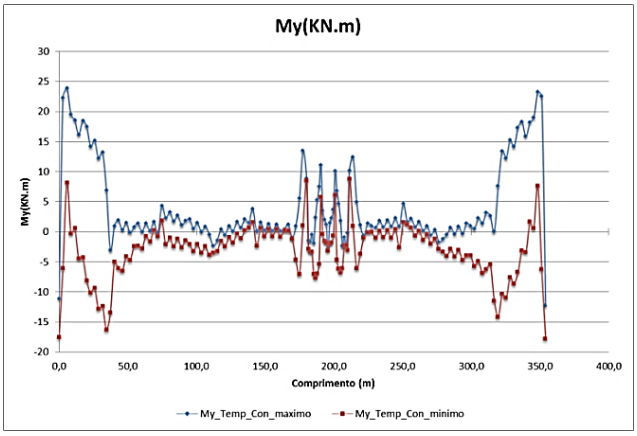


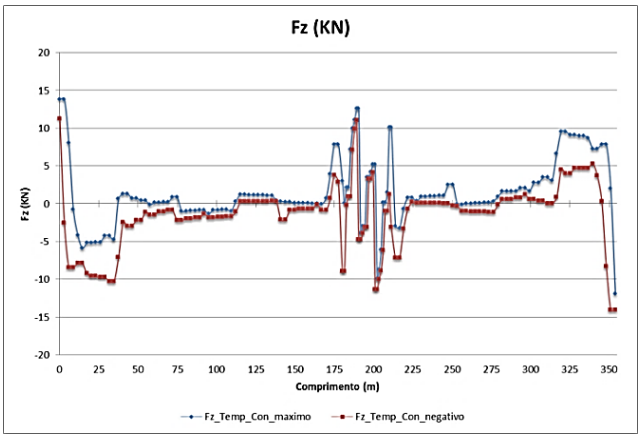
LONGARINA – AÇÃO DA TEMPERATURA – Contração

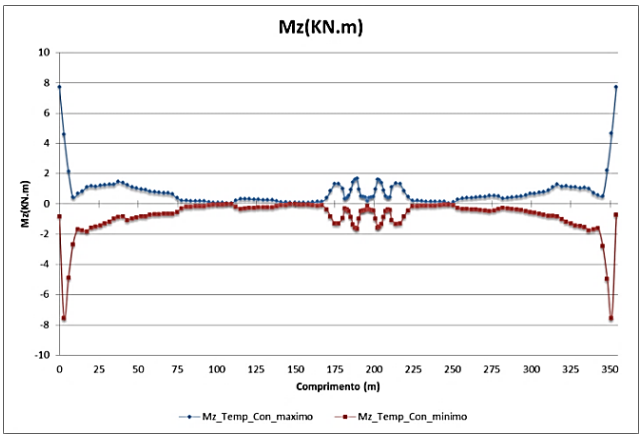




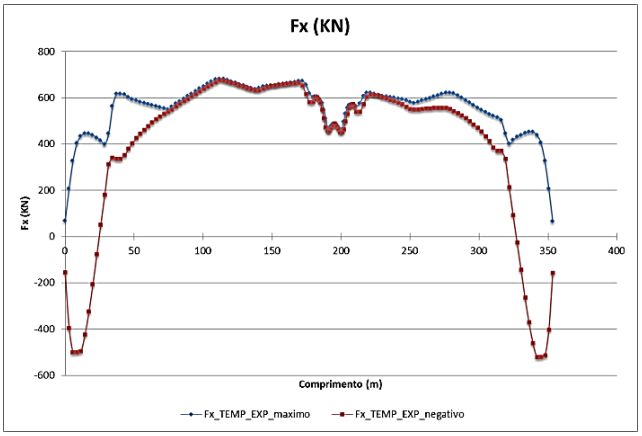


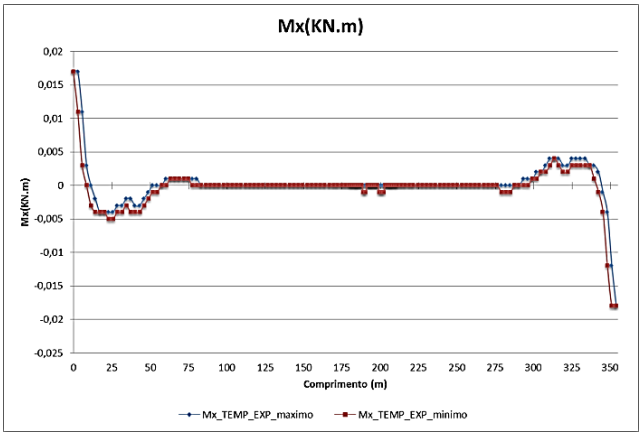


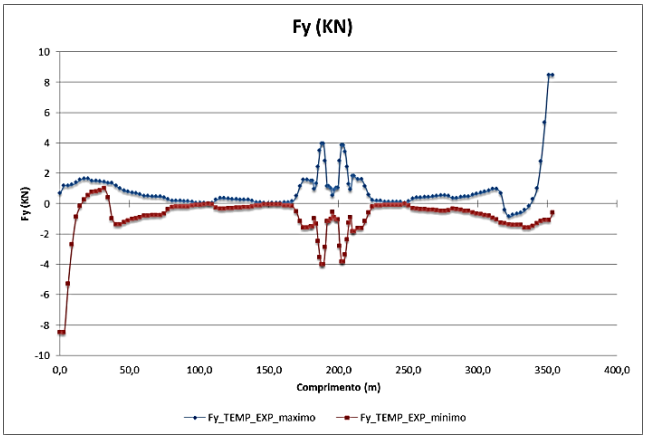


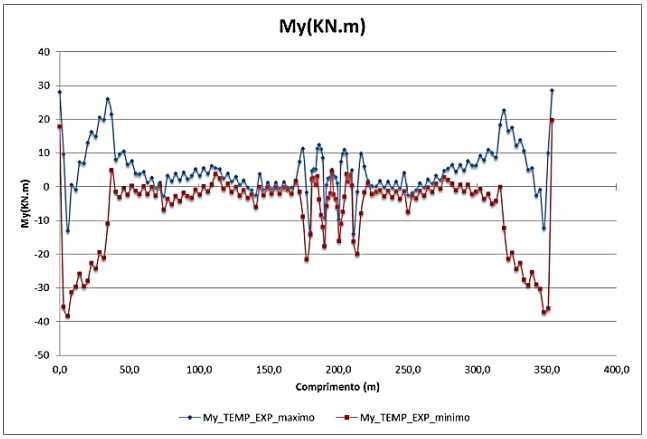


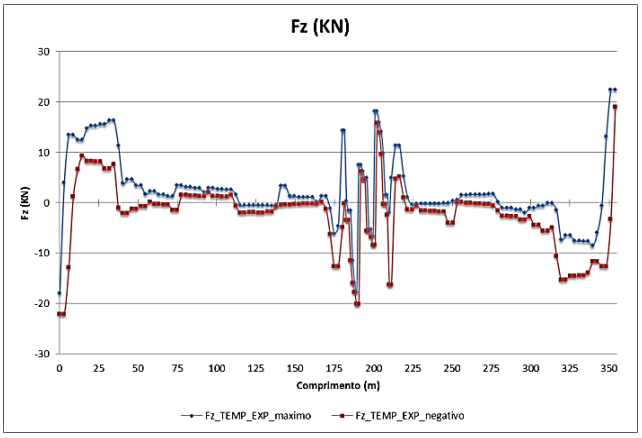
LONGARINA – AÇÃO DA TEMPERATURA – Expansão

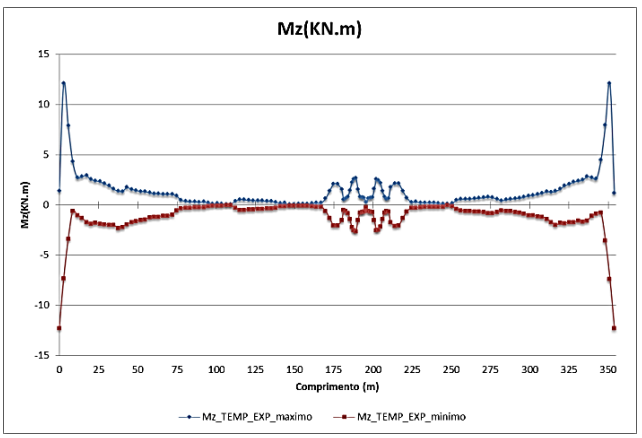




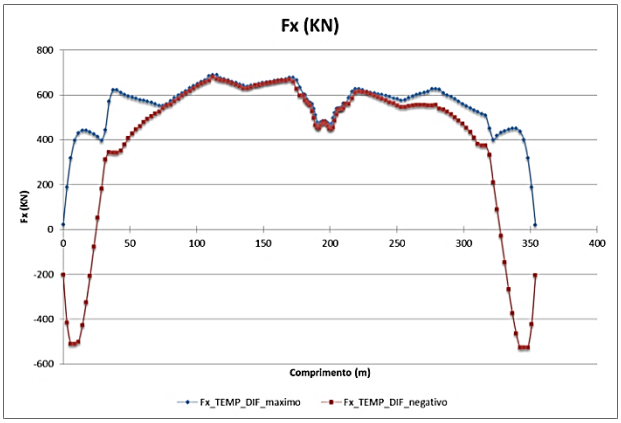


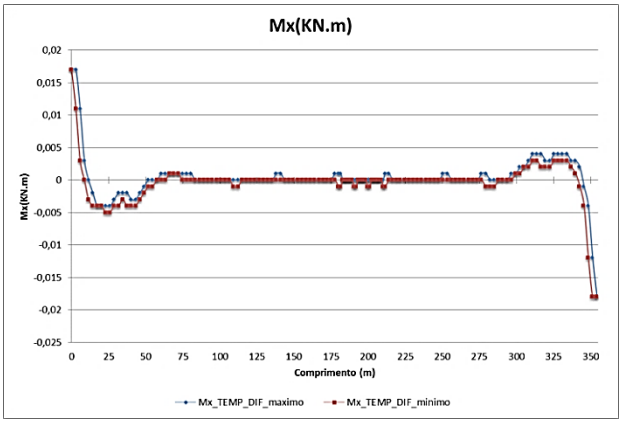


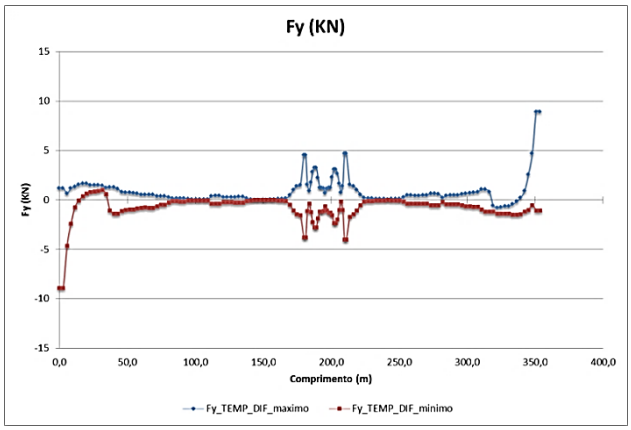


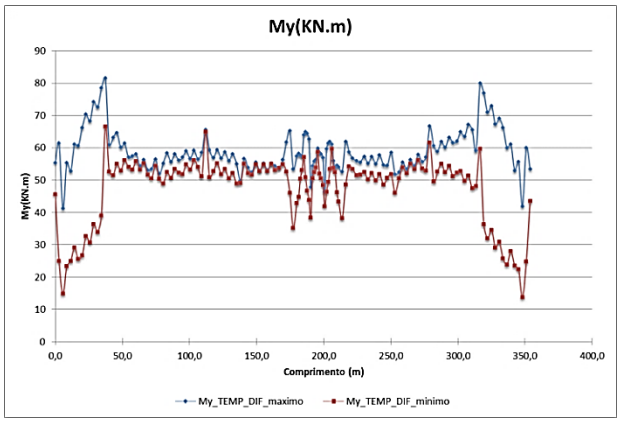


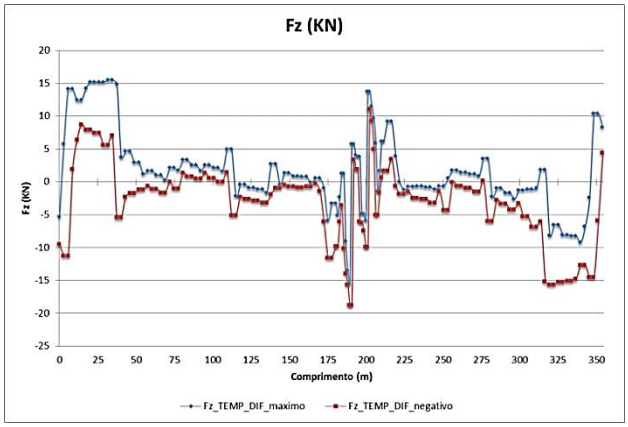
LONGARINA – AÇÃO DA TEMPERATURA – Diferencial

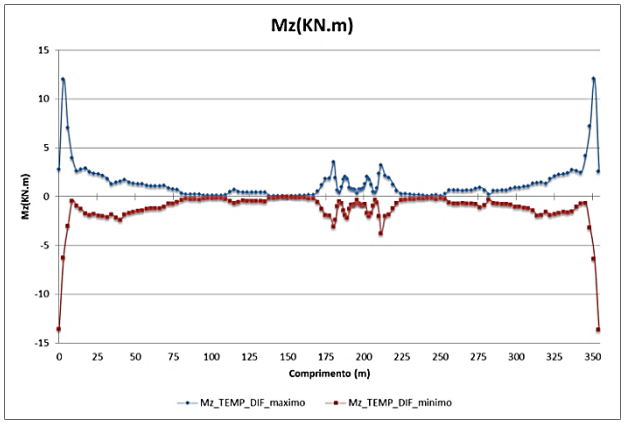




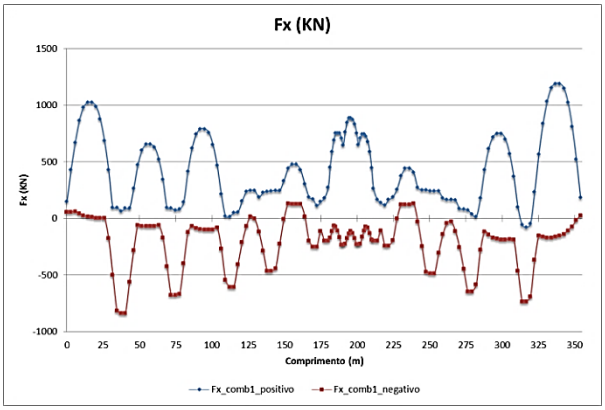


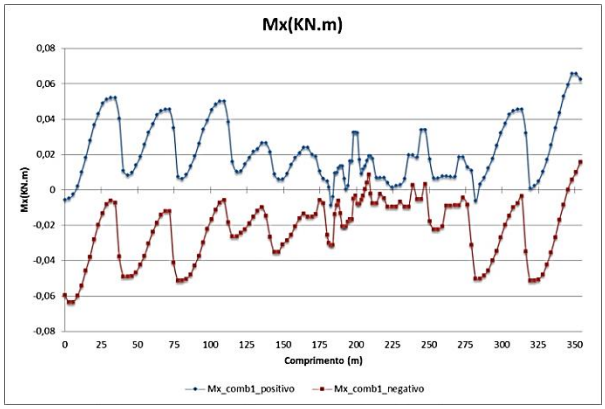


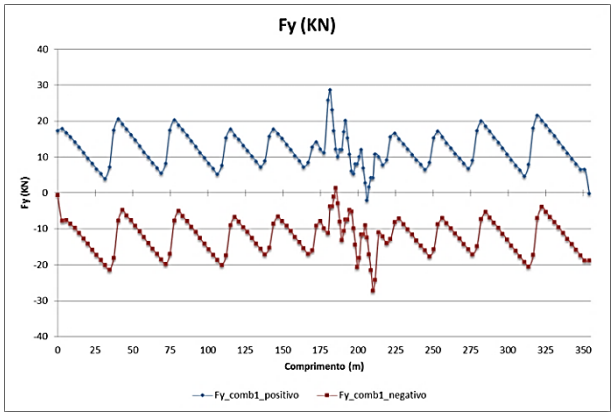


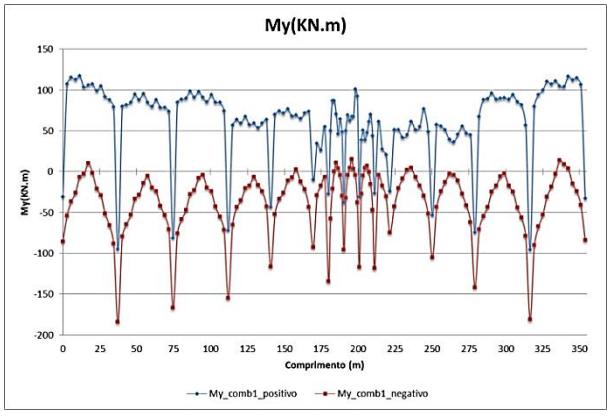


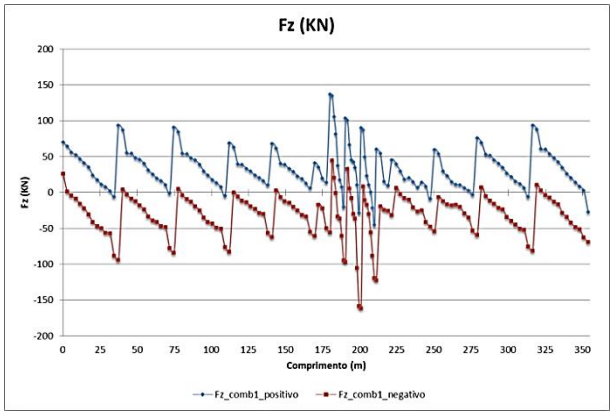
LONGARINA – Hipótese 1_comb1

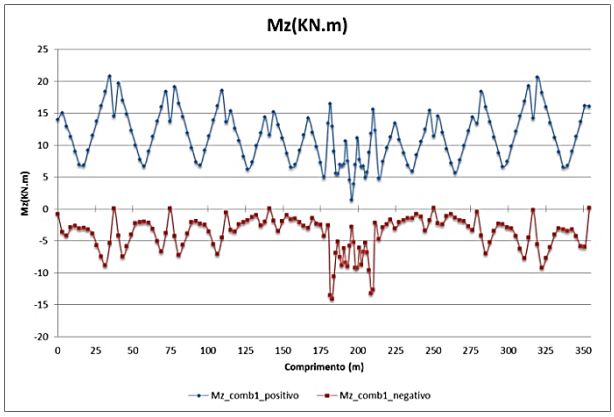




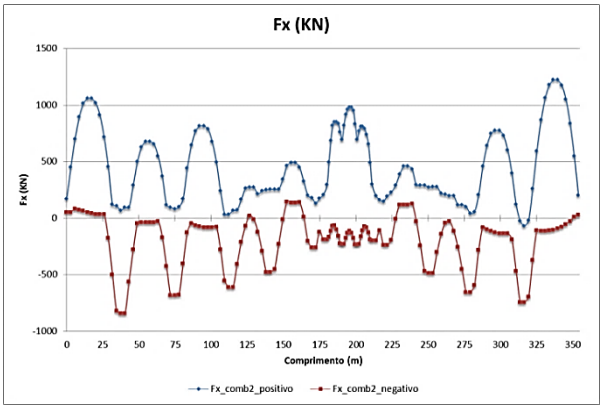


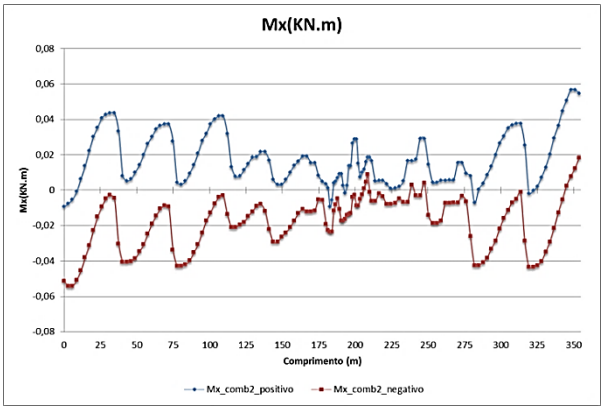


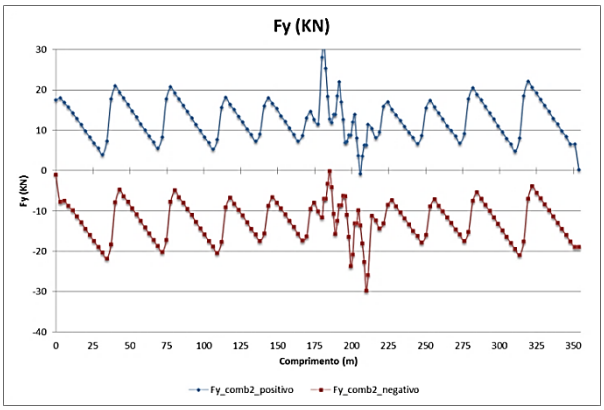


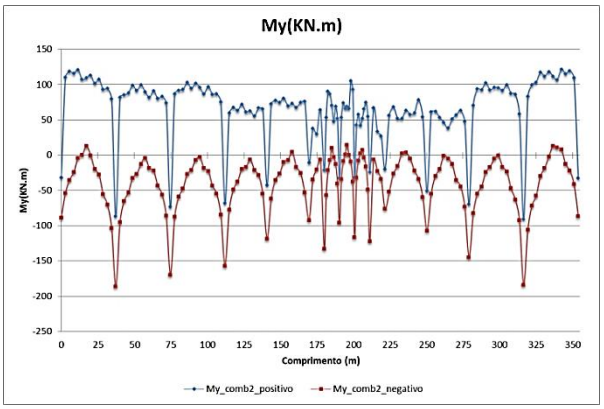


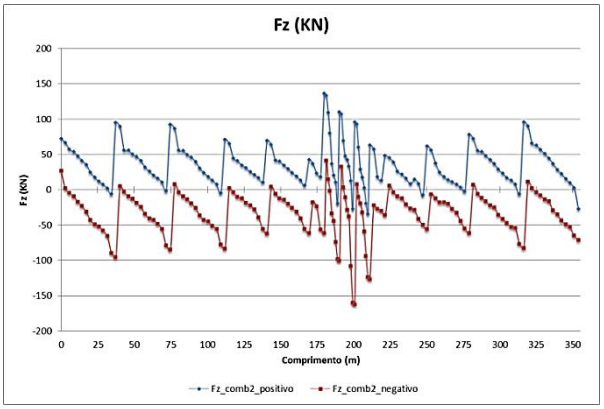
LONGARINA – Hipótese 1_comb2

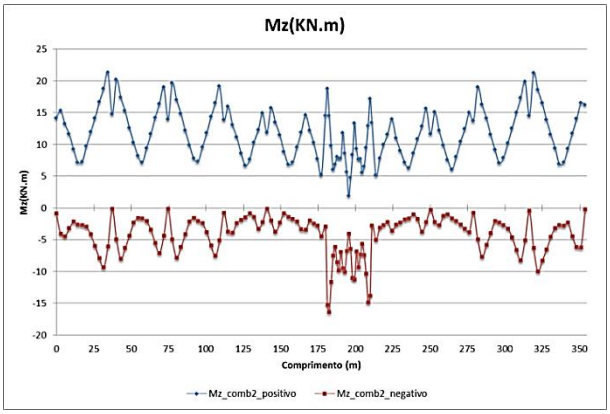




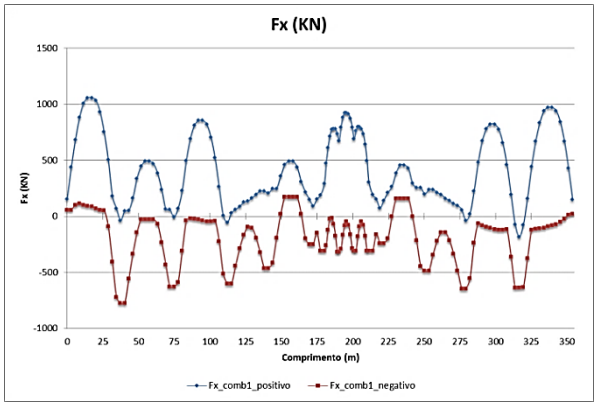


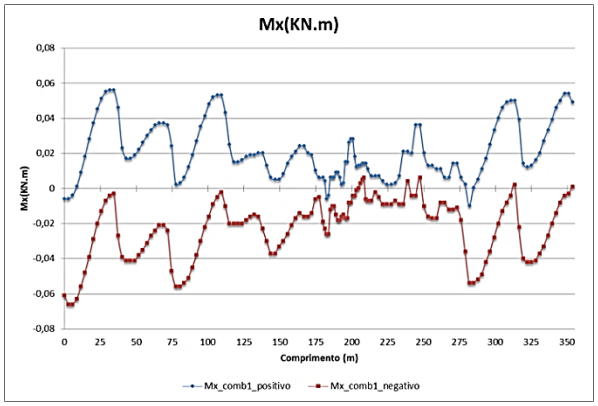


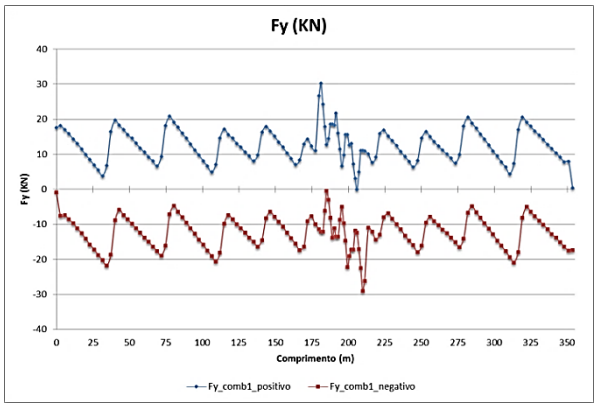


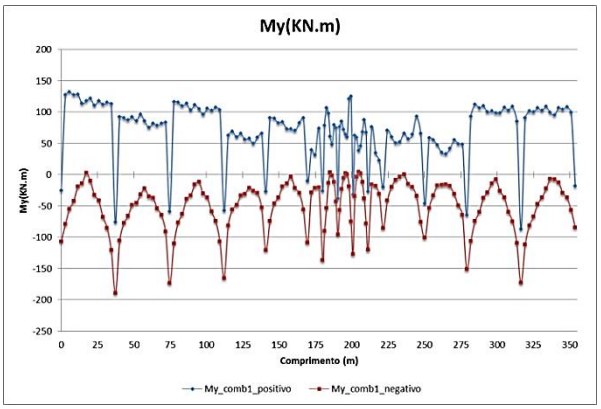


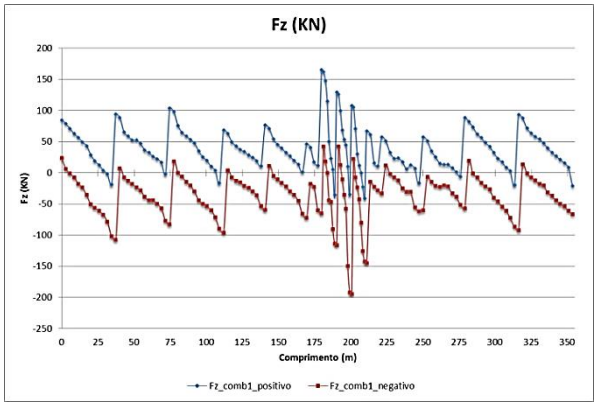
LONGARINA – Hipótese 2_comb1

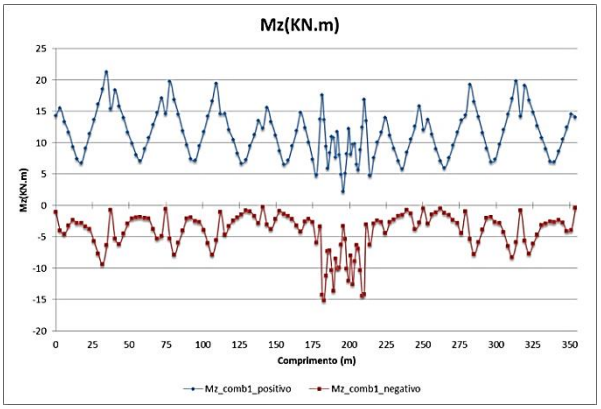




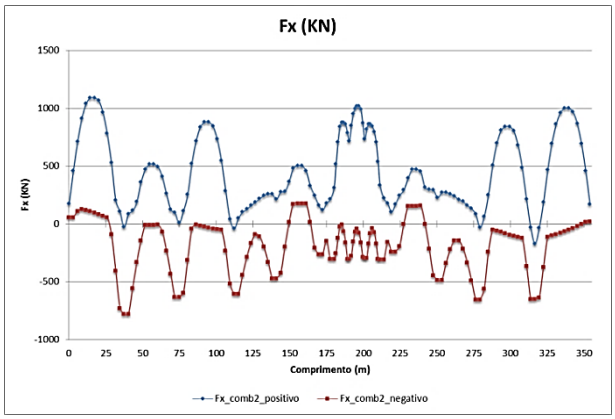


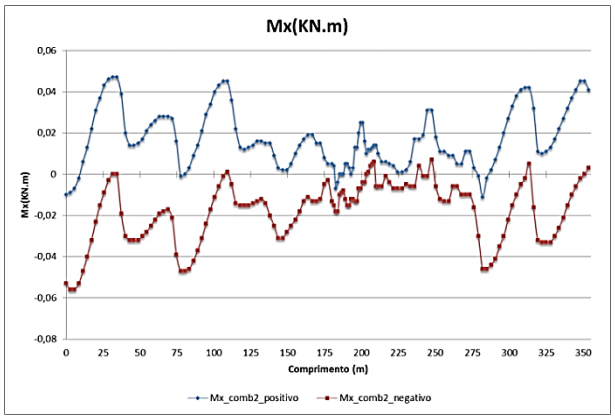


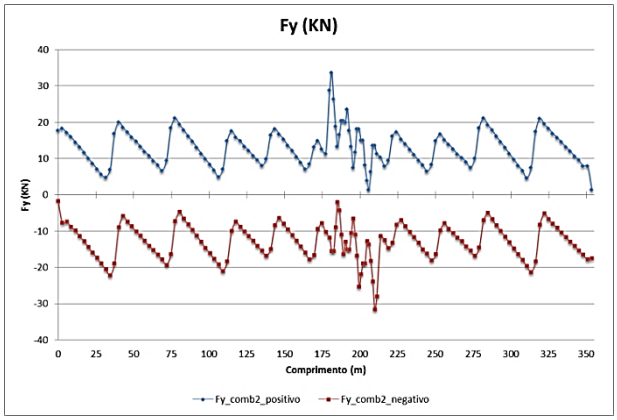


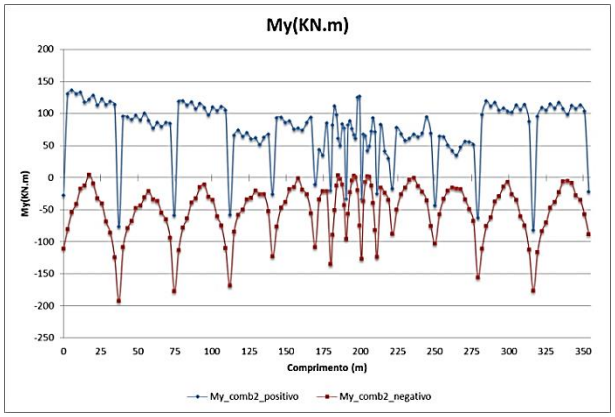


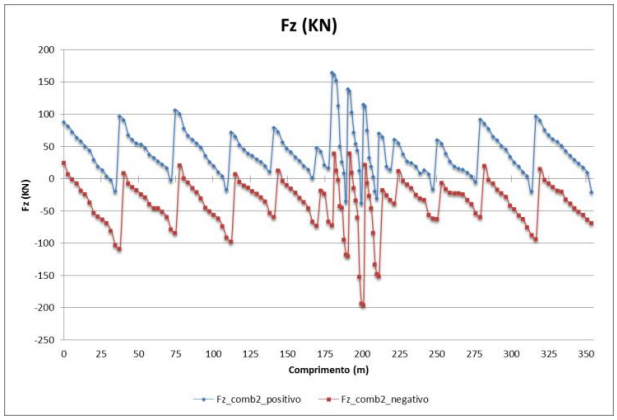
LONGARINA – Hipótese 2_comb2

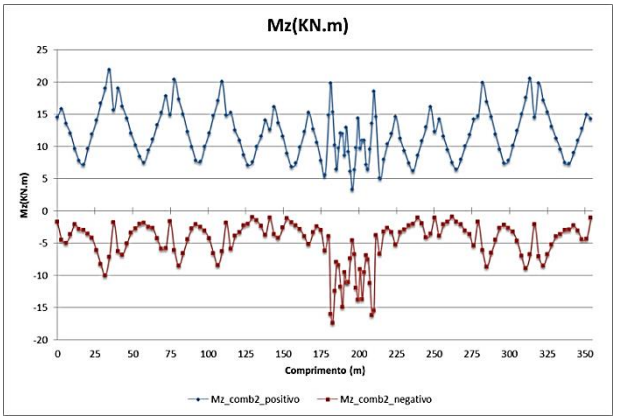




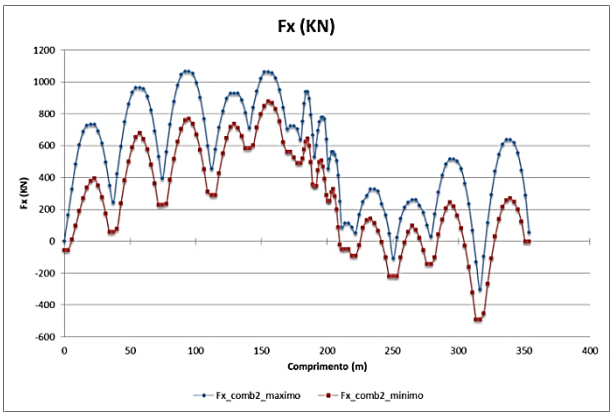


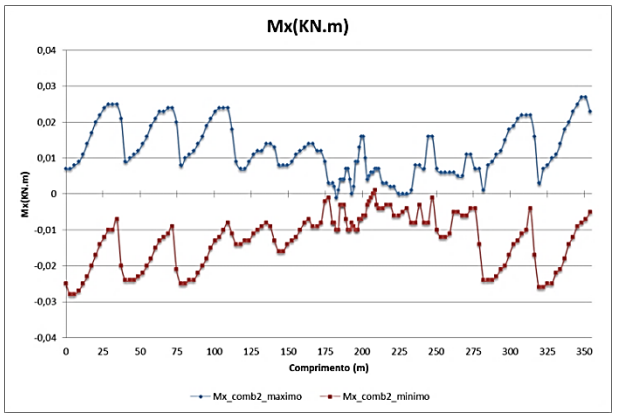


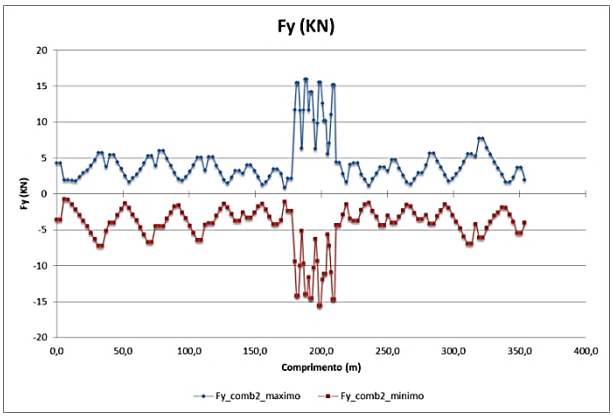


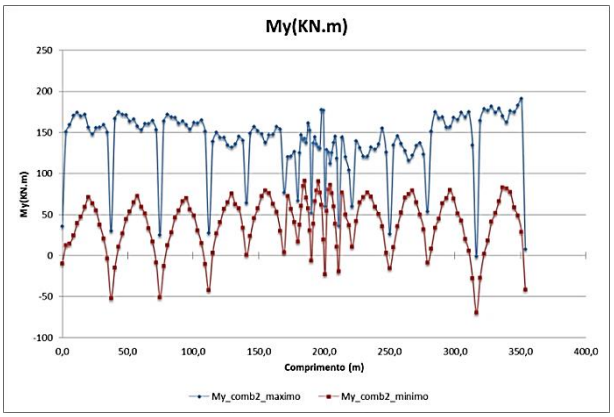


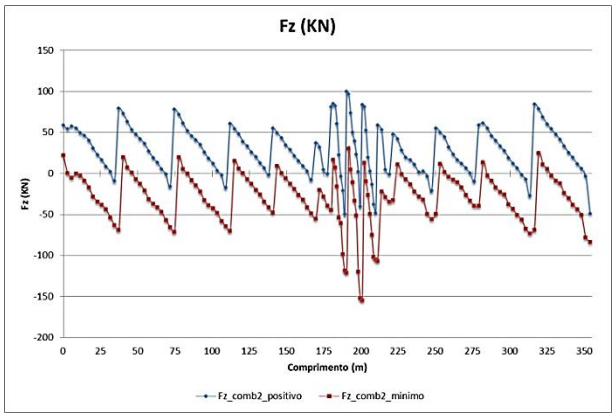
LONGARINA – Temp_Dif2

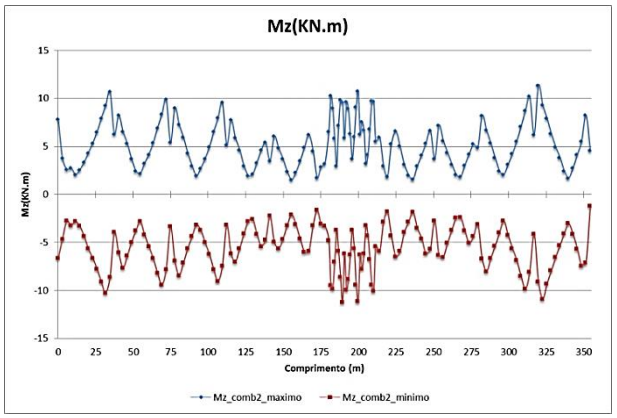












ANEXO B

DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DA SOLUÇÃO PROPOSTA

Neste anexo são apresentadas imagens dos passos envolvidos no processo de dimensionamento dos elementos da solução proposta, realizados no programa de cálculo automático desenvolvido no Microsoft Excel.

Por fim é apresentado o dimensionamento do pavimento metálico segundo o Engineering Bar Manual.

CARLINGA

Dimensionamento de Estruturas Metálicas

FEUP 2015
HenriqueCunhaMarinheiro

My_máx.=	451 kN.m	Vz_máx=	325 kN	N_máx=	0 kN	fy =	235000 kPa				
Mz_máx.=	0 kN.m	Vy_máx=	0 kN			ε =	1				

(kN , kPa)	Classificacao (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*Flexao Pura*	0	*Compressao Pura*	1

C1=	1,12	C2=	0,45	C3=	0,525	K=	1	Kw=	1	L(m)=	2,875	E(GPa)=	210
v=	0,3	Za=	0	Zs=	0	Zg=	0	Zj=	0	G(GPa)=	80,76923	*Bambeamento*	

Seccao Transversal (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*Seccoes em I laminadas*	1	*Seccoes em I soldadas*	0

η=	1,2	a=	2,875	γM1=	1	*Enfunamento*

Alma com reforços intermédios (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*Almas com reforços*	0	*Almas sem reforços*	1

Ly=	2,325	Lz=	2,325	γM1=	1	*Encurvadura*

CmLt=	1	Cmy=	1	CmZ=	1	*Flexão Composta Desviada*

Elemento Estrutural(sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*susceptivel de deformaçao por torção*	1	*não susceptivel de deformaçao por torção*	0

Solução

perfis que satisfazem todas as verificaçoes anteriores

Análise Elástica

	PERFIL	**IPE 550**	**HE 450 A**	**HE 360 B**
	N,Rd (kN)	3149 kN	4183 kN	4244,1 kN
	M,Rd	573,400 kN.m	680,662 kN.m	563,914 kN.m
	σEd (MPa)	184,836 MPa	155,709 MPa	187,945 MPa
	τEd (MPa)	60,788 MPa	71,317 MPa	187,945 MPa
hipóteses:	$\sqrt{(\sigma^2+3\tau^2)}$	212,7200	198,7554	234,2831
	A (cm²)	134,00 cm²	178,00 cm²	180,60 cm²
	Avz (cm²)	72,34 cm²	65,78 cm²	60,60 cm²
	Welástico (cm³)	2 440,00 cm³	2 896,44 cm³	2 399,63 cm³
	CLASSE	classe 4	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Análise Plástica

	PERFIL	**IPE 550**	**HE 360 A**	**HE 320 B**
	Npl,Rd.	3149,00 kN	3355,80 kN	3790,55 kN
	Mpl,Rd	654,945 kN.m	490,680 kN.m	505,015 kN.m
	Vpl,Rd	981,49 kN	664,28 kN	702,40 kN
	MN,y,Rd	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
hipóteses:	*M,y,V,Rd*	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
	A (cm²)	134,00 cm²	142,80 cm²	161,30 cm²
	Avz (cm²)	72,34 cm²	48,96 cm²	51,77 cm²
	Wplástico (cm³)	2 787,00 cm³	2 088,00 cm³	2 149,00 cm³
	CLASSE	classe 4	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Verificações

Axial

Classes 1,2 e 3

A ≥ 0,00 cm²

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 80***	**HE 100 A**	**HE 100 B**
	AREA	7,64 cm²	21,20 cm²	26,00 cm²
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Flexão

Análise Elástica

$W_{elástico}$ ≥ 1 919,15 cm³

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 500**	**HE 400 A**	**HE 320 B**
	Wel.	1 930,00 cm³	2 311,25 cm³	1 926,47 cm³
	CLASSE	classe 3	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

$W_{plástico}$ ≥ 1 919,15 cm³

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 500**	**HE 360 A**	**HE 320 B**
	Wpl.	2 194,00 cm³	2 088,00 cm³	2 149,00 cm³
	CLASSE	classe 3	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Corte

Análise Elástica

$\tau_{Ed} \leq$ 135677,3 kPa

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 360**	**HE 320 A**	**HE 280 B**
	τ_{Ed}	127,218 MPa	128,192 MPa	123,199 MPa
	CLASSE	classe 2	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

$A_{vz} \geq$ 23,95 cm²

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 300**	**HE 240 A**	**HE 200 B**
	Avz	25,68 cm²	25,18 cm²	24,83 cm²
	CLASSE	classe 2	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Interacao Flexao-Corte

Análise Elástica

$\sqrt{(\sigma^2+3\tau^2)} \leq$ 235000 kPa

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 550**	**HE 450 A**	**HE 360 B**
	Wel.	2 440,00 cm³	2 896,44 cm³	2 399,63 cm³
	σ_{Ed} *(MPa)*	184,836 MPa	155,709 MPa	187,945 MPa
	τ_{Ed} *(MPa)*	60,788 MPa	71,317 MPa	80,757 MPa
	$\sqrt{(\sigma^2+3\tau^2)}$	212,720 MPa	198,755 MPa	234,283 MPa
	CLASSE	classe 4	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Análise Plástica

$V_{ed} \geq 0.5 V_{pl,Rd}$ | $A_{vz} \geq$ 47,91 cm²

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 500**	**HE 360 A**	**HE 320 B**
	M,y,V,Rd	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
	Wel.	1 930,00 cm³	1 890,84 cm³	1 926,47 cm³
	Wpl.	2 194,00 cm³	2 088,00 cm³	2 149,00 cm³
	Avz	59,87 cm²	48,96 cm²	51,77 cm²
	CLASSE	classe 3	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Interacao Flexao-Axial

Análise Elástica

$\sigma \leq$ 235000 kPa

	PERFIL	**IPE 500**	**HE 400 A**	**HE 320 B**
	Wel.	1 930,00 cm³	2 311,25 cm³	1 926,47 cm³
hipóteses:	*A*	116,00 cm²	159,00 cm²	161,30 cm²
	σEd (MPa)	233,679 MPa	195,133 MPa	234,107 MPa
	CLASSE	classe 3	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

Ned ≤ 0.25Npl,Rd	Ned ≤ 0.5 hwtwfy

	PERFIL	**IPE 500**	**HE 360 A**	**HE 320 B**
	Npl,Rd.	2726,00 kN	3355,80 kN	3790,55 kN
hipóteses:	*Mpl,Rd*	515,590 kN.m	490,680 kN.m	505,015 kN.m
	MN,y,Rd	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
	CLASSE	classe 3	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Axial-Flexao-Corte

perfis que satisfazem todas as verificaçoes anteriores

Análise Elástica

	PERFIL	**IPE 550**	**HE 450 A**	**HE 360 B**
	N,Rd (kN)	3149 kN	4183 kN	4244,1 kN
	M,Rd	573,400 kN.m	680,662 kN.m	563,914 kN.m
	σEd (MPa)	184,836 MPa	155,709 MPa	187,945 MPa
	τEd (MPa)	60,788 MPa	71,317 MPa	80,757 MPa
hipóteses:	$v(\sigma^2+3\tau^2)$	212,7200	198,7554	234,2831
	A (cm²)	134,00 cm²	178,00 cm²	180,60 cm²
	Avz (cm²)	72,34 cm²	65,78 cm²	60,60 cm²
	Welástico (cm³)	2 440,00 cm³	2 896,44 cm³	2 399,63 cm³
	CLASSE	classe 4	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Análise Plástica

	PERFIL	**IPE 500**	**HE 360 A**	**HE 320 B**
	Npl,Rd.	2726,00 kN	3355,80 kN	3790,55 kN
	Mpl,Rd	515,590 kN.m	490,680 kN.m	505,015 kN.m
	Vpl,Rd	812,30 kN	664,28 kN	702,40 kN
	MN,y,Rd	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
hipóteses:	*M,y,V,Rd*	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
	A (cm²)	116,00 cm²	142,80 cm²	161,30 cm²
	Avz (cm²)	59,87 cm²	48,96 cm²	51,77 cm²
	Wplástico (cm³)	2 194,00 cm³	2 088,00 cm³	2 149,00 cm³
	CLASSE	classe 3	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Bambeamento - Encurvadura Lateral

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2}\left\{\left[\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + \left[C_2 z_g - C_3 z_j\right]^2\right]^{1/2} - \left[C_2 z_g - C_3 z_j\right]\right\}$$

$k=k_w=1$ (ver C1, C2, C3 pp. 141 livro CMM)

$z_g=z_a-z_s$

z_s- coordenada do centro de corte

z_a – coordenada do ponto de aplicação de cargas (positiva na zona comprimida)

z_j é nulo em vigas de secção duplamente simétrica

$$z_j = z_s - \left(0.5\int_A \left(y^2+z^2\right) z\, dA\right)/I_y$$

C1=	1,12	C2=	0,45	C3=	0,525	K=	1	Kw=	1	L(m)=	2,875	E(GPa)=	210

v=	0,3	Za=	0	Zs=	0	Zg=	0	Zj=	0	G(GPa)=	80,76923077

Seccao Transversal (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*Seccoes em I laminadas*	1	*Seccoes em I soldadas*	0

Análise Elástica

	PERFIL	IPE 550	HE 450 A	HE 360 B
hipóteses:	Wel.	2 440,00 cm³	2 896,44 cm³	2 399,63 cm³
	αLT	0,34	0,21	0,21
	Mcr	2190,794 kN.m	6068,628 kN.m	5531,025 kN.m
	λelástico	0,511597	0,334904	0,319303
	ϕ_LT elástico	0,683837	0,570245	0,563504
	χ_LT elástico	0,879043	0,969194	0,972940
	Mb,Rd elástico	504,043 kN.m	659,694 kN.m	548,655 kN.m
	CLASSE	classe 4	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Análise Plástica

	PERFIL	IPE 550	HE 360 A	HE 320 B
hipóteses:	Wpl.	2 787,00 cm³	2 088,00 cm³	2 149,00 cm³
	αLT	0,34	0,21	0,21
	Mcr	2190,794 kN.m	4064,954 kN.m	4512,241 kN.m
	λplástico	0,546766	0,347433	0,334546
	ϕ_LT plástico	0,708427	0,575835	0,570088
	χ_LT plástico	0,862896	0,966138	0,969281
	Mb,Rd plástico	565,149 kN.m	474,065 kN.m	489,501 kN.m
	CLASSE	classe 4	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Enfunamento

η=	1,2	**a=**	2,875	> 0	**γM1=**	1

Alma com reforços intermédios (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	***Almas com reforços***	0	***Almas sem reforços***	1

	PERFIL	**IPE 80***	**HE 100 A**	**HE 100 B**
	Kτ	5,34234	5,34310	5,34310
	Enfunamento	**não**	**não**	**não**
	σE	566,373 MPa	742,188 MPa	1068,750 MPa
	τCR	3025,758 MPa	3965,580 MPa	5710,435 MPa
	λw	0,27869	0,24343	0,20286
	χw	1,20	1,20	1,20
hipóteses:	*Vbw,Rd*	43,06 kN	65,13 kN	78,15 kN
	c	0,945894	1,293750	1,437500
	Mf,Rd	294,745 kN.m	1290,460 kN.m	1625,296 kN.m
	Vbf,Rd	43,06 kN	1,02 kN	1,51 kN
	V,b,Rd	43,06 kN	65,13 kN	78,15 kN
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Encurvadura

	PERFIL	**IPE 80***	**HE 100 A**	**HE 100 B**
	αy	0,21	0,34	0,34
	αz	0,34	0,49	0,49
	λy	71,7593	57,2660	55,8894
	λz	221,4286	92,6295	91,8972
	λ_y	0,76421	0,60986	0,59520
	λ_z	2,35813	0,98647	0,97867
hipóteses:	*φ_y*	0,85125	0,75564	0,74432
	φ_z	3,64728	1,17925	1,16967
	χ_y	0,81551	0,83208	0,83946
	χ_z	0,15553	0,54783	0,55241
	N,b,Rd,y	146,42 kN	414,54 kN	512,91 kN
	N,b,Rd,Z	27,92 kN	272,93 kN	337,52 kN
	Classe	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Flexão Composta Desviada

Análise Elástica

	PERFIL	**IPE 550**	**HE 400 A**	**HE 340 B**
	N,b,Rd,y	3149,00 kN	3736,50 kN	4016,15 kN
	N,b,Rd,Z	2702,92 kN	3550,61 kN	3752,65 kN
	Mb,Rd elástico	504,043 kN.m	526,658 kN.m	493,157 kN.m
	W,el,z (cm³)	254,10 cm³	570,90 cm³	646,00 cm³
	λ_y	0,11078	0,14703	0,16906
	λ_z	0,55641	0,33733	0,32882
hipóteses:	*Kyy*	1,00000	1,00000	1,00000
	Kzz	1,00000	1,00000	1,00000
	Kyz	1,00000	0,60000	0,60000
	Kzy	1,00000	0,93733	0,92882
	YY_elast	0,89476	0,85634	0,91452
	ZZ_elast	0,89476	0,80268	0,84942
	Classe	4	1	1
		Inválido	Válido	Válido

Análise Plástica

	PERFIL	**IPE 550**	**HE 360 A**	**HE 320 B**
	N,b,Rd,y	3149,00 kN	3355,80 kN	3790,55 kN
	N,b,Rd,Z	2702,92 kN	3127,99 kN	3545,23 kN
	Mb,Rd plástico	565,149 kN.m	474,065 kN.m	489,501 kN.m
	W,pl,z (cm³)	400,50 cm³	802,30 cm³	2 149,00 cm³
	λ_y	0,11078	0,16268	0,32709
	λ_z	0,55641	0,33325	1,00000
hipóteses:	*Kyy*	1,00000	1,00000	1,00000
	Kzz	1,00000	1,00000	0,60000
	Kyz	1,00000	0,60000	1,00000
	Kzy	1,00000	0,93325	0,92709
	YY_plast	0,79802	0,95135	0,92135
	ZZ_plast	0,79802	0,88784	0,85417
	CLASSE	4	1	1
		Inválido	Válido	Válido

Longarina

Dimensionamento de Estruturas Metálicas	*FEUP 2015* *HenriqueCunhaMarinheiro*

My_máx.=	43 kN.m	Vz_máx=	11,5 kN	N_máx=	1220 kN	fy =	235000 Kpa				
Mz_máx.=	6 kN.m	Vy_máx=	2 kN			ε =	1				

(kN , Kpa)	Classificacao (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*Flexao Pura*	0	*Compressao Pura*	1

C1=	1,12	C2=	0,45	C3=	0,525	K=	1	Kw=	1	L(m)=	2,875	E(GPa)=	210
v=	0,3	Za=	0	Zs=	0	Zg=	0	Zj=	0	G(GPa)=	80,76923	*Bambeamento*	

Seccao Transversal (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*Seccoes em I laminadas*	1	*Seccoes em I soldadas*	0

η=	1,2	a=	2,875		γM1=	1	*Enfunamento*

Alma com reforços intermédios (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*Almas com reforços*	0	*Almas sem reforços*	1

Ly=	2,5875	Lz=	2,5875		γM1=	1	*Encurvadura*

CmLt=	0,96	Cmy=	0,96	CmZ=	0,96	*Flexão Composta Desviada*

Elemento Estrutural(sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*susceptivel de deformaçao por torção*	1	*não susceptivel de deformaçao por torção*	0

Solução

perfis que satisfazem todas as verificaçoes anteriores

Análise Elástica

	PERFIL	**IPE 450**	**HE 260 A**	**HE 240 B**
	N,Rd (kN)	2321,8 kN	2039,8 kN	2491 kN
	M,Rd	352,500 kN.m	196,554 kN.m	220,501 kN.m
	σEd (MPa)	152,148 MPa	191,964 MPa	160,922 MPa
	τEd (MPa)	3,086 MPa	6,748 MPa	160,922 MPa
hipóteses:	$\sqrt{(\sigma^2+3\tau^2)}$	29,1606	52,7227	46,7644
	A (cm²)	98,80 cm²	86,80 cm²	106,00 cm²
	Avz (cm²)	50,85 cm²	28,76 cm²	33,23 cm²
	Welástico (cm³)	1 500,00 cm³	836,40 cm³	938,30 cm³
	CLASSE	classe 3	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

	PERFIL	**IPE 450**	**HE 260 A**	**HE 220 B**
	Npl,Rd.	2321,80 kN	2039,80 kN	2138,50 kN
	Mpl,Rd	399,970 kN.m	216,153 kN.m	194,345 kN.m
	Vpl,Rd	689,92 kN	390,21 kN	378,81 kN
	MN,y,Rd	243,099 kN.m	99,348 kN.m	94,126 kN.m
hipóteses:	*M,y,V,Rd*	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
	A (cm²)	98,80 cm²	86,80 cm²	91,00 cm²
	Avz (cm²)	50,85 cm²	28,76 cm²	27,92 cm²
	Wplástico (cm³)	1 702,00 cm³	919,80 cm³	827,00 cm³
	CLASSE	classe 3	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Verificações

Axial

Classes 1,2 e 3

A ≥ 51,91 cm²

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 300**	**HE 200 A**	**HE 160 B**
	AREA	53,80 cm²	53,80 cm²	54,30 cm²
	CLASSE	classe 2	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Flexão

Análise Elástica

Welástico ≥ 182,98 cm³

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 200**	**HE 160 A**	**HE 140 B**
	Wel.	194,30 cm³	220,10 cm³	215,60 cm³
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

Wplástico ≥ 182,98 cm³

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 200**	**HE 160 A**	**HE 140 B**
	Wpl.	220,60 cm³	245,10 cm³	245,40 cm³
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Corte

Análise Elástica

$\tau Ed \leq$ 135677,3 Kpa

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 80***	**HE 100 A**	**HE 100 B**
	τEd	43,843 MPa	27,337 MPa	22,215 MPa
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

$Avz \geq$ 0,85 cm²

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 80***	**HE 100 A**	**HE 100 B**
	Avz	3,58 cm²	7,56 cm²	9,04 cm²
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Interacao Flexao-Corte

Análise Elástica

$\sqrt{(\sigma^2+3\tau^2)} \leq$ 235000 Kpa

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 200**	**HE 160 A**	**HE 140 B**
	Wel.	194,30 cm³	220,10 cm³	215,60 cm³
	σEd (MPa)	221,307 MPa	195,366 MPa	199,443 MPa
	τEd (MPa)	11,658 MPa	14,040 MPa	13,358 MPa
	$\sqrt{(\sigma^2+3\tau^2)}$	222,226 MPa	196,873 MPa	200,781 MPa
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

Ved ≥ 0.5XVpl,Rd | Avz ≥ 1,70 cm²

hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 200**	**HE 160 A**	**HE 140 B**
	M,y,V,Rd	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
	Wel.	194,30 cm³	220,10 cm³	215,60 cm³
	Wpl.	220,60 cm³	245,10 cm³	245,40 cm³
	Avz	14,00 cm²	13,21 cm²	13,08 cm²
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Interacao Flexao-Axial

Análise Elástica

σ ≤ 235000 Kpa

	PERFIL	**IPE 360**	**HE 240 A**	**HE 200 B**
	Wel.	903,60 cm³	675,10 cm³	569,60 cm³
	A	72,70 cm²	76,80 cm²	78,10 cm²
hipóteses:	*σEd (MPa)*	215,400 MPa	222,548 MPa	231,702 MPa
	CLASSE	classe 2	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

Ned ≤ 0.25Npl,Rd | Ned ≤ 0.5 hwtwfy

	PERFIL	**IPE 360**	**HE 240 A**	**HE 200 B**
	Npl,Rd.	1708,45 kN	1804,80 kN	1835,35 kN
	Mpl,Rd	239,465 kN.m	174,981 kN.m	150,988 kN.m
hipóteses:	*MN,y,Rd*	85,904 kN.m	64,798 kN.m	57,257 kN.m
	CLASSE	classe 2	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Axial-Flexao-Corte

perfis que satisfazem todas as verificaçoes anteriores

Análise Elástica

	PERFIL	**IPE 360**	**HE 240 A**	**HE 200 B**
	N,Rd (kN)	1708,45 kN	1804,8 kN	1835,35 kN
	M,Rd	212,346 kN.m	158,649 kN.m	133,856 kN.m
	σEd (MPa)	215,400 MPa	222,548 MPa	231,702 MPa
	τEd (MPa)	4,502 MPa	7,354 MPa	7,207 MPa
hipóteses:	*√(σ²+3τ²)*	48,2219	64,9553	76,5165
	A (cm²)	72,70 cm²	76,80 cm²	78,10 cm²
	Avz (cm²)	35,14 cm²	25,18 cm²	24,83 cm²
	Welástico (cm³)	903,60 cm³	675,10 cm³	569,60 cm³
	CLASSE	classe 2	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

	PERFIL	**IPE 360**	**HE 240 A**	**HE 200 B**
	Npl,Rd.	1708,45 kN	1804,80 kN	1835,35 kN
	Mpl,Rd	239,465 kN.m	174,981 kN.m	150,988 kN.m
	Vpl,Rd	476,77 kN	341,64 kN	336,89 kN
	MN,y,Rd	85,904 kN.m	64,798 kN.m	57,257 kN.m
hipóteses:	*M,y,V,Rd*	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
	A (cm²)	72,70 cm²	76,80 cm²	78,10 cm²
	Avz (cm²)	35,14 cm²	25,18 cm²	24,83 cm²
	Wplástico (cm³)	1 019,00 cm³	744,60 cm³	642,50 cm³
	CLASSE	classe 2	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Bambeamento - Encurvadura Lateral

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2}\left\{\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + \left[C_2 z_g - C_3 z_j\right]^2} - \left[C_2 z_g - C_3 z_j\right]\right\}$$

$k=k_w=1$ (ver C1, C2, C3 pp. 141 livro CMM)

$z_g=z_a-z_s$

z_s- coordenada do centro de corte

z_a – coordenada do ponto de aplicação de cargas (positiva na zona comprimida)

z_j é nulo em vigas de secção duplamente simétrica

$$z_j = z_s - \left(0.5\int_A \left(y^2+z^2\right) z\, dA\right) / I_y$$

C1=	1,12	**C2=**	0,45	**C3=**	0,525	**K=**	1	**Kw=**	1	**L(m)=**	2,875	**E(GPa)=**	210
v=	0,3	**Za=**	0	**Zs=**	0	**Zg=**	0	**Zj=**	0	**G(GPa)=**	80,76923077		
Seccao Transversal (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)						***Seccoes em I laminadas***		1	***Seccoes em I soldadas***			0	

Análise Elástica

		IPE 360	**HE 240 A**	**HE 200 B**
hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 360**	**HE 240 A**	**HE 200 B**
	Wel.	903,60 cm³	675,10 cm³	569,60 cm³
	αLT	0,34	0,21	0,21
	Mcr	597,384 kN.m	1004,851 kN.m	756,282 kN.m
	λelástico	0,596204	0,397344	0,420704
	ϕ_LT elástico	0,745085	0,599662	0,611670
	χ_LT elástico	0,838959	0,953483	0,947253
	Mb,Rd elástico	178,150 kN.m	151,269 kN.m	126,796 kN.m
	CLASSE	classe 2	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

		IPE 360	**HE 240 A**	**HE 200 B**
hipóteses:	*PERFIL*	**IPE 360**	**HE 240 A**	**HE 200 B**
	Wpl.	1 019,00 cm³	744,60 cm³	642,50 cm³
	αLT	0,34	0,21	0,21
	Mcr	597,384 kN.m	1004,851 kN.m	756,282 kN.m
	λplástico	0,633132	0,417296	0,446816
	ϕ_LT plástico	0,774060	0,609884	0,625738
	χ_LT plástico	0,820086	0,948176	0,940021
	Mb,Rd plástico	196,382 kN.m	165,913 kN.m	141,931 kN.m
	CLASSE	classe 2	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Enfunamento

η=	1,2	**a=**	2,875	> 0	**γM1=**	1

Alma com reforços intermédios (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	***Almas com reforços***	0	***Almas sem reforços***	1

		IPE 80*	**HE 100 A**	**HE 100 B**
	PERFIL			
	Kτ	5,34234	5,34310	5,34310
	Enfunamento	**não**	**não**	**não**
	σE	566,373 MPa	742,188 MPa	1068,750 MPa
	τCR	3025,758 MPa	3965,580 MPa	5710,435 MPa
	λw	0,27869	0,24343	0,20286
hipóteses:	*χw*	1,20	1,20	1,20
	Vbw,Rd	43,06 kN	65,13 kN	78,15 kN
	c	0,945894	1,293750	1,437500
	Mf,Rd	294,741 kN.m	1290,455 kN.m	1625,291 kN.m
	Vbf,Rd	43,06 kN	1,16 kN	1,63 kN
	V,b,Rd	43,06 kN	65,13 kN	78,15 kN
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Encurvadura

		IPE 360	**HE 220 A**	**HE 200 B**
	PERFIL			
	αy	0,21	0,34	0,34
	αz	0,34	0,49	0,49
	λy	17,3077	28,2170	30,2986
	λz	68,2718	46,9601	51,0355
	λ_y	0,18432	0,30050	0,32267
	λ_z	0,72707	0,50011	0,54351
hipóteses:	*φ_y*	0,51534	0,56224	0,57291
	φ_z	0,85392	0,69858	0,73186
	χ_y	1,00342	0,96392	0,95573
	χ_z	0,76820	0,84293	0,81834
	N,b,Rd,y	1708,45 kN	1456,53 kN	1754,11 kN
	N,b,Rd,Z	1312,44 kN	1273,71 kN	1501,95 kN
	Classe	classe 2	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Flexão Composta Desviada

Análise Elástica

	PERFIL	**IPE 450**	**HE 260 A**	**HE 240 B**
	N,b,Rd,y	2321,80 kN	2002,64 kN	2431,22 kN
	N,b,Rd,Z	1859,80 kN	1804,38 kN	2164,15 kN
	Mb,Rd elástico	303,165 kN.m	188,612 kN.m	211,665 kN.m
	W,el,z (cm³)	176,40 cm³	282,10 cm³	326,90 cm³
	λ_y	0,14911	0,25119	0,26727
	λ_z	0,66883	0,42394	0,45322
hipóteses:	*Kyy*	1,00513	0,98994	0,99241
	Kzz	1,21272	1,12089	1,12584
	Kyz	1,21272	0,67254	0,67551
	Kzy	0,96910	0,95963	0,96401
	YY_elast	0,84355	0,89575	0,75617
	ZZ_elast	0,96897	0,99636	0,84751
	Classe	3	1	1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

	PERFIL	**IPE 450**	**HE 260 A**	**HE 220 B**
	N,b,Rd,y	2321,80 kN	2002,64 kN	2067,83 kN
	N,b,Rd,Z	1859,80 kN	1804,38 kN	1811,15 kN
	Mb,Rd plástico	337,016 kN.m	206,409 kN.m	184,138 kN.m
	W,pl,z (cm³)	276,40 cm³	430,20 cm³	827,00 cm³
	λ_y	0,14911	0,25119	0,49295
	λ_z	0,66883	0,42394	1,01223
hipóteses:	*Kyy*	1,00513	0,98994	1,20955
	Kzz	1,21272	1,12089	0,72573
	Kyz	1,21272	0,67254	1,20955
	Kzy	0,96910	0,95963	0,95323
	YY_plast	0,76572	0,85534	0,84877
	ZZ_plast	0,89166	0,94257	0,93355
	CLASSE	3	1	1
		Inválido	Válido	Válido

Travessa

Dimensionamento de Estruturas Metálicas	***FEUP 2015 HenriqueCunhaMarinheiro***

My_máx.=	296 kN.m	Vz_máx=	502 kN	N_máx=	267 kN	fy =	235000 Kpa				
Mz_máx.=	43 kN.m	Vy_máx=	225 kN			ε =	1				

(kN , Kpa)	Classificacao (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*Flexao Pura*	0	*Compressao Pura*	1

C1=	1,12	C2=	0,45	C3=	0,525	K=	1	Kw=	1	L(m)=	2,875	E(GPa)=	210
ν=	0,3	Za=	0	Zs=	0	Zg=	0	Zj=	0	G(GPa)=	80,76923	*Bambeamento*	

Seccao Transversal (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*Seccoes em I laminadas*	1	*Seccoes em I soldadas*	0

η=	1,2	a=	2,875	γM1=	1	*Enfunamento*

Alma com reforços intermédios (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*Almas com reforços*	0	*Almas sem reforços*	1

Ly=	1,775	Lz=	1,775	γM1=	1	*Encurvadura*

CmLt=	1	Cmy=	1	CmZ=	1	*Flexão Composta Desviada*

Elemento Estrutural(sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)	*susceptivel de deformaçao por torção*	1	*não susceptivel de deformaçao por torção*	0

Solução

perfis que satisfazem todas as verificaçoes anteriores

Análise Elástica

	PERFIL	**IPE 750 x 137***	**HE 450 A**	**HE 400 B**
	N,Rd (kN)	4112,5 kN	4183 kN	4648,3 kN
	M,Rd	997,810 kN.m	680,662 kN.m	677,746 kN.m
	σEd (MPa)	84,970 MPa	117,195 MPa	116,133 MPa
	τEd (MPa)	66,406 MPa	110,158 MPa	116,133 MPa
hipóteses:	$\sqrt{(\sigma^2+3\tau^2)}$	134,4965	216,4442	207,5908
	A (cm²)	175,00 cm²	178,00 cm²	197,80 cm²
	Avz (cm²)	92,90 cm²	65,78 cm²	69,98 cm²
	Welástico (cm³)	4 246,00 cm³	2 896,44 cm³	2 884,02 cm³
	CLASSE	classe 4	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Análise Plástica

	PERFIL	**IPE 600**	**HE 340 A**	**HE 300 B**
	Npl,Rd.	3666,00 kN	3137,25 kN	3503,85 kN
	Mpl,Rd	825,320 kN.m	434,750 kN.m	439,215 kN.m
	Vpl,Rd	1136,70 kN	609,87 kN	643,52 kN
	MN,y,Rd	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
hipóteses:	*M,y,V,Rd*	nao há interacao	414,189 kN.m	425,295 kN.m
	A (cm²)	156,00 cm²	133,50 cm²	149,10 cm²
	Avz (cm²)	83,78 cm²	44,95 cm²	47,43 cm²
	Wplástico (cm³)	3 512,00 cm³	1 850,00 cm³	1 869,00 cm³
	CLASSE	classe 4	classe 1	classe 1
		Inválido	Válido	Válido

Viga transversal do Passeio

Dimensionamento de Estruturas Metálicas	***FEUP 2015 HenriqueCunhaMarinheiro***

My_máx.=	44 kN.m	**Vz_máx=**	68 kN	**N_máx=**	0 kN	**fy =**	235000 kPa				
Mz_máx.=	0 kN.m	**Vy_máx=**	0 kN			**ε =**	1				
(kN , kPa)	**Classificacao** (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)			***Flexao Pura***	1	***Compressao Pura***	0				
C1=	1,12	**C2=**	0,45	**C3=**	0,525	**K=**	1	**Kw=**	1	**L(m)=**	2,875	**E(GPa)=**	210
ν=	0,3	**Za=**	0	**Zs=**	0	**Zg=**	0	**Zj=**	0	**G(GPa)=**	80,76923	*Bambeamento*	
Seccao Transversal (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)						***Seccoes em I laminadas***	1	***Seccoes em I soldadas***	0				
η=	1,2	**a=**	2,875		**γM1=**	1		*Enfunamento*					
Alma com reforços intermédios (sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)						***Almas com reforços***	0	***Almas sem reforços***	1				
Ly=	3,1	**Lz=**	3,1		**γM1=**	1		*Encurvadura*					
CmLt=	1	**Cmy=**	1	**CmZ=**	1			*Flexão Composta Desviada*					
Elemento Estrutural(sim = 1 ; nao = 0; apenas um pode ser sim)						***susceptivel de deformaçao por torção***	1	***não susceptivel de deformaçao por torção***	0				

Solução

perfis que satisfazem todas as verificaçoes anteriores

Análise Elástica

	PERFIL	**IPE 220**	**HE 180 A**	**HE 160 B**
	N,Rd (kN)	784,9 kN	1064,55 kN	1276,05 kN
	M,Rd	59,220 kN.m	68,996 kN.m	73,202 kN.m
	σEd (MPa)	174,603 MPa	149,864 MPa	141,252 MPa
	τEd (MPa)	59,332 MPa	73,351 MPa	141,252 MPa
hipóteses:	$\sqrt{(\sigma^2+3\tau^2)}$	202,6007	196,4690	175,7468
	A (cm²)	33,40 cm²	45,30 cm²	54,30 cm²
	Avz (cm²)	15,88 cm²	14,47 cm²	17,59 cm²
	Welástico (cm³)	252,00 cm³	293,60 cm³	311,50 cm³
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Análise Plástica

	PERFIL	**IPE 220**	**HE 160 A**	**HE 140 B**
	Npl,Rd.	784,90 kN	911,80 kN	1010,50 kN
	Mpl,Rd	67,069 kN.m	57,599 kN.m	57,669 kN.m
	Vpl,Rd	215,46 kN	179,23 kN	177,47 kN
	MN,y,Rd	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
hipóteses:	*M,y,V,Rd*	nao há interacao	nao há interacao	nao há interacao
	A (cm²)	33,40 cm²	38,80 cm²	43,00 cm²
	Avz (cm²)	15,88 cm²	13,21 cm²	13,08 cm²
	Wplástico (cm³)	285,40 cm³	245,10 cm³	245,40 cm³
	CLASSE	classe 1	classe 1	classe 1
		Válido	Válido	Válido

Contraventamento Superior

Dimensionamento de Estruturas Metálicas ***FEUP 2015 HenriqueCunhaMarinheiro***

My_máx.=	0 kN.m	Vz_máx=	1 kN	N_máx=	150 kN	fy =	235000 kPa
Mz_máx.=	1 kN.m	Vy_máx=	1 kN			ε =	1

Ly=	3,75	Lz=	3,75	*Encurvadura*

Solução

perfis que satisfazem todas as verificaçoes anteriores

ORDEM	Perfil L	A (cm²)	$W_{Y=Z}$ (cm³)	τEd (kPa)	σEd (MPa)	√(σ²+3τ²)	Classe
17	L 100 x 100 x 10*/-	19,155	24,615	78310,53	0,00	1206,576158	1

αy	αz	λy	λz	λ_y	λ_z	ϕ_y	ϕ_z	χ_y	χ_z	N,b,Rd,y	N,b,Rd,Z
0,34	0,34	123,4746131	123,4746131	1,314958606	1,314958606	1,55410103	1,554101	0,419741105	0,419741105	188,93851	188,93851

AXIAL		FLEXAO		CORTE		Interacao Flexao-Axial		Interacao Flexao-Corte	
A ≥	6,38 cm²	Welástico ≥	0,00 cm³	τEd≤	135677,3 kPa	σ ≤	235000 kPa	√(σ²+3τ²)≤	235000 kPa

Dimensionamento do pavimento rodoviário

Tipo de pavimento: heavy duty grating – 19-W-4

Tipo de material: A – 36 carbon steel: F=20000Psi=137.9Mpa; E=29000000Psi=200Gpa

Tipo de veículo considerado para o dimensionamento segundo a norma americana – AASHTO: H-15 (veiculo de 15 ton)

P_w (carga na roda): 15600lb=7.07ton=70.7Kn

Área de distribuição da carga na roda: a=15"e c=15"+2×1.1875"=17,375"

Critério de dimensionamento: flecha máxima = L/400 (L – vão livre = 2,575m) = 0,644 cm

Grelha escolhida: W-19-4 5×1/2, cross bars 1×3/8

Bearing bars (barras na direcção da flexão):
Espaçamento: 1-3/16" = 3,01625cm
Altura/profundidade: 5" = 12,7cm
Largura/espessura: 1/2" = 1,27cm

Cross bars (barras transversais à direcção da flexão):
Espaçamento: 4" = 10,16 cm
Altura/profundidade: 1" = 2,54cm
Largura/espessura: 3/8" = 0,9525cm

Número de barras que suportam o carregamento: N=c/espaço entre as barras de flexão =17.375/1.1875≈15

Carga por barra: P_w/N=1066,2 lb/bar

Inércia da barra: I_b=5.2083 in^4

Momento estático da barra: S_b=2,0833 in^3

Vão máximo: $4 \times \left[\frac{2,0833}{1066,2/20000} + \frac{15}{8}\right] = 163,82\text{in} = 4,161\text{m}$

Flecha para o vão de 2,875: $\frac{1066,2}{(96\times29000000\times5,2083)} \times \left[2 \times 113,189^3 - 15^2 \times 113,189 + \frac{15^3}{4}\right] = 0,2115" = 0.537\text{cm} < \text{L/400 ok!}$

Dimensionamento do pavimento nos passeios

Tipo de pavimento: steel bar grating – 19-W-4

Tipo de material: ASTM A–1011 mild carbon steel: F=20000Psi=137.9Mpa; E=29000000Psi=200Gpa

Critério de dimensionamento:

flecha máxima = L/250 (L – vão livre = 2,775m) = 1,11cm
carga concentrada a meio vão: C=8,625KN/m
carga uniforme distribuída: D=3KN/m^2

Grelha escolhida: W-19-4, 2-1/2×3/16, cross bars

Bearing bars (barras na direcção da flexão):
Espaçamento: 1-3/16” = 3,01625cm
Altura/profundidade: 2-1/2” = 6,35cm
Largura/espessura: 3/16” = 0,47625cm

Cross bars (barras transversais à direcção da flexão):
Espaçamento: 4” = 10,16 cm
Diâmetro: 3/8” = 0,9525cm

Espaçamento entre as barras de flexão: A_w = 1,1875 in

K= 12/1,1875=6,4

$S_g = 6{,}4 \times \frac{\frac{3}{16}\times 2{,}5^2}{6} = 1{,}25\ \text{in}^3 = 20483{,}83\text{mm}^3$

$I_g = 6{,}4 \times \frac{\frac{3}{16}\times 2{,}5^3}{12} = 1{,}5625\ \text{in}^4 = 650361{,}6\text{mm}^4$

Momento flector máximo no grating por 0,3048m de largura: M_g=137,9×20483,83 = 2824,72 N.m/0.3048m de largura do grating

Carga concentrada máxima a meio vão:

Carga máxima: C=4×2824,72/2,775=4071,67 N/ft=13,36KN/m ok!

Deformação para a carga máxima:

D_c=4071,67×2.775^3×10^9/(48×200000×650361,6)=13,86mm

Para C=9 →D= 8,95mm = 0,895cm ok!

Carga uniforme distribuída:

Carga máxima: U=8×2824,72/$2,775^2$ = 2934,54 N/m ft =9,63KN/m^2 ok!

Deformação para a carga máxima:

D_u=5×2934,54×2.775^4×10^9/(384×200000×650361,6)=32,34mm

Para U=3 →D= 10,0mm =1cm ok!

METAL BAR GRATING
ENGINEERING DESIGN MANUAL

Published and distributed by the
NATIONAL ASSOCIATION OF ARCHITECTURAL METAL MANUFACTURERS
800 ROOSEVELT ROAD, BLDG. C-312……GLEN ELLYN, IL 60137
Phone (630) 942-6591 Fax (630) 790-3095 website: www.naamm.org

Vehicular Loads

Welded and Pressure Locked Construction

The following load criteria and design calculations (Examples 6 and 7) were used to prepare data for the Vehicular Load Tables found in NAAMM publication MBG-532, “Heavy Duty Metal Bar Grating Manual”. These examples apply to welded and pressure locked gratings only (for riveted gratings see the design calculations related to Example 8).

Load distribution criteria conforms with the AASHTO Standard Specification for Highway Bridges, 16th Edition, paragraph 3.27.3.1. This specification for open floors states that H-20 / HS-20 loads shall be distributed over an area 20" x 20" plus one bearing bar on each side of the wheel load. The wheel load for H-20 / HS-20 loads is 20,800 lbs. which includes a 30% impact factor per paragraph 3.8.2.1.

For maximum service life it is recommended that deflection for gratings subject to vehicular loads be restricted to the lesser of .125 inches or L/400. Additionally, to reduce the effects of impact and fatigue, it is recommended that gratings subject to heavy, high speed or multi-directional traffic be specified with load carrying banding.

LOAD CRITERIA – Vehicular Loads

	AASHTO H-25	AASHTO H-20	AASHTO H-15	Passenger Vehicles	5 Ton Forklifts	3 Ton Forklifts	1 Ton Forklifts
Truck/Vehicle Weight (pounds)				6,322	14,400	9,800	4,200
Load Capacity (pounds)				3,578	10,000	6,000	2,000
Axle Load (pounds)	40,000	32,000	24,000				
Impact Factor	30%	30%	30%	30%	30%	30%	30%
Total Load (pounds)	52,000	41,600	31,200	12,870	31,720	20,540	8,060
% of load on drive axle				60%	85%	85%	85%
Pw = Wheel Load (pounds)	26,000	20,800	15,600	3,861	13,481	8,730	3,426
a = Length of Distribution parallel to bearing bars (inches)	25	20	15	9	11	7	4
c = Width of Distribution perpendicular to bearing bars (inches)	25 *	20 *	15 *	9 *	11 *	7 *	4 *
	* plus 2 x the center/center spacing of bearing bars						

Design Calculations:

S_b = section modulus per bar, in^3
F = allowable stress, psi
a = length of distribution parallel to bearing bar, in
c = width of distribution perpendicular to bearing bar, in
P_b = load per bar, lb
E = modulus of elasticity, psi
I_b = I of bearing bar, in^4
L = clear span, in

Maximum Span = $4((S_b / (P_b/F)) + (a / 8)$

Deflection - Max Span = $[P_b /(96)(E)(I_b)]\ [2(L)^3 - a^2 \times L + a^3/4]$

Example 6 - Vehicular Load Calculations

Required: Determine maximum span for A-36 carbon steel grating, type W-22-4 3-1/2" x 3/8" for AASHTO H-20 loads. Deflection to be the lesser of .125 inches or L / 400.

Proposed Grating: W-22-4 3-1/2" x 3/8"
Bearing bar spacing 1.375"
Bearing bar depth 3-1/2"
Bearing bar thickness 0.375"

Area of Distribution:
a = Parallel to bearing bars = 20"
c = Perpendicular to bearing bars = 22.75"

P_w = Wheel Load = 20,800 lb.

Material: A-36 Carbon Steel
F = 20,0000 psi
E = 29,000,000 psi

N = Number of bars supporting load = c / 1.375 = 16.545
P_b = load per bar = (P_w / N) = 1,257 lb.
P_b / F = .0629, in^2
$I_b = bd^3 / 12 = 1.3398\ in^4$

Maximum Span = $4((S_b / (P_b/F)) + (a / 8)) = 58"$

Deflection - Maximum Span = $[P_b / (96)(E)(I_b)]\ [2(L)^3 - a^2 \times L + a^3/4] = .124"$

METAL BAR GRATING DESIGN MANUAL

METRIC PRACTICE

The system of metric measurement used in this manual is from IEEE/ASTM SI 10-2002, “Standard for Use of the International System of Units (SI): The Modern Metric System.”

SI prefixes:

k (kilo) = 10^3

M (mega) = 10^6

G (giga) = 10^9

Corresponding units:

Length - meter, m millimeter, mm

Force - newton, N

Stress - pascal, Pa (newton/square meter)

Bending Moment - newton meter, N-m

Conversion factors:

1 in. = 0.0254 m = 25.4 mm

1 in^2 = 645.16 mm^2

1 in^3 = 16,387 mm^3

1 in^4 =416,231 mm^4

1 ft = 0.3048 m = 304.8 mm

1 ft^2 = 0.092903 m^2 = 92,903 mm^2

1 lb (force) (lb) = 4.44822 N

1 kip = 4.44822 kN

1 psi = 4.44822N/645.16mm^2 = 0.006894757 N/mm^2 = 6,894.757 N/m^2

= 6,894.757 Pa = 6.894757 kPa = 0.006894757 MPa

1 psf = 47.88026 Pa = 0.04788026 kPa

1 pfw = 4.44822N/0.3048m = 14.5939 N/m of width

Sample Calculations - Stainless Steel Bar Grating

Load bearing capabilities and corresponding midspan deflections of a W-19 (1 x 1/8) welded stainless steel grating are calculated.

Using ASTM A666 Type 304

Allowable stress, F = 137.90 MPa
Modulus of elasticity, E = 193,000 MPa

A_w= 1.1875 in. = 30.16 mm

$K = 12/A_w = 12/1.1875 = 12 \times 25.4/30.16 = 10.105$

$S_g = Kbd^2/6 = 10.105 \times (0.125 \times 25.4) \times (1 \times 25.4)^2/6 = 3{,}450\ mm^3$

$I_g = Kbd^3/12 = 10.105 \times (0.125 \times 25.4) \times (1 \times 25.4)^3/12 = 43{,}800\ mm^4$

If section modulus and moment of inertia are known in inch units, conversion is even simpler, and the result will be well within engineering accuracy.

If $S_g = 0.21\ in^3$ and $I_g = 0.1053\ in^4$, then

$S_g = 0.21 \times 16{,}387 = 3{,}440 mm^3$

$I_g = 0.1053 \times 416{,}231 = 43{,}800\ mm^4$

To calculate loads and deflections for a 0.762 m (2'-6") span, the following procedures may be used:

Maximum bending moment for grating per 0.3048 m (1 ft) width

$M_g = F \times S_g = 137.90$ MPa (N/mm^2) x 3,450 mm^3

$= 475{,}728$ N mm = 475.7 N m

per 0.3048 m of width

Concentrated Load at Midspan

Load, $C = 4M_g/L = 4 \times 475.7/0.762$

$= 2{,}497$ N per foot of width

$= 2{,}497/(10^3 \times 0.3048)$

= 8.19 kN per meter of width

Defl, $D_c = CL^3/48EI$

$= 2{,}497 \times 0.762^3 \times 10^9/(48 \times 193{,}000 \times 43{,}800)$

= 2.72 mm

Uniform Load

Load, $U = 8M_g/L^2 = 8 \times 475.6/0.762^2$

$= 6{,}553$ N/m per foot of width

$= 6{,}553/(10^3 \times 0.3048)$

$= 21.50\ kN/m^2$

Defl, $D_u = 5UL^4/384EI$

$= 5 \times 6{,}553 \times 0.762^4 \times 10^9/(384 \times 193{,}000 \times 43{,}800)$

= 3.40 mm

19 Space
(1-3/16") Load Table

Use this table when evaluating spans and loads for the following types of steel grating:
19-W-4, 19-W-2, 19-DT-4, 19-DT-2, 19-SL-4, & 19-SL-2

Bearing Bar Size (inches)	Approx. Weight psf *	Max. Ped. Span**	Sec. Prop.*** Sx in³ Ix in⁴		Unsupported Span 2'-0	2'-6	3'-0	3'-6	4'-0	4'-6	5'-0	5'-6	6'-0	6'-6	7'-0	8'-0	9'-0
3/4 x 1/8	3.9	3'-5"	0.118 0.044	U	355	227	158	116	89	70							
				D	0.099	0.155	0.223	0.304	0.397	0.503							
				C	355	284	237	203	178	158							
				D	0.079	0.124	0.179	0.243	0.318	0.402							
3/4 x 3/16	5.6	3'-10"	0.178 0.067	U	533	341	237	174	133	105	85						
				D	0.099	0.155	0.223	0.304	0.397	0.503	0.621						
				C	533	426	355	305	266	237	213						
				D	0.079	0.124	0.179	0.243	0.318	0.402	0.497						
1 x 1/8	5.0	4'-3"	0.211 0.105	U	632	404	281	206	158	125	101	84					
				D	0.074	0.116	0.168	0.228	0.298	0.377	0.466	0.563					
				C	632	505	421	361	316	281	253	230					
				D	0.060	0.093	0.134	0.182	0.238	0.302	0.372	0.451					
1 x 3/16	7.2	4'-9"	0.316 0.158	U	947	606	421	309	237	187	152	125	105				
				D	0.074	0.116	0.168	0.228	0.298	0.377	0.466	0.563	0.670				
				C	947	758	632	541	474	421	379	345	316				
				D	0.060	0.093	0.134	0.182	0.238	0.302	0.372	0.451	0.536				
1-1/4 x 1/8	6.1	5'-1"	0.329 0.206	U	987	632	439	322	247	195	158	131	110	93			
				D	0.060	0.093	0.134	0.182	0.238	0.302	0.372	0.451	0.536	0.629			
				C	987	790	658	564	493	439	395	359	329	304			
				D	0.048	0.074	0.107	0.146	0.191	0.241	0.298	0.360	0.429	0.504			
1-1/4 x 3/16	8.9	5'-7"	0.493 0.308	U	1,480	947	658	483	370	292	237	196	165	140	121		
				D	0.060	0.093	0.134		0.238	0.302	0.372	0.451	0.536	0.629	0.730		
				C	1,480	1,184	987	846	740	658	592	538	493	456	423		
				D	0.048	0.074	0.107	0.146	0.191	0.241	0.298	0.360	0.429	0.504	0.584		
1-1/2 x 1/8	7.2	5'-10"	0.474 0.355	U	1,421	910	632	464	355	281	227	188	158	135	116		
				D	0.050	0.078	0.112	0.152	0.199	0.251	0.310	0.376	0.447	0.524	0.608		
				C	1,421	1,137	947	812	711	632	568	517	474	437	406		
				D	0.040	0.062	0.089	0.122	0.159	0.201	0.248	0.300	0.358	0.420	0.487		
1-1/2 x 3/16	10.7	6'-5"	0.711 0.533	U	2,132	1,364	947	696	533	421	341	282	237	202	174	133	
				D	0.050	0.078	0.112	0.152	0.199	0.251	0.310	0.376	0.447	0.524	0.608	0.794	
				C	2,132	1,705	1,421	1,218	1,066	947	853	775	711	656	609	533	
				D	0.040	0.062	0.089	0.122	0.159	0.201	0.248	0.300	0.358	0.420	0.487	0.636	
1-3/4 x 1/8	8.5	6'-6"	0.645 0.564	U	1,934	1,238	860	632	484	382	310	256	215	183	158	121	96
				D	0.043	0.067	0.096	0.130	0.170	0.215	0.266	0.322	0.383	0.450	0.521	0.681	0.862
				C	1,934	1,547	1,290	1,105	967	860	774	703	645	595	553	484	430
				D	0.034	0.053	0.077	0.104	0.136	0.172	0.213	0.257	0.306	0.360	0.417	0.545	0.689
1-3/4 x 3/16	12.3	7'-3"	0.967 0.846	U	2,901	1,857	1,290	947	725	573	464	384	322	275	237	181	143
				D	0.043	0.067	0.096	0.130	0.170	0.215	0.266	0.322	0.383	0.450	0.521	0.681	0.862
				C	2,901	2,321	1,934	1,658	1,451	1,290	1,161	1,055	967	893	829	725	645
				D	0.034	0.053	0.077	0.104	0.136	0.172	0.213	0.257	0.306	0.360	0.417	0.545	0.689
2 x 1/8	9.6	7'-4"	0.842 0.842	U	2,526	1,617	1,123	825	632	499	404	334	281	239	206	158	125
				D	0.037	0.058	0.084	0.114	0.149	0.189	0.233	0.282	0.335	0.393	0.456	0.596	0.754
				C	2,526	2,021	1,684	1,444	1,263	1,123	1,011	919	842	777	722	632	561
				D	0.030	0.047	0.067	0.091	0.119	0.151	0.186	0.225	0.268	0.315	0.365	0.477	0.603
2 x 3/16	13.9	8'-0"	1.263 1.263	U	3,790	2,425	1,684	1,237	947	749	606	501	421	359	309	237	187
				D	0.037	0.058	0.084	0.114	0.149	0.189	0.233	0.282	0.335	0.393	0.456	0.596	0.754
				C	3,790	3,032	2,526	2,165	1,895	1,684	1,516	1,378	1,263	1,166	1,083	947	842
				D	0.030	0.047	0.067	0.091	0.119	0.151	0.186	0.225	0.268	0.315	0.365	0.477	0.603
2-1/4 x 3/16	15.6	8'-9"	1.599 1.799	U	4,796	3,070	2,132	1,566	1,199	947	767	634	533	454	392	300	237
				D	0.033	0.052	0.074	0.101	0.132	0.168	0.207	0.250	0.298	0.350	0.406	0.530	0.670
				C	4,796	3,837	3,197	2,741	2,398	2,132	1,918	1,744	1,599	1,476	1,370	1,199	1,066
				D	0.026	0.041	0.060	0.081	0.106	0.134	0.166	0.200	0.238	0.280	0.324	0.424	0.536
2-1/2 x 3/16	17.2	9'-5"	1.974 2.467	U	5,921	3,790	2,632	1,933	1,480	1,170	947	783	658	561	483	370	292
				D	0.030	0.047	0.067	0.091	0.119	0.151	0.186	0.225	0.268	0.315	0.365	0.477	0.603
				C	5,921	4,737	3,947	3,384	2,961	2,632	2,368	2,153	1,974	1,822	1,692	1,480	1,316
				D	0.024	0.037	0.054	0.073	0.095	0.121	0.149	0.180	0.215	0.252	0.292	0.381	0.483

All loads and deflections are theoretical and based upon the gross sections of the bearing bars, using a fiber stress of 18,000 psi.

The values are not intended to be absolute since the actual load capacity will be affected by the slight variations in mill and manufacturing tolerances.

Grating for spans to the left of the heavy line have a deflection ≤ 1/4" for uniform loads of 100 psf.

U = uniform load in pounds/sq. ft.
C = concentrated load in pounds/ft. of grating width
D = deflection in inches

* Weight per square foot based upon 19-W-4 grating. Add .60 psf for 2" on center cross bars. ** Maximum pedestrian load is defined as a 100# uniform load with deflection ≤ 1/4 inch. (The 1/4" maximum deflection criteria is considered consistent with pedestrian comfort, but may be exceeded for other loading conditions at the discretion of the specifying authority.) *** Section properties per foot of width.

Note: When gratings with serrated surface are specified, the depth of the grating required for a specific load will be 1/4" greater than that shown in these tables.

Panel Widths

Grating panels are available from stock in nominal 24", 36" and 48" widths. When considering alternative widths, consult this table to select widths that will maintain uniform "out-to-out" spacing of the bearing bars. Specified widths deviating from this table will be fabricated to size with side banding and the bar spacing on one side of the finished panel will vary from the spacing throughout the remainder of the panel.

Number of Bearing Bars	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Panel Width	1-3/8"	2-9/16"	3-3/4"	4-15/16"	6-1/8"	7-5/16"	8-1/2"	9-11/16"	10-7/8"	12-1/16"	13-1/4"	14-7/16"	15-5/8"	16-13/16"	18"
Number of Bearing Bars	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
Panel Width	19-3/16"	20-3/8"	21-9/16"	22-3/4"	23-15/16"	25-1/8"	26-5/16"	27-1/2"	28-11/16"	29-7/8"	31-1/16"	32-1/4"	33-7/16"	34-5/8"	35-13/16"
Number of Bearing Bars	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41					
Panel Width	37"	38-3/16"	39-3/8"	40-9/16"	41-3/4"	42-15/16"	44-1/8"	45-5/16"	46-1/2"	47-11/16"					

Panel widths indicated are for gratings with 3/16" thick bearing bars. For 1/8" thick bearing bars deduct 1/16" from the stated values.

Indicates stock panel widths.

Maximum Traffic Conditions		Wheel Load (lbs) (1/2 axle load + 30% impact)	Load Distribution	
			Parallel with Axle	Perpendicular to Axle
H-25	Truck Traffic 40,000 lb. Axle Load Dual Wheels Modified AASHTO H-25	26,000	2 (C)*+ 25"	25"
H-20	Truck Traffic 32,000 lb. Axle Load Dual Wheels Modified AASHTO H-20	20,800	2 (C)*+ 20"	20"
H-15	Truck Traffic 24,000 lb. Axle Load Dual Wheels Modified AASHTO H-15	15,600	2 (C)*+ 15"	15"
Automobile	Automobile Traffic 6,322 lb. Vehicle 3,578 lb. Load 60% Drive Axle Load	3,861	2 (C)*+ 9"	9"
5 Ton Forklift	10,000 lb. Cap. Lift Truck 14,400 lb. Vehicle 24,400 lb. Total Load 85% Drive Axle Load	13,480	2 (C)*+11"	11"
3 Ton Forklift	6,000 lb. Cap. Lift Truck 9,800 lb. Vehicle 15,800 lb. Total Load 85% Drive Axle Load	8,730	2 (C)*+7"	7"
1 Ton Forklift	2,000 lb. Cap. Lift Truck 4,200 lb. Vehicle 6,200 lb. Total Load 85% Drive Axle Load	3,425	2 (C)*+4"	4"

*C = Center-to-center spacing of bearing bars.

Allowable stress – 20,000 psi
Modulus of elasticity – 29,000,000 psi

Bearing Bar Selection

Once the bar spacing is selected, the bearing bar size must be specified based upon the load and unsupported clear span to be served. The tables on pages 38-42 provide the maximum clear span for our most popular products based on the traffic conditions defined on this page. These tables incorporate strict limitations where design deflection shall not exceed the lesser of L/400 or .125" for the spans indicated.

Cross Bar Selection

While bearing bar selection is critical for specifying a proper heavy duty grating, the life cycle of your installation will often be influenced by the selection of the appropriate cross bar. The table below details the variety of cross bar sizes available.

The cross bars listed for Standard Loads are the customary twisted square or round cross bars supplied by Grating Pacific for a particular bearing bar size and spacing. These sizes have been selected to maximize manufacturing efficiency and are best used when the grating is subject to intermittent traffic with occasional full capacity loading.

The cross bars listed for Severe Loads are optional and will provide superior durability when gratings are subject to intense, continuous, or repetitious traffic. Ideal for trench covers, highways, and inlet grates, these cross bars enhance lateral stiffness thereby extending the service life of the grating. When specifying gratings with bearing bars centered at 1-3/8", 1-7/8", or 2-3/8" on center, consideration of Severe Loading cross bars is highly recommended.

Note: In the event that a cross bar size is not specified, the cross bar shall be selected at the discretion of the manufacturer.

Heavy Duty Grating Cross Bars

Bearing Bar Size		BB Centers 15/16", 1-3/16", & 1-3/8"		BB Centers 1-7/8" & 2-3/8"	
Thickness	Depth	Standard Loads	Severe Loads	Standard Loads	Severe Loads
1/4"	1" - 2-1/2"	5/16" Twisted	5/16" Twisted	5/16" Twisted	5/16" Twisted
5/16"	1" - 2-1/2"	5/16" Twisted	5/16" Twisted	5/16" Twisted	5/16" Twisted
3/8"	1" - 2-1/2"	5/16" Twisted	5/16" Twisted	5/16" Twisted	5/16" Twisted
1/4"	3" - 5"	5/16" Twisted	1" x 1/4"	3/8" Round	1" x 1/4"
5/16" - 1/2"	3" - 5"	3/8" Round	1" x 3/8"	7/16" Round	1" x 3/8"
1/4"	5-1/2" - 7"	3/8" Round	1-1/4" x 1/4"	7/16" Round	1-1/4" x 1/4"
5/16" - 1/2"	5-1/2" - 7"	3/8" Round	1-1/4" x 3/8"	7/16" Round	1-1/4" x 3/8"

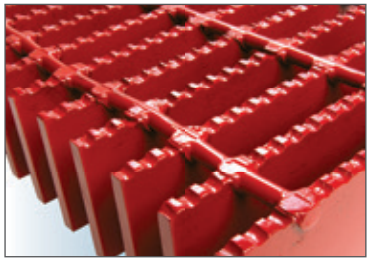
The sizes shown above are listed as minimums. Twisted and round cross bars are typically interchangeable and, unless otherwise specified, may be substituted at the discretion of the manufacturer. In substitution, the cross sectional area of the alternative cross bar shall equal or exceed the minimum size listed above.

Banding

Heavy duty gratings are commonly subjected to shock and impact loads and it is highly recommended that all open ends be banded. The welded band bar helps distribute impact loads and minimizes distortion when subjected to repetitive traffic patterns. Banding details can be found on page 58.

Serrated Surface

Optional serrated bearing bars enhance skid-resistance. Consider this surface for applications subject to the accumulation of liquids or lubricants or inclined installations.



How to Specify Heavy Duty Bar Grating

1. Select type of grating
   - **"W"** for welded steel grating
   - **"WS"** for welded stainless steel grating
2. Select bar spacing from table on page 36
3. Select bearing bar size from tables on pages 38-42
4. Specify cross bar size from selection table above
5. Specify plain or serrated surface
6. Specify banding and any additional trim required
7. Specify finish
   - Bare steel (no finish)
   - Painted (red, black, silver, other)
   - Hot dip galvanized (per ASTM A-123)
   - Other
8. Specify fasteners (if required) – see page 59

Use this table when evaluating spans & loads for the following types of Heavy Duty steel grating:

19-W-4 and 19-W-2

19 Space
(1-3/16") Load Table

				Maximum Safe Span						
Bearing Bar Size (inches)	Section Modulus per foot of width	Moment of Inertia perfoot of width	Approx. Weight psf	H-25 Load	H-20 Load	H-15 Load	Auto Traffic	5 Ton Forklift	3 Ton Forklift	1 Ton Forklift
1 x 1/4	0.421	0.211	9.7	1'-0"	0'-10"	0'-9"	1'-0"	0'-7"	0'-6"	0'-7"
1 x 5/16	0.526	0.263	11.9	1'-1"	1'-0"	0'-10"	1'-2"	0'-8"	0'-7"	0'-8"
1 x 3/8	0.632	0.316	14.0	1'-2"	1'-1"	0'-11"	1'-4"	0'-9"	0'-8"	0'-9"
1-1/4 x 1/4	0.658	0.411	11.9	1'-3"	1'-1"	1'-0"	1'-5"	0'-9"	0'-8"	0'-10"
1-1/4 x 5/16	0.822	0.514	14.5	1'-4"	1'-3"	1'-1"	1'-8"	0'-10"	0'-9"	1'-0"
1-1/4 x 3/8	0.987	0.617	17.2	1'-6"	1'-4"	1'-2"	1'-11"	1'-0"	0'-10"	1'-2"
1-1/2 x 1/4	0.947	0.711	14.0	1'-6"	1'-4"	1'-2"	1'-11"	0'-11"	0'-10"	1'-1"
1-1/2 x 5/16	1.184	0.888	17.2	1'-8"	1'-6"	1'-4"	2'-3"	1'-1"	0'-11"	1'-4"
1-1/2 x 3/8	1.421	1.066	20.4	1'-10"	1'-8"	1'-6"	2'-6"	1'-2"	1'-1"	1'-7"
1-3/4 x 1/4	1.289	1.128	16.2	1'-9"	1'-7"	1'-5"	2'-5"	1'-2"	1'-0"	1'-5"
1-3/4 x 5/16	1.612	1.410	19.9	1'-11"	1'-9"	1'-7"	2'-11"	1'-4"	1'-3"	1'-9"
1-3/4 x 3/8	1.934	1.692	23.7	2'-2"	1'-11"	1'-9"	3'-2"	1'-6"	1'-5"	2'-1"
2 x 1/4	1.684	1.684	18.3	2'-0"	1'-10"	1'-8"	3'-1"	1'-4"	1'-3"	1'-10"
2 x 5/16	2.105	2.105	22.6	2'-3"	2'-1"	1'-11"	3'-6"	1'-7"	1'-6"	2'-4"
2 x 3/8	2.526	2.526	26.9	2'-6"	2'-4"	2'-2"	3'-10"	1'-10"	1'-9"	2'-9"
2-1/4 x 1/4	2.132	2.398	20.4	2'-3"	2'-1"	1'-11"	3'-9"	1'-7"	1'-6"	2'-4"
2-1/4 x 5/16	2.664	2.998	25.3	2'-7"	2'-5"	2'-3"	4'-2"	1'-11"	1'-10"	2'-11"
2-1/4 x 3/8	3.197	3.597	30.1	2'-10"	2'-8"	2'-7"	4'-5"	2'-2"	2'-2"	3'-5"
2-1/2 x 1/4	2.632	3.289	22.6	2'-6"	2'-4"	2'-3"	4'-4"	1'-10"	1'-10"	2'-10"
2-1/2 x 5/16	3.289	4.112	28.0	2'-11"	2'-9"	2'-7"	4'-8"	2'-3"	2'-3"	3'-6"
2-1/2 x 3/8	3.947	4.934	33.3	3'-4"	3'-2"	3'-0"	4'-11"	2'-7"	2'-7"	4'-2"
3 x 1/4	3.789	5.684	26.9	3'-3"	3'-1"	2'-11"	5'-2"	2'-6"	2'-6"	4'-1"
3 x 5/16	4.737	7.105	33.3	3'-9"	3'-7"	3'-6"	5'-7"	3'-0"	3'-1"	4'-9"
3 x 3/8	5.684	8.526	39.8	4'-4"	4'-2"	4'-1"	5'-11"	3'-7"	3'-8"	5'-1"
3-1/2 x 1/4	5.158	9.026	31.2	4'-0"	3'-10"	3'-9"	6'-0"	3'-3"	3'-4"	5'-2"
3-1/2 x 5/16	6.447	11.283	38.7	4'-9"	4'-8"	4'-7"	6'-6"	4'-0"	4'-1"	5'-7"
3-1/2 x 3/8	7.737	13.539	46.2	5'-0"	5'-0"	5'-0"	6'-11"	4'-8"	4'-10"	5'-11"
4 x 1/4	6.737	13.474	35.5	4'-11"	4'-10"	4'-9"	6'-11"	4'-2"	4'-3"	5'-11"
4 x 5/16	8.421	16.842	44.1	5'-5"	5'-5"	5'-5"	7'-5"	5'-1"	5'-3"	6'-4"
4 x 3/8	10.105	20.211	52.7	5'-8"	5'-8"	5'-9"	7'-11"	5'-6"	5'-8"	6'-9"
4-1/2 x 1/4	8.526	19.184	39.8	5'-7"	5'-7"	5'-8"	7'-9"	5'-1"	5'-4"	6'-8"
4-1/2 x 5/16	10.658	23.980	49.4	6'-0"	6'-0"	6'-1"	8'-4"	5'-10"	6'-0"	7'-2"
4-1/2 x 3/8	12.789	28.776	59.1	6'-5"	6'-5"	6'-5"	8'-11"	6'-2"	6'-4"	7'-7"
5 x 1/4	10.526	26.316	44.1	6'-3"	6'-3"	6'-3"	8'-8"	6'-0"	6'-2"	7'-5"
5 x 3/8	15.789	39.474	65.5	7'-1"	7'-1"	7'-2"	9'-11"	6'-11"	7'-1"	8'-6"
5 x 1/2	21.053	52.632	87.0	7'-10"	7'-10"	7'-11"	10'-11"	7'-7"	7'-9"	9'-4"
6 x 1/4	15.158	45.474	52.7	7'-5"	7'-5"	7'-6"	10'-4"	7'-3"	7'-5"	8'-11"
6 x 3/8	22.737	68.211	78.4	8'-6"	8'-6"	8'-7"	11'-10"	8'-3"	8'-6"	10'-2"
6 x 1/2	30.316	90.947	104.2	9'-4"	9'-4"	9'-5"	13'-1"	9'-1"	9'-4"	11'-2"
7 x 1/4	20.632	72.211	61.2	8'-8"	8'-8"	8'-9"	12'-1"	8'-5"	8'-8"	10'-4"
7 x 3/8	30.947	108.316	91.3	9'-11"	9'-11"	10'-0"	13'-10"	9'-8"	9'-11"	11'-10"
7 x 1/2	41.263	144.421	121.4	10'-10"	10'-11"	11'-0"	15'-3"	10'-7"	10'-11"	13'-1"

ANEXO C
PEÇAS DESENHADAS

Neste anexo encontram-se alguns desenhos relacionados com a ponte e com a proposta, nomeadamente:

Desenho nº1 – Planta topográfica do acesso do lado do Porto à escala 1/1000;

Desenho nº2 – Traçado em planta – directriz do nó de ligação à escala 1/1000;

Desenho nºs 3 e 4 – Traçado em planta – directriz do nó de ligação à escala 1/500;

Desenho nºs 5 e 6 – Traçado em planta – localização proposta dos pilares à escala 1/500;

Desenho nº7 – Perfil longitudinal do nó de ligação na encosta do lado do Porto à escala 1/1000;

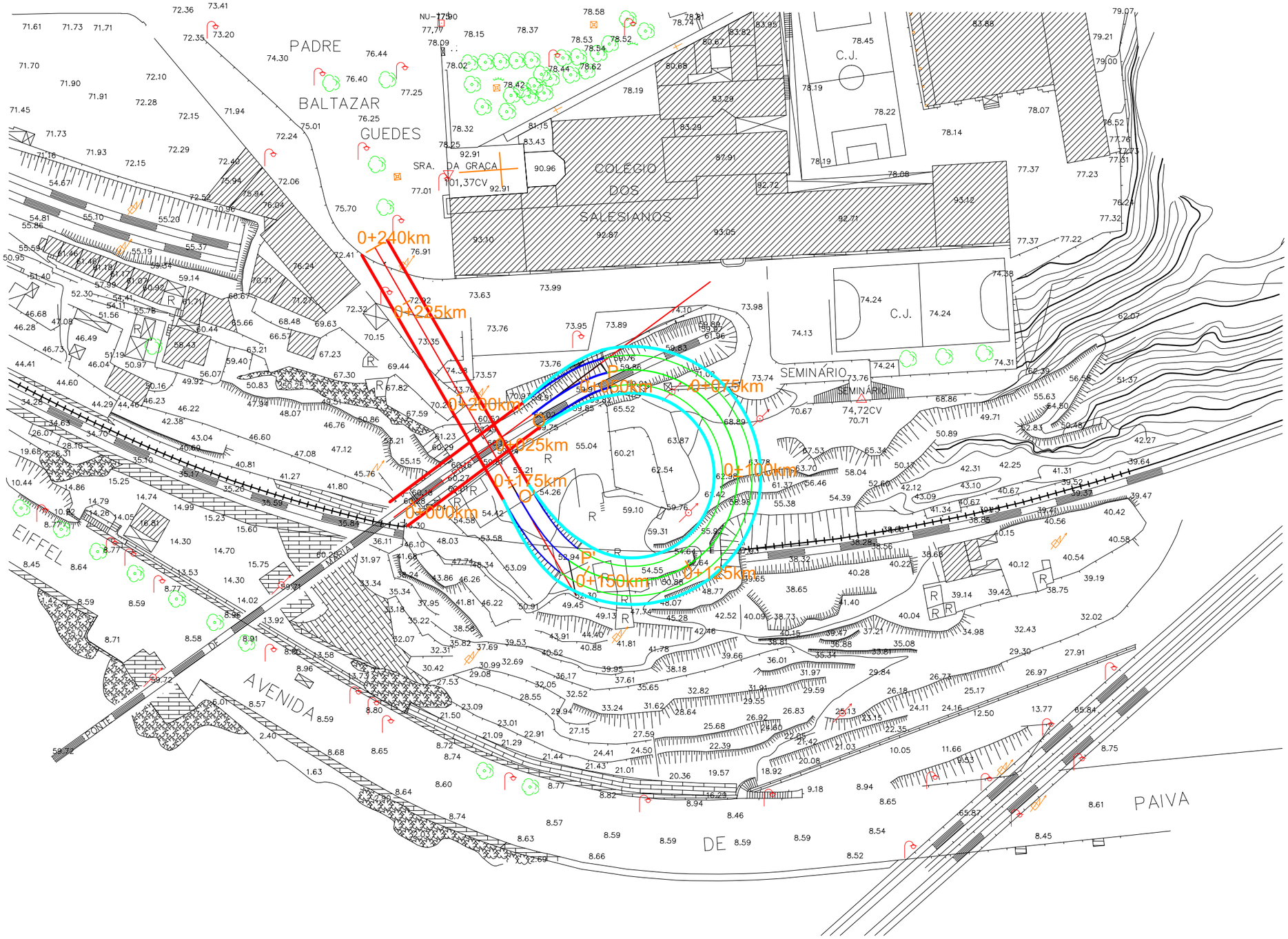
Desenho nº8 – Perfil longitudinal do nó de ligação na encosta do lado do Porto à escala 1/1000 e localização dos pilares;

Desenho nºs 9 e 10 – Alçado longitudinal do tabuleiro da ponte após intervenção à escala 1/50;

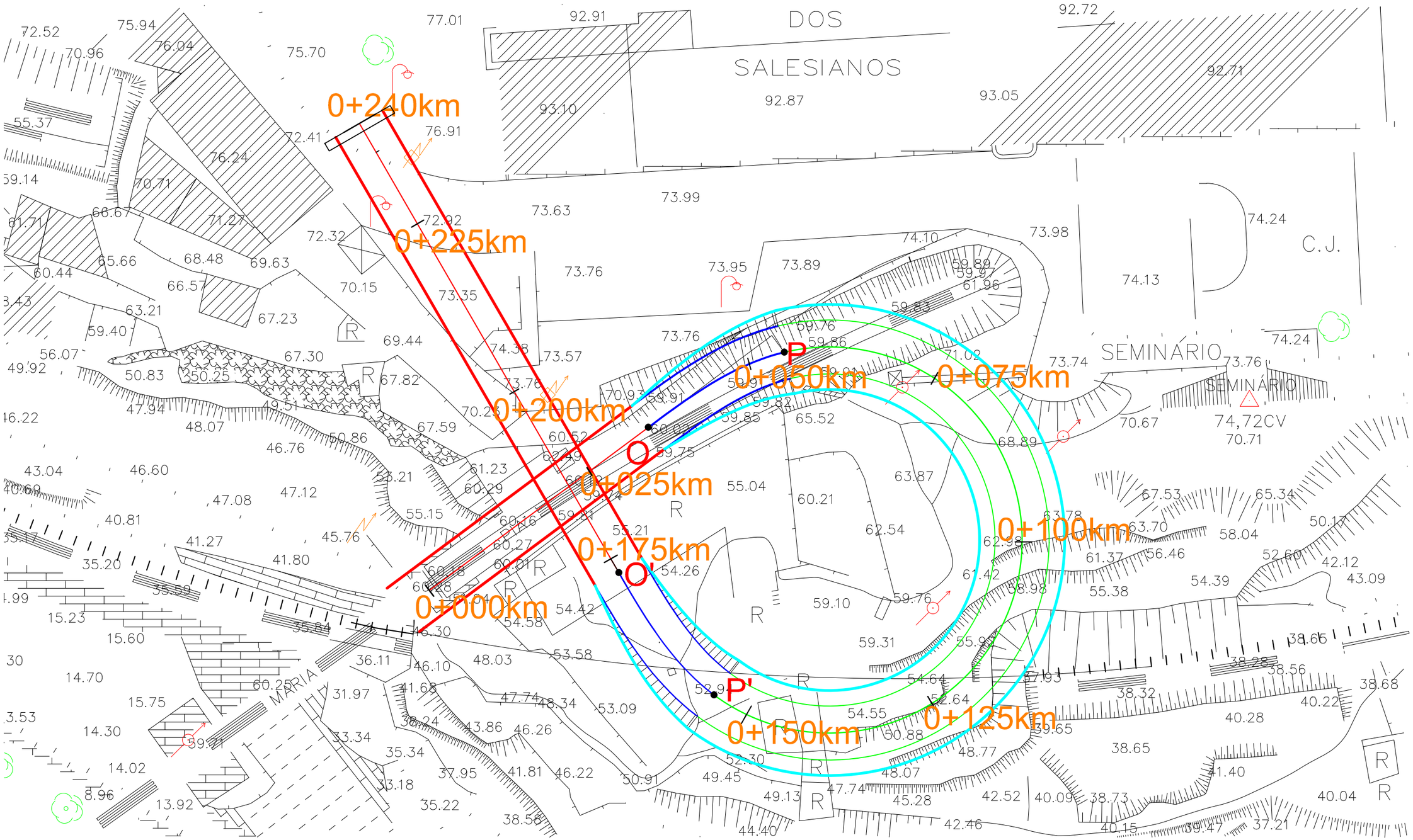
Desenho nºs 11 e 12 – Secção transversal do tabuleiro da ponte após intervenção à escala 1/50;

Desenho nº13 – Alçado e planta da ponte Maria Pia à escala 1/1000.

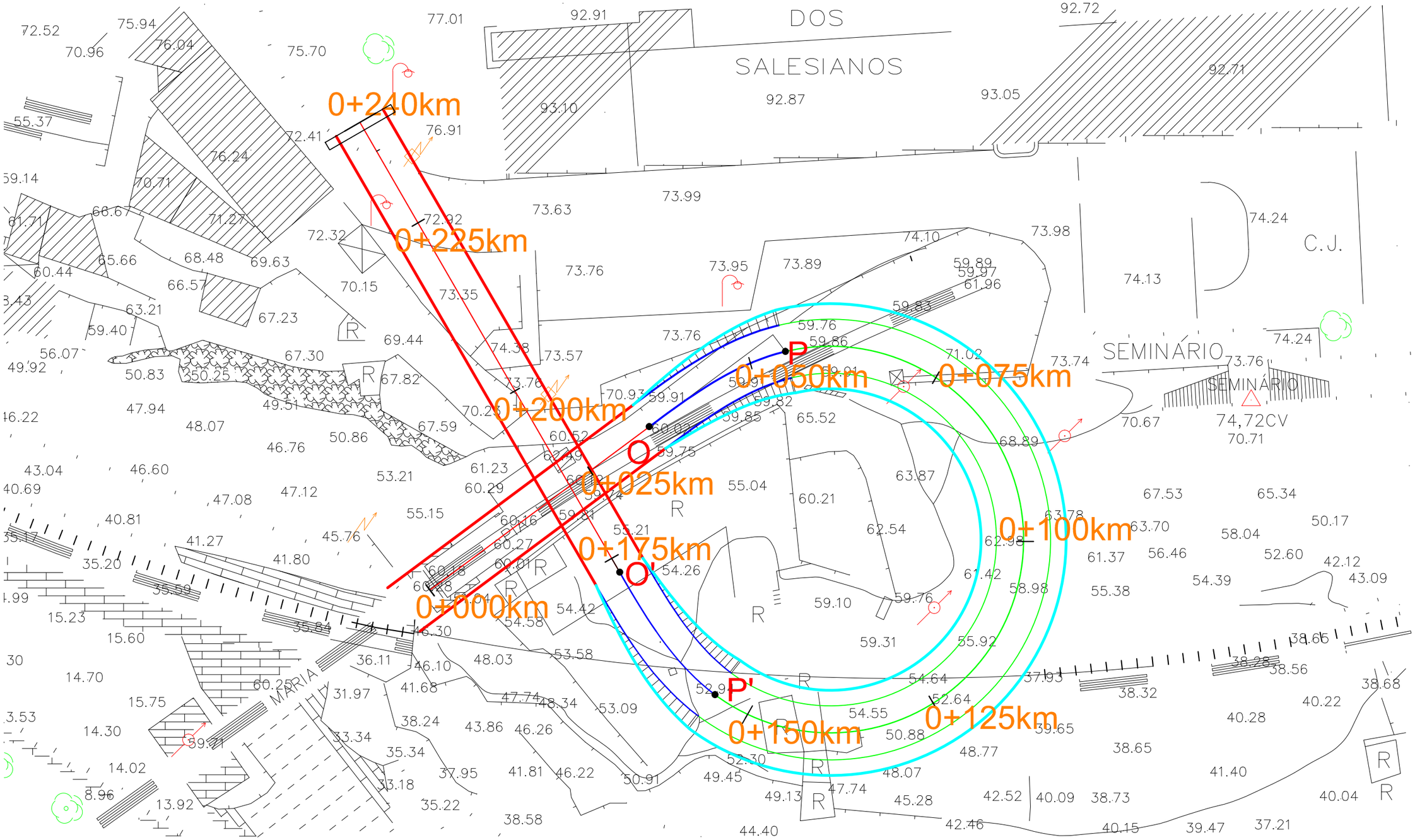
FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
NOME: Henrique Cunha Marinheiro	
Projecto de um Loop - Planta topográfica - Porto	Data: Julho de 2015
ESCALA: 1:1000 — Desenho n°1	0 10m 20m 40m



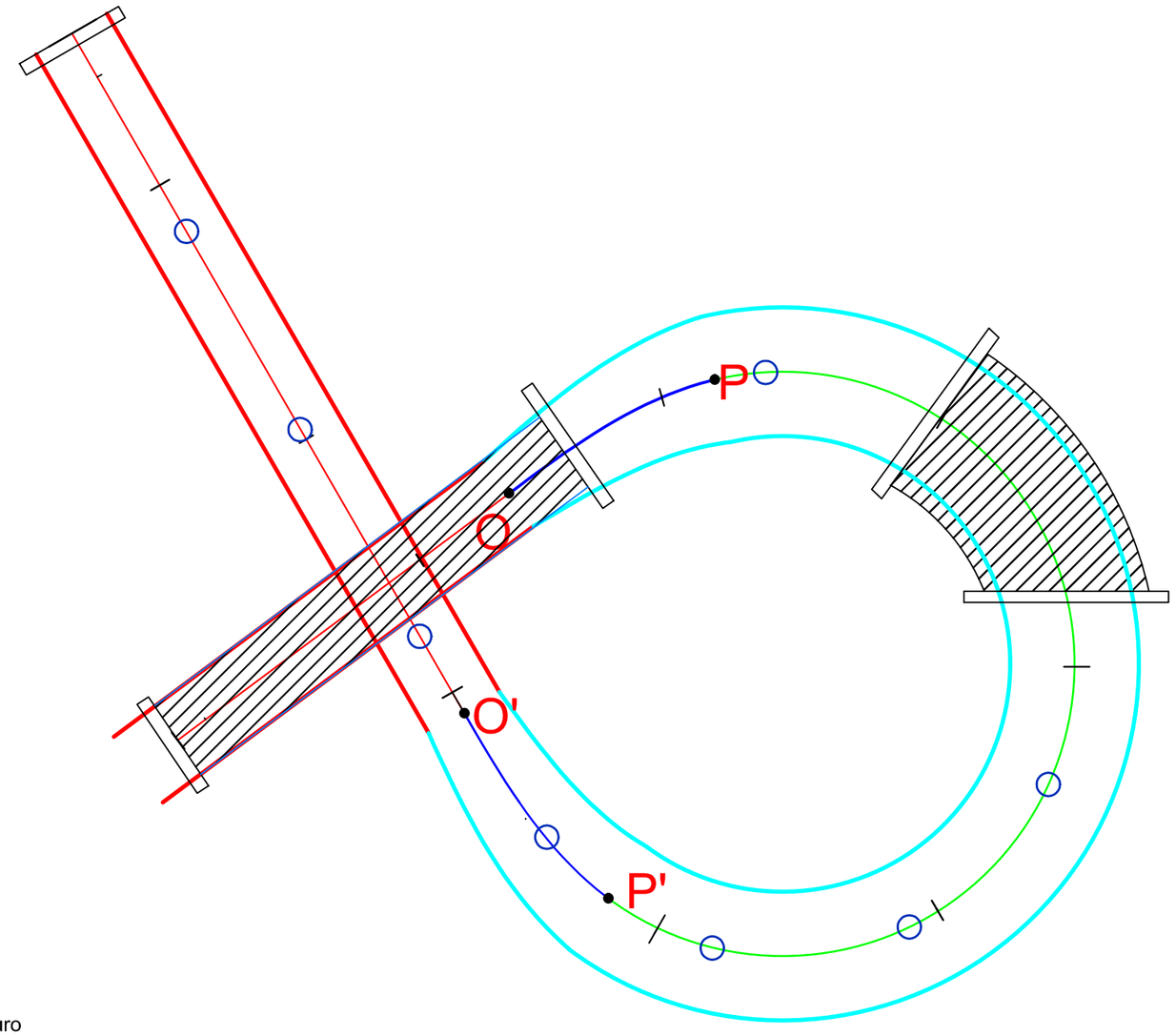
FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
NOME: Henrique Cunha Marinheiro		
Projecto de um Loop - Traçado em Planta - directriz		Data: Julho de 2015
ESCALA: 1:1000	Desenho n°2	0 10m 20m 40m



FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
NOME: Henrique Cunha Marinheiro		
Projecto de um Loop - Traçado em Planta		Data: Julho de 2015
ESCALA: 1:500	Desenho n°3	0 10m 20m 40m



FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
NOME: Henrique Cunha Marinheiro		
Projecto de um Loop - Traçado em Planta		Data: Julho de 2015
ESCALA: 1:500	Desenho n°4	0 10m 20m 40m

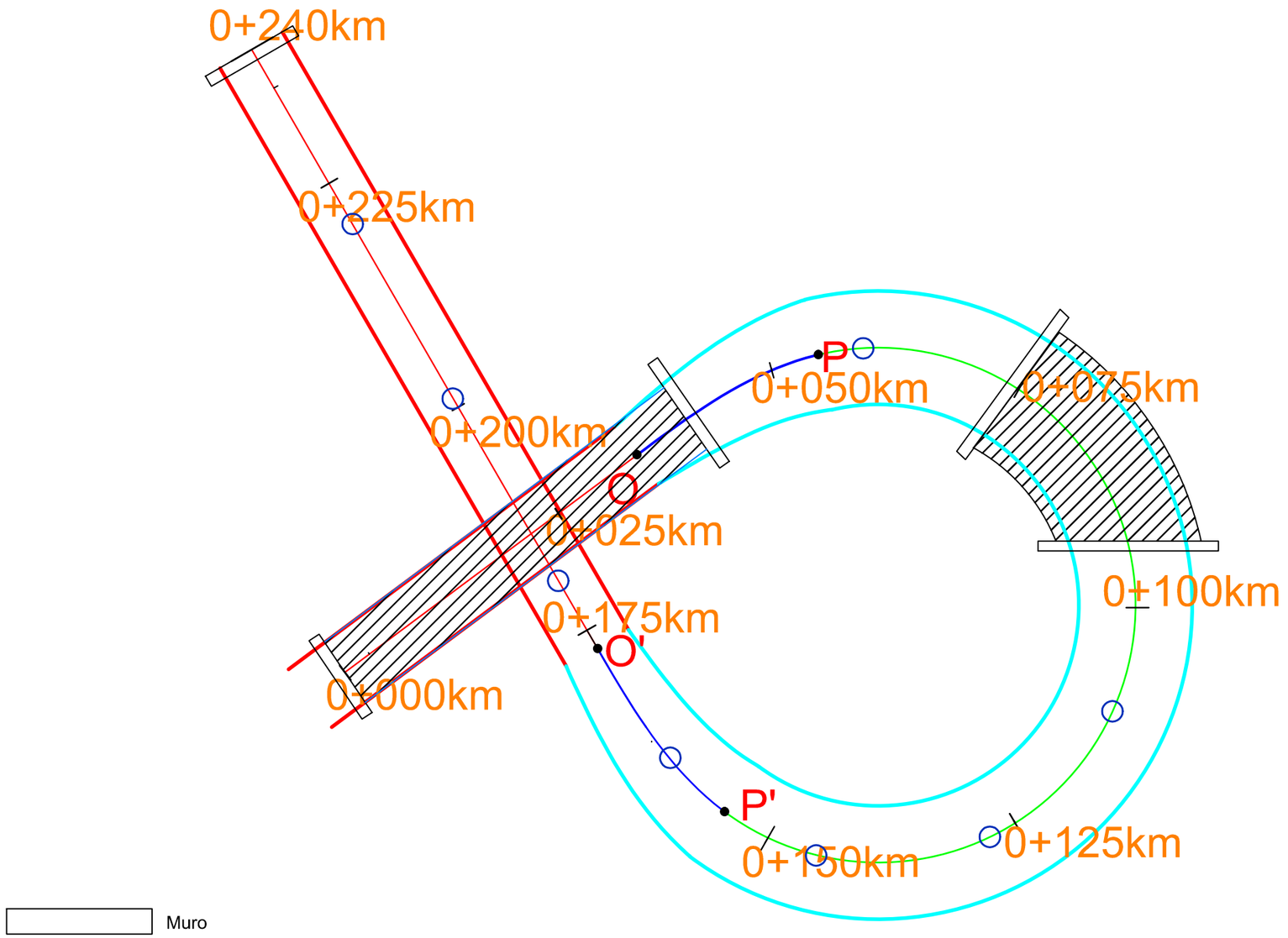


Muro

Pilares

Zona apoiada no terreno

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
NOME: Henrique Cunha Marinheiro	
Projecto de um Loop - Traçado em Planta - localização dos pilares	Data: Julho de 2015
ESCALA: 1:500 — Desenho n°5	0 10m 20m 40m

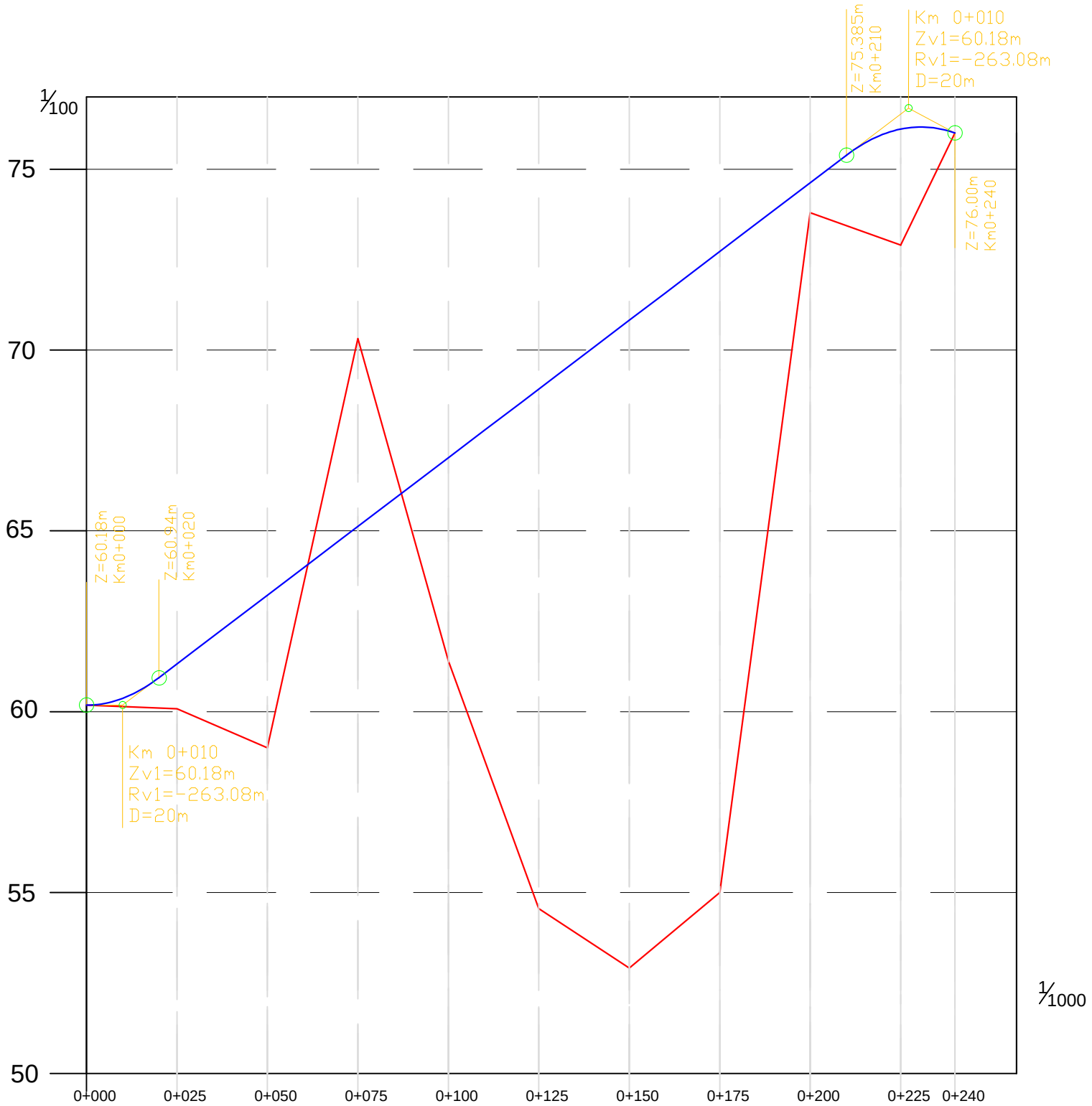


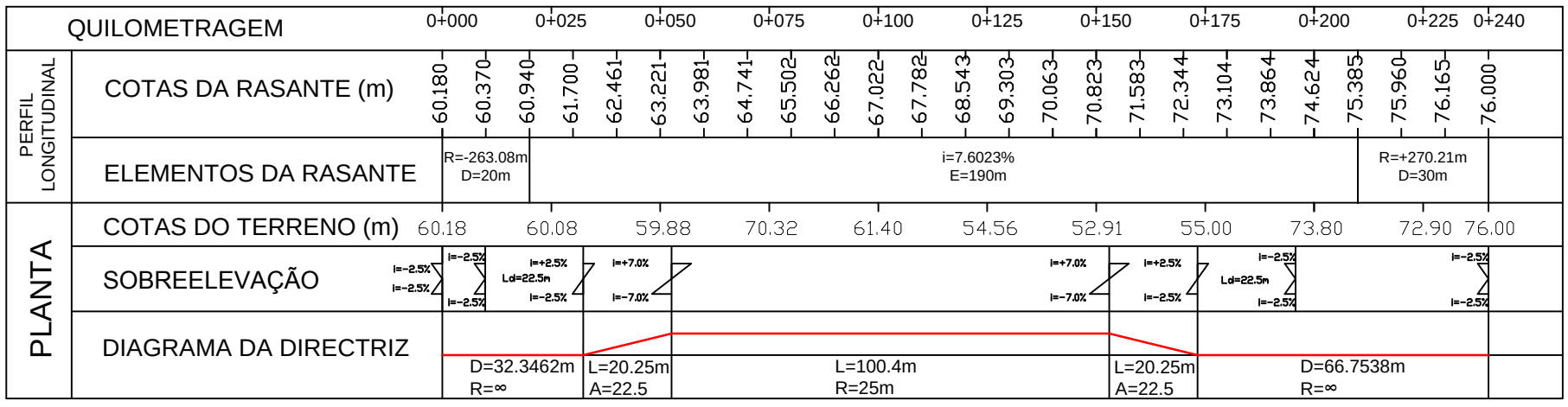
Muro

Pilares

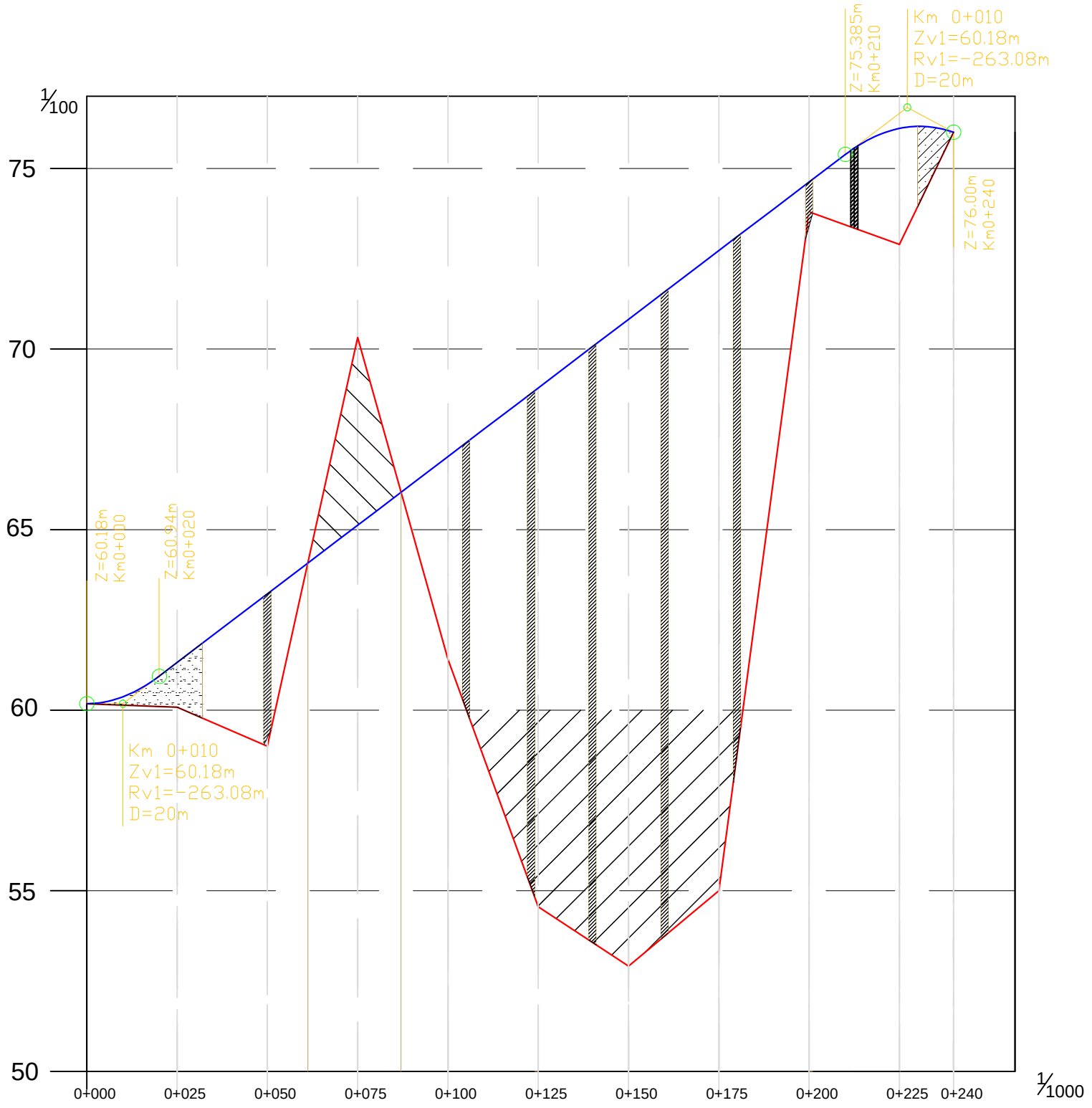
Zona apoiada no terreno

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
NOME: Henrique Cunha Marinheiro		
Projecto de um Loop - Traçado em Planta - localização dos pilares		Data: Julho de 2015
ESCALA: 1:500	Desenho n°6	0 10m 20m 40m





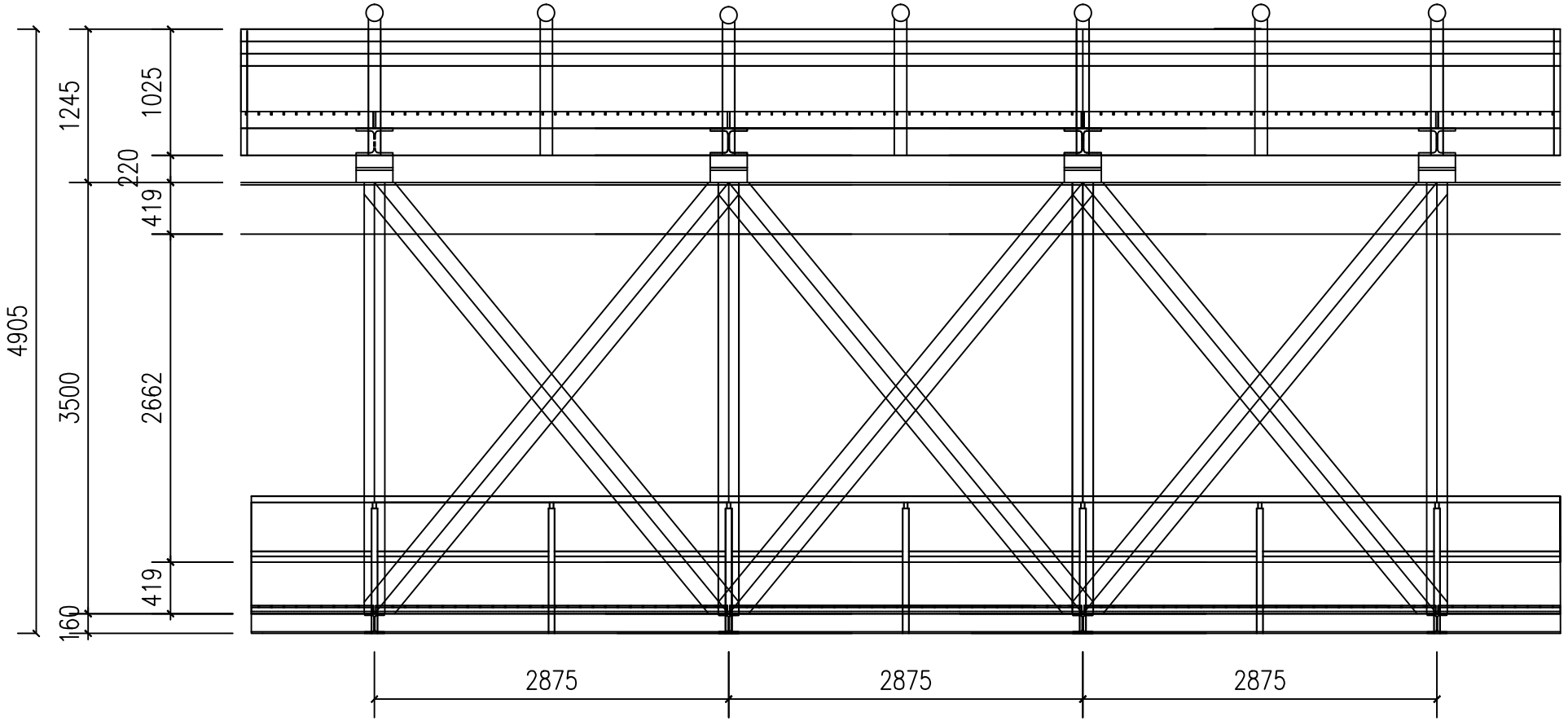
FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
NOME: Henrique Cunha Marinheiro	
Projecto de um Loop - Perfil Longitudinal	Data: Julho de 2015
ESCALAS: 1:100 (V) ; 1:1000 (H) — Desenho n°7	0 20m 40m 80m



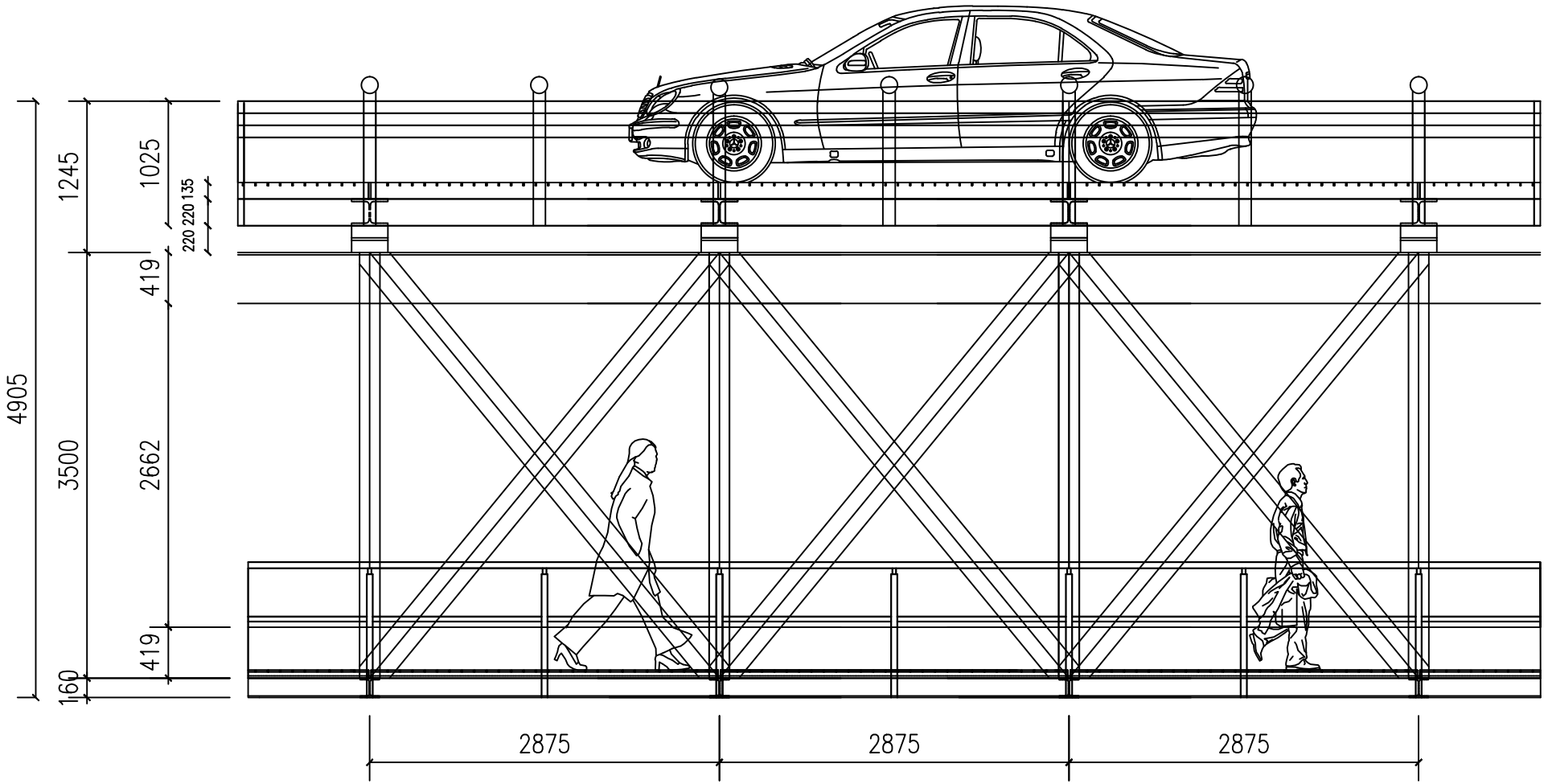
Pilares | Escavação | Aterro | Zona apoiada - encontro da ponte | Zona apoiada- largo Padre Baltasar

QUILOMETRAGEM		0+000	0+025	0+050	0+075	0+100	0+125	0+150	0+175	0+200	0+225	0+240												
PERFIL LONGITUDINAL	COTAS DA RASANTE (m)	60.180	60.370	60.940	61.700	62.461	63.221	63.981	64.741	65.502	66.262	67.022	67.782	68.543	69.303	70.063	70.823	71.583	72.344	73.104	73.864	74.624	75.385	75.960	76.165	76.000
	ELEMENTOS DA RASANTE	R=-263.08m D=20m					i=7.6023% E=190m																R=+270.21m D=30m			
PLANTA	COTAS DO TERRENO (m)	60.18		60.08		59.88		70.32		61.40		54.56		52.91		55.00		73.80		72.90		76.00				
	SOBREELEVAÇÃO	i=-2.5% i=-2.5%		i=-2.5% i=-2.5%		i=+2.5% Ld=22.5m i=-2.5%		i=+7.0% i=-7.0%						i=+7.0% i=-7.0%		i=+2.5% i=-2.5%		i=-2.5% Ld=22.5m i=-2.5%						i=-2.5% i=-2.5%		
	DIAGRAMA DA DIRECTRIZ	D=32.3462m R=∞				L=20.25m A=22.5		L=100.4m R=25m						L=20.25m A=22.5				D=66.7538m R=∞								

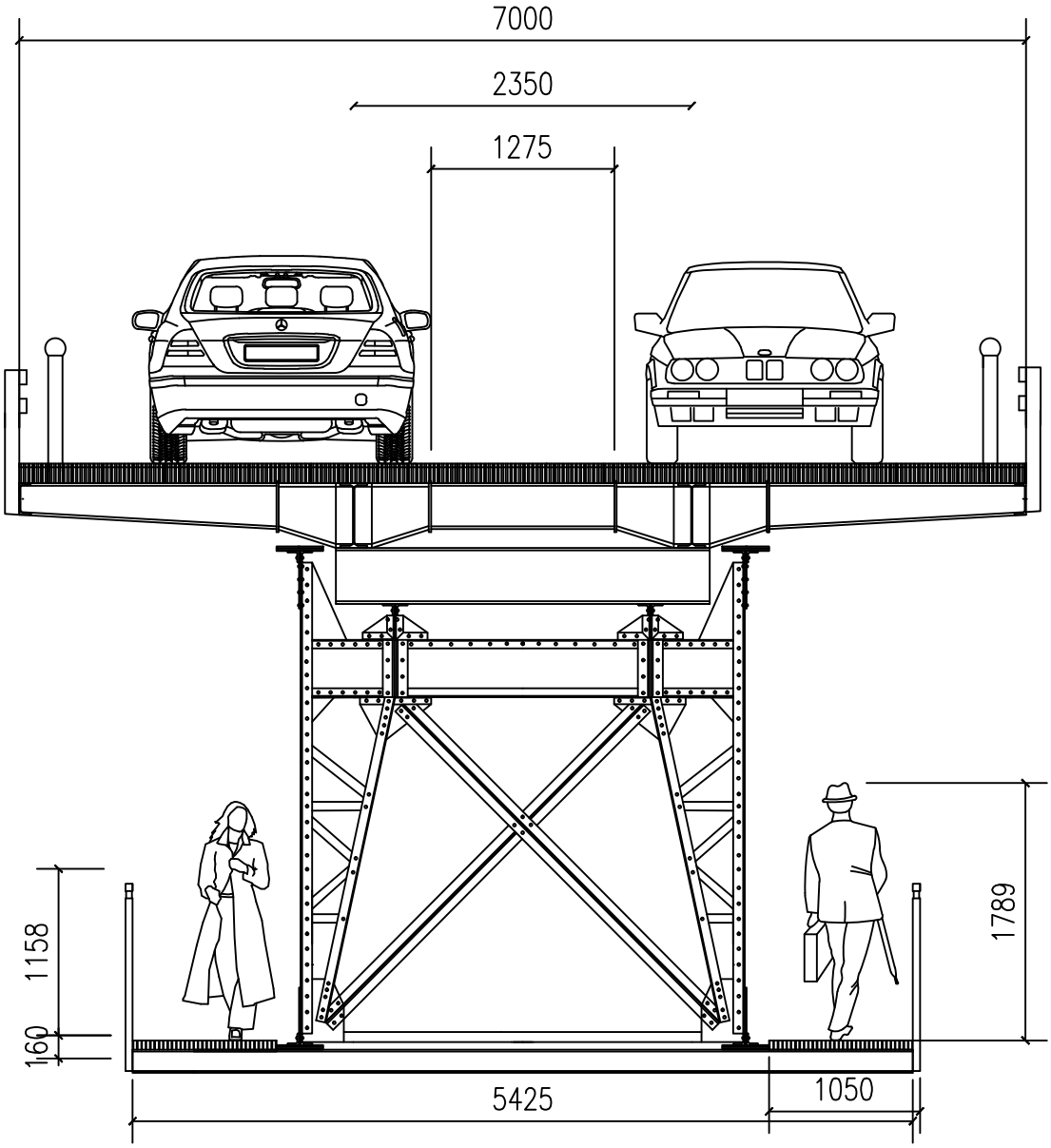
FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
NOME: Henrique Cunha Marinheiro	
Projecto de um Loop - Perfil Longitudinal e localização dos pilares	Data: Julho de 2015
ESCALAS: 1:100 (V) ; 1:1000 (H) — Desenho n°8	0 20m 40m 80m



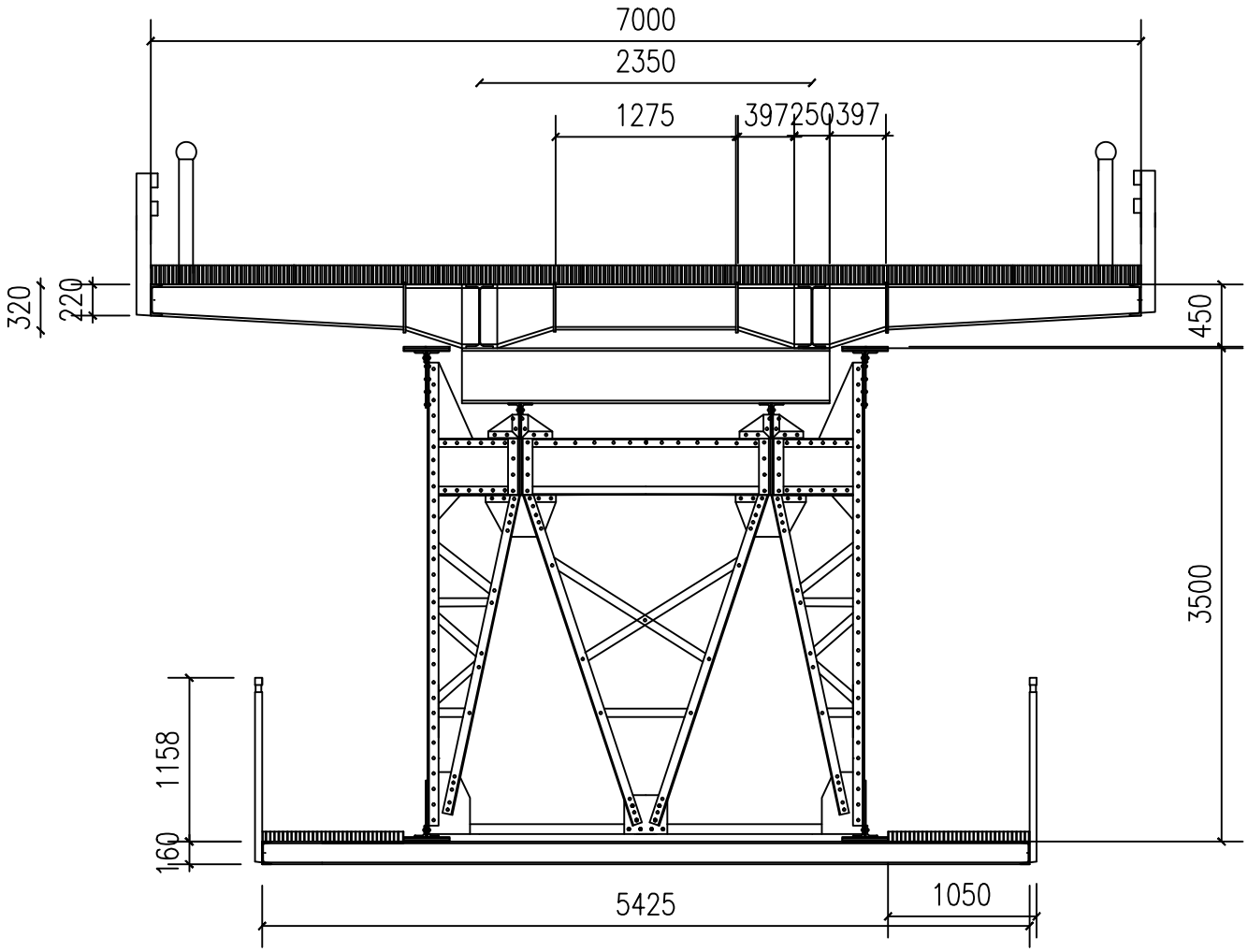
FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	Data: Julho de 2015
NOME: Henrique Cunha Marinheiro	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Alçado Longitudinal do Tabuleiro da Ponte após intervenção	0 0,5m 1m 2m
ESCALAS: 1:50 / Desenho n°9	



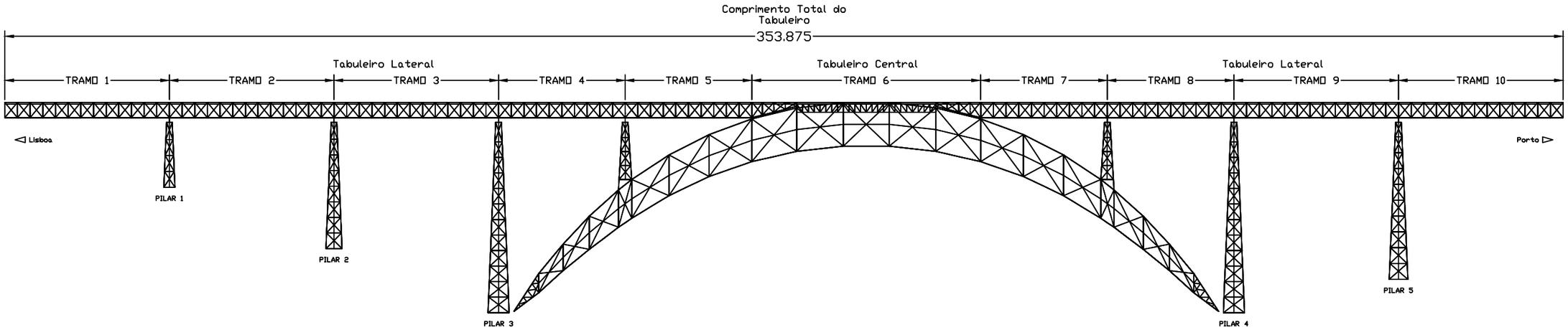
FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	Data: Julho de 2015
NOME: Henrique Cunha Marinheiro	U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Alçado Longitudinal do Tabuleiro da Ponte após intervenção	0 0,5m 1m 2m
ESCALAS: 1:50 / Desenho n°10	



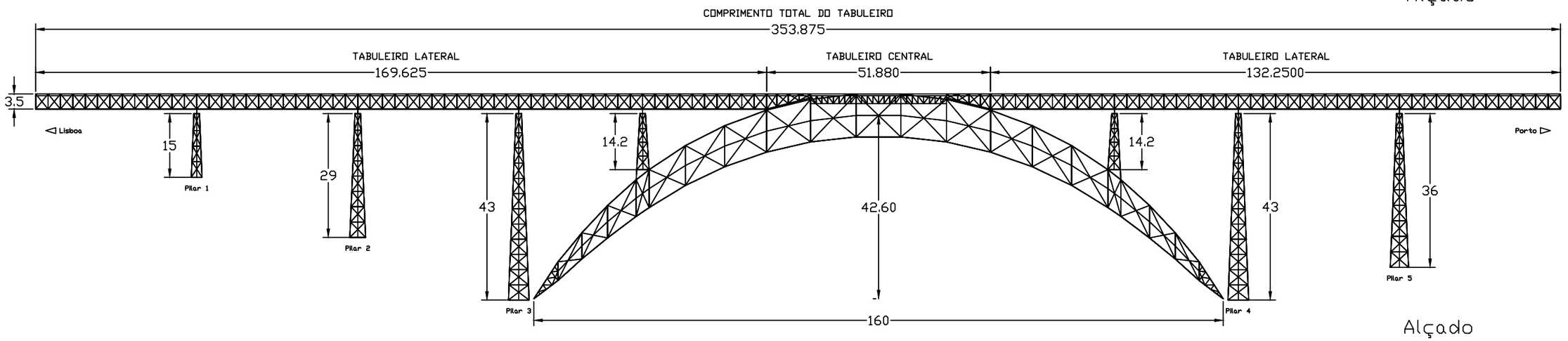
FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto		Data: Julho de 2015
NOME: Henrique Cunha Marinheiro		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Secção transversal do Tabuleiro da Ponte após intervenção		0 0,5m 1m 2m
ESCALA: 1:50	Desenho n°11	



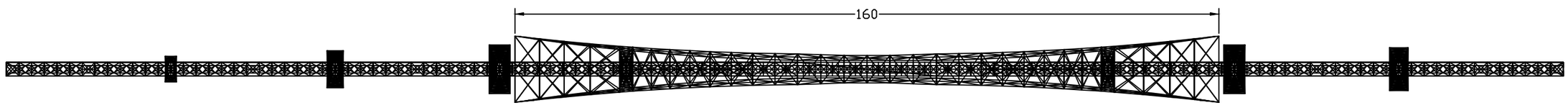
FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto		Data: Julho de 2015
NOME: Henrique Cunha Marinheiro		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
Secção transversal do Tabuleiro da Ponte após intervenção		0 0,5m 1m 2m
ESCALA: 1:50	Desenho n°12	



Alçado



Alçado



Planta

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto		U.PORTO FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO
NOME: Henrique Cunha Marinheiro		
Alçado e Planta da Ponte Maria Pia		Data: Julho de 2015
ESCALA: 1:1000	Desenho n°13	0 10m 20m 40m

ANEXO D
ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

O custo global estimado para esta proposta é de 6.500.000€, devendo este valor ser interpretado unicamente como indicador da ordem de grandeza do custo da empreitada.

Item/Trabalho	U.S	Quantidade	Custo Unitário	Custo Parcial
Tabuleiro metálico instalado na ponte				
Estrutura metálica do tabuleiro				
IPE 450	kg	56.208,60	4,00 €	224.834,40 €
Carlinga (HEB 320/HEB450)	kg	129.919,96	4,00 €	519.679,84 €
HEA 400	kg	43.939,20	4,00 €	175.756,80 €
L 100X100X10	kg	14.067,90	4,00 €	56.271,60 €
UPN 220	kg	21.271,32	4,00 €	85.085,28 €
HEB 140	kg	28.661,10	4,00 €	114.644,40 €
UPN 140	kg	11.973,00	4,00 €	47.892,00 €
Pavimento rodoviário				
Open Grid Deck	m^2	3.186,00	360,00 €	1.146.960,00 €
Grua móvel	h	240	80,00 €	19.200,00€
Guardas				

Item/Trabalho	U.S	Quantidade	Custo Unitário	Custo Parcial
Guarda-corpos em aço	m	708,00	115,00 €	81.420,00 €
Guarda-segurança	kg	10.943,00	2,20 €	24.074,60 €
Elementos de reforço				
Chapas metálicas	kg	43.710,68	3.50 €	152.987,38 €
UNP 120	kg	3.549,77	4,00 €	14.199,08 €
L110X110X12	kg	11.629,44	4,00 €	46.517,76 €
Juntas de dilatação (encontros da ponte)	m	14,00	25,00 €	350,00 €
Pintura, decapagem da ponte e estrutura de andaimes (com base na intervenção de 2009)				2.400.000,00 €
			∑=	5.090.673,14 €
Viaduto				
Movimentação de terras				
Escavação de solo de natureza diversa, com possível recurso a explosivos.	m^3	1750,00	10,00 €	17.500,00 €
Material de aterro	m^3	4.725,00	20,00 €	94.500,00 €
Transporte das terras sobrantes para vazadouro, incluindo possíveis indemnizações por depósito	m^3	350,00	5,00 €	1.750,00 €
Muros de suporte de terras	m^3	800,00	115,00 €	92.000,00 €
Betão branco C30/37 e Aço ordinário – A500NR				
Sapatas (30 kg/m^3 de aço)	m^3	660,00	200,00 €	132.000,00 €
Pilares (120kg/m^3 de aço)	m^3	235,00	400,00 €	94.000,00 €

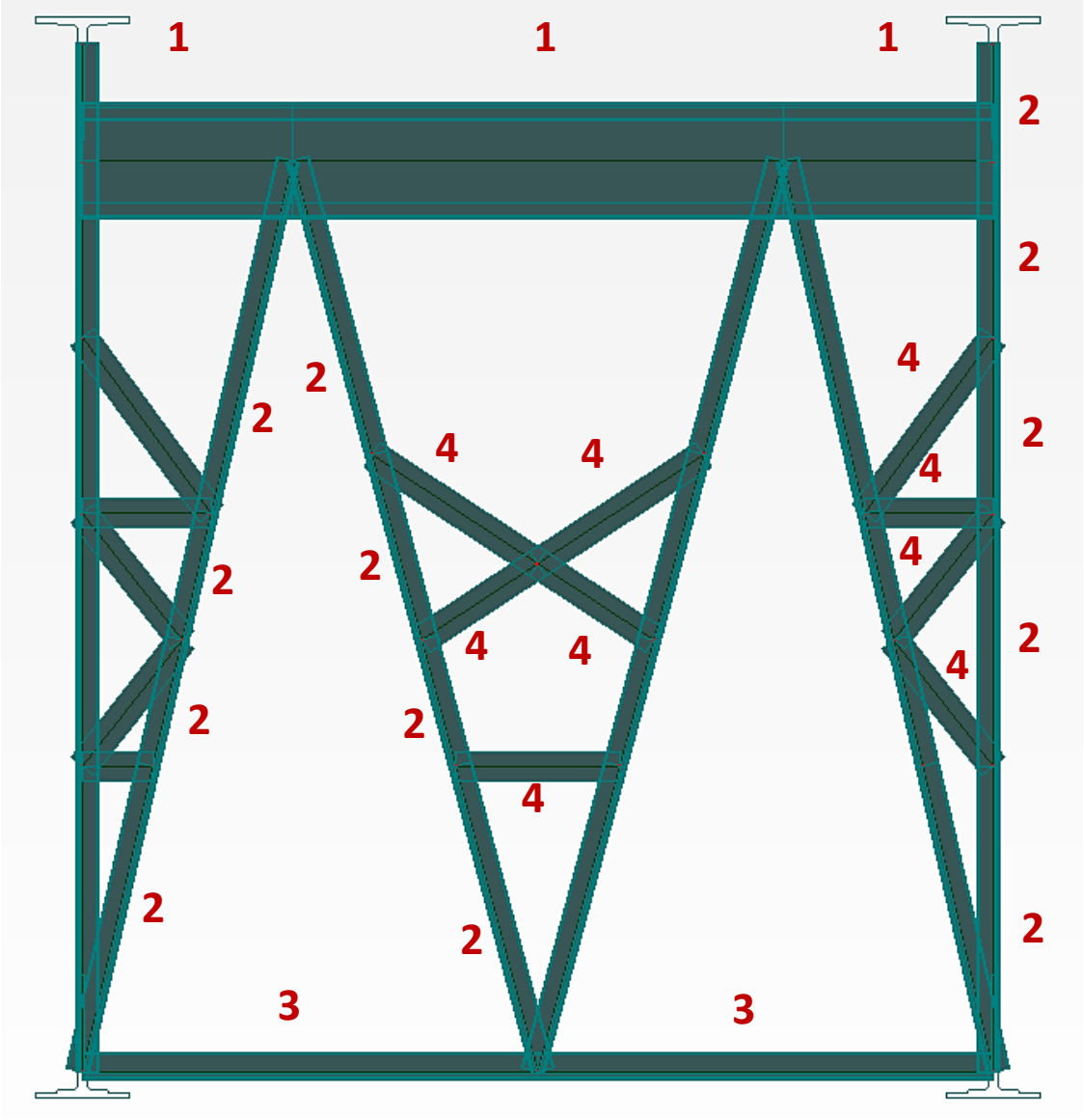
Item/Trabalho	U.S	Quantidade	Custo Unitário	Custo Parcial
Tabuleiro (200kg/m^3 de aço)	m^3	1.550,00	315,00 €	488.250,00 €
Betão branco C25/30 e Aço ordinário – A500NR				
Encontros (30kg/m^3 de aço)	m^3	250,00	160,00 €	40.000,00 €
Aparelhos de Apoio	unid	24	1500,00 €	36.000,00 €
Juntas de dilatação (encontros da ponte)	m	7,00	25,00 €	175,00 €
Pavimento rodoviário				
Betuminoso (6cm de espessura)	m^2	2.100,00	8,50 €	17.850,00 €
Guardas de segurança	kg	21.832,74	2,00 €	43.665,48 €
Vigas de Bordadura	m	250,00	75,00 €	18.759,82 €
Cavaletes metálicos – cimbres metálicos desmontáveis, incluindo montagem e desmontagem	m^3	5250,00	8,00 €	42000,00€
Outros trabalhos (20% do total do viaduto)				224000,00€
			∑=	1.342.450,30 €
TOTAL				6.433.123,44 €
ARREDONDAMENTO				66.876,56 €
ESTIMATIVA ORÇAMENTAL				**6.500.000,00 €**

(seis milhões e quinhentos mil euros)

ANEXO E
MAQUETE

Neste anexo são apresentadas algumas imagens relacionadas com a maquete realizada no âmbito desta dissertação, nomeadamente a geometria considerada para os elementos que compõem o módulo do tabuleiro da ponte e algumas ilustrações da maquete realizada em cartolina, à escala 1/20.

MÓDULO DO TABULEIRO - MAQUETE



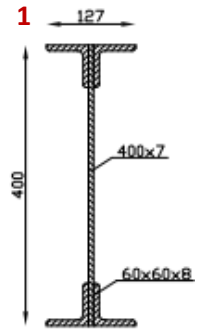
Cort_transv_tab_port1

1 – dccb 40X12,7X0,7 (cm) = deck cross beams **aclb** (planta);

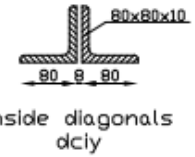
2 – dciy 16,8X8X1 (cm) = inside diagonals **dciy** (planta);

3 – dchd 9,5X9,5X1,1 (cm) = lower crossbars dchd;

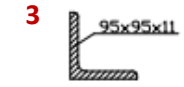
4 – pl 10X0,8X0,01 (cm) = flat bar **fb** (planta);



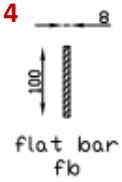
deck cross beams - aclb



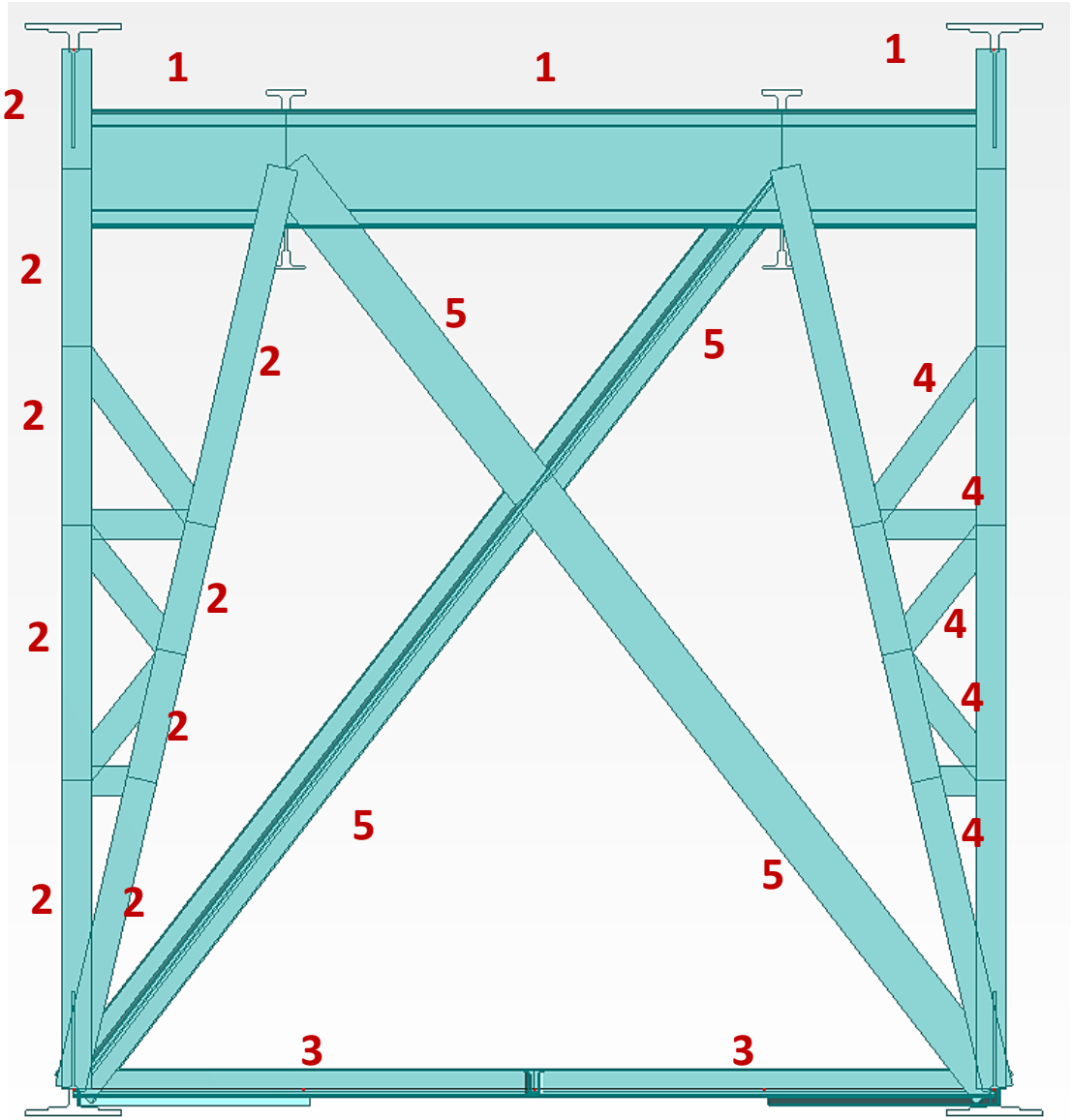
inside diagonals dciy



lower crossbars dchd



flat bar fb



Cort_transv_tab_port2_1

1 – dccb 40X12,7X0,7 (cm) = deck cross beams **aclb** (planta);

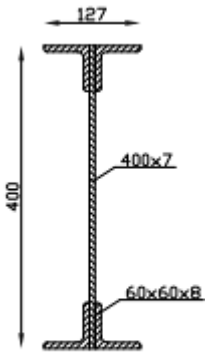
2 – dciy 16,8X8X1 (cm) = inside diagonals **dciy** (planta);

3 – dchd 9,5X9,5X1,1 (cm) = lower crossbars dchd;

4 – pl 10X0,8X0,01 (cm) = flat bar **fb** (planta);

5 – dcix 16X8X1 (cm) = inside diagonals dcix

1



deck cross beams – aclb

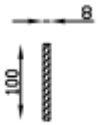
2

inside diagonals dciy

3

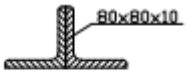
lower crossbars dchd

4

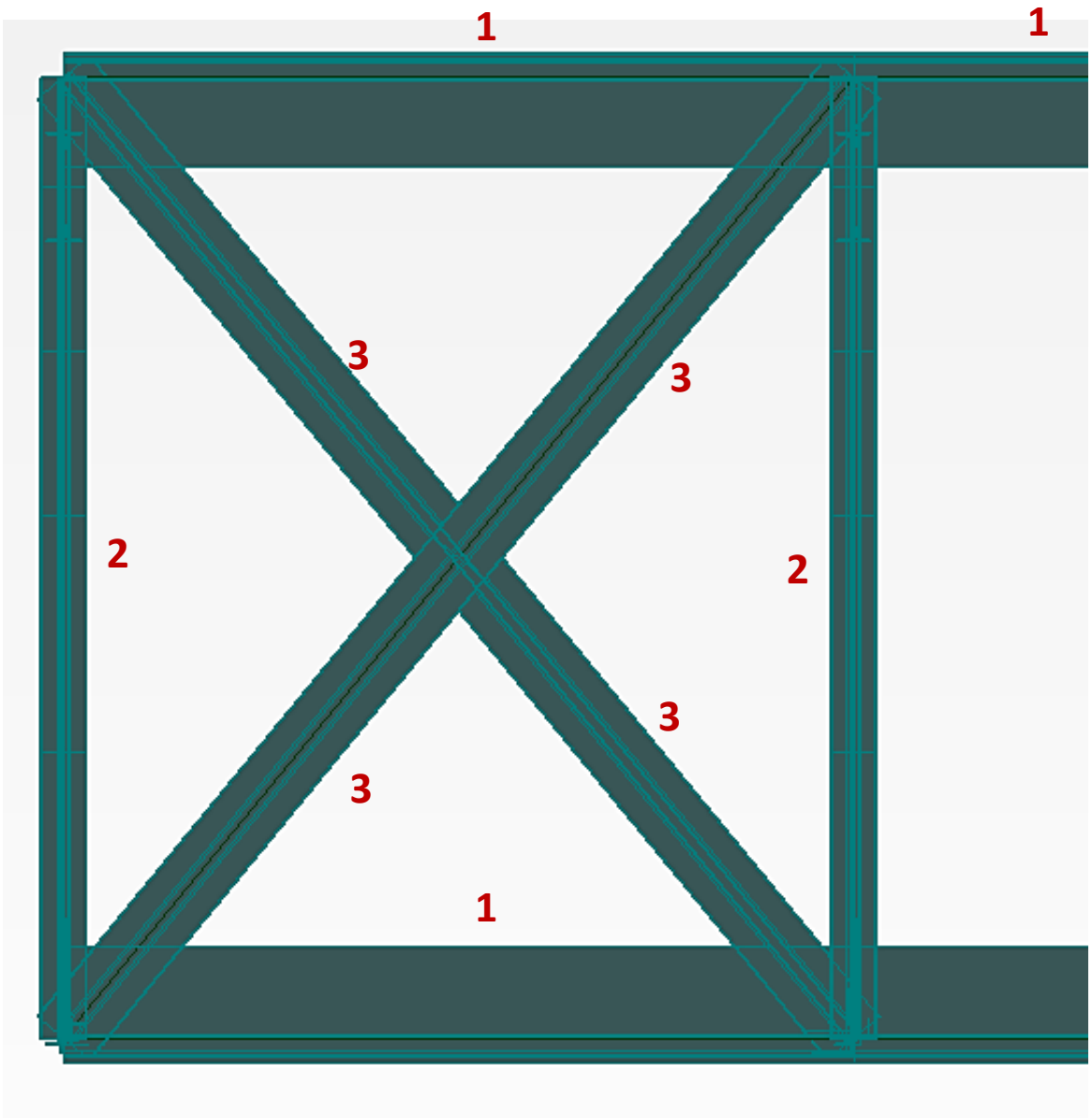


flat bar fb

5



inside diagonals dcix



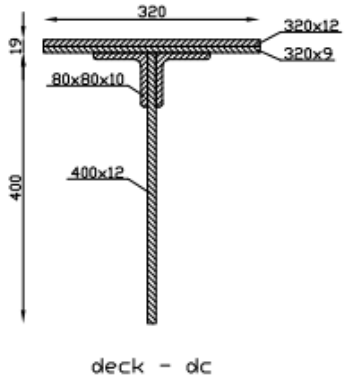
Cort_alcado_tab_port

1 – dc 41,9X32X1,9 (cm) = deck **dc** (planta); **L=2,875m**

2 – dciy 16,8X8X1 (cm) = inside diagonals **dciy** (planta);

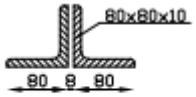
3 – dcsp 25X12,5X1,2(cm) = deck side diagonals **dcsp** (planta);

1



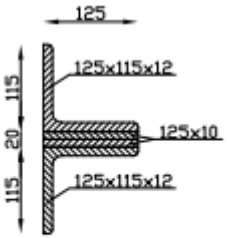
deck - dc

2

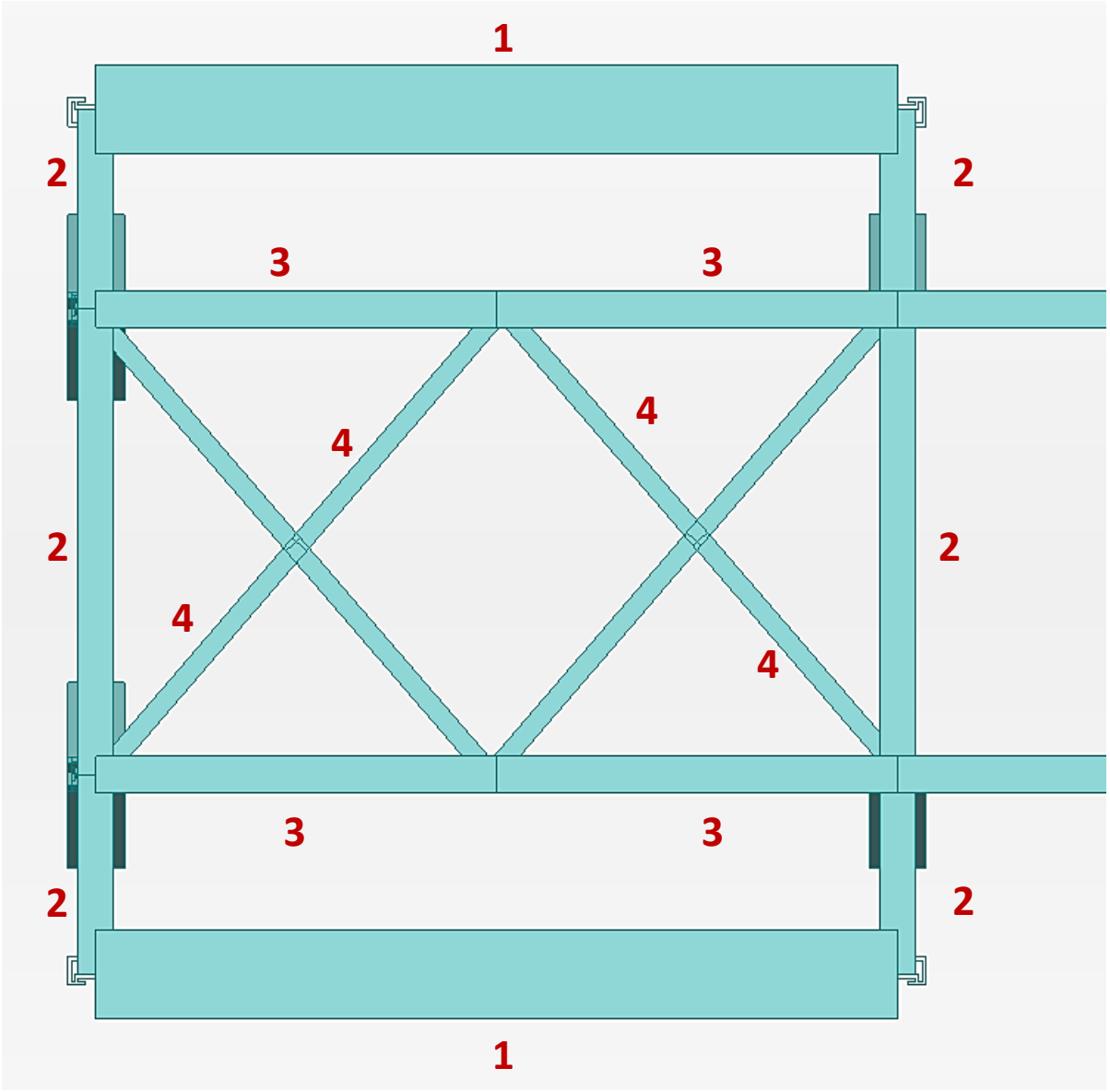


inside diagonals dciy

3



deck side diagonals - dcsp



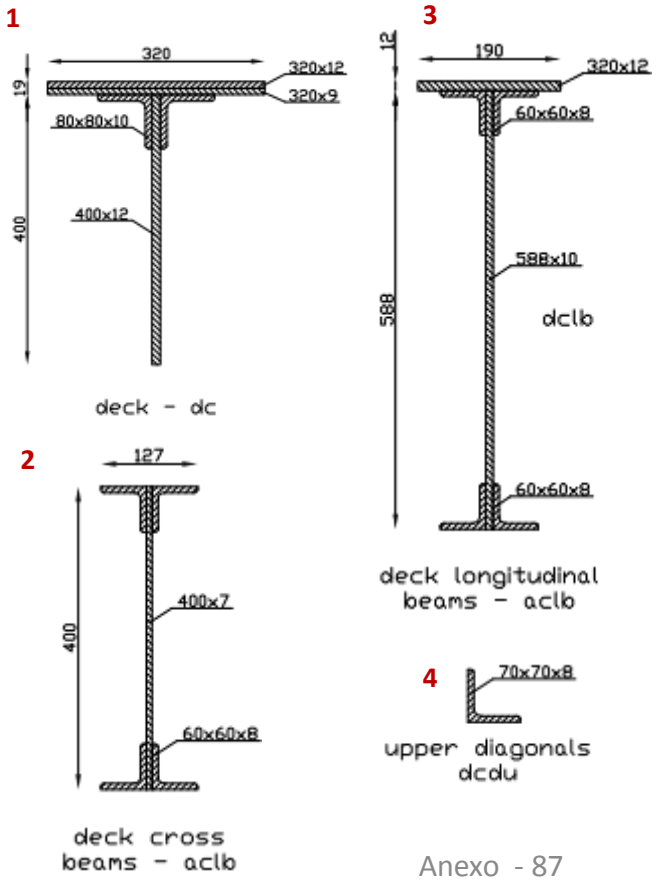
Planta_topo_tab_port1_1

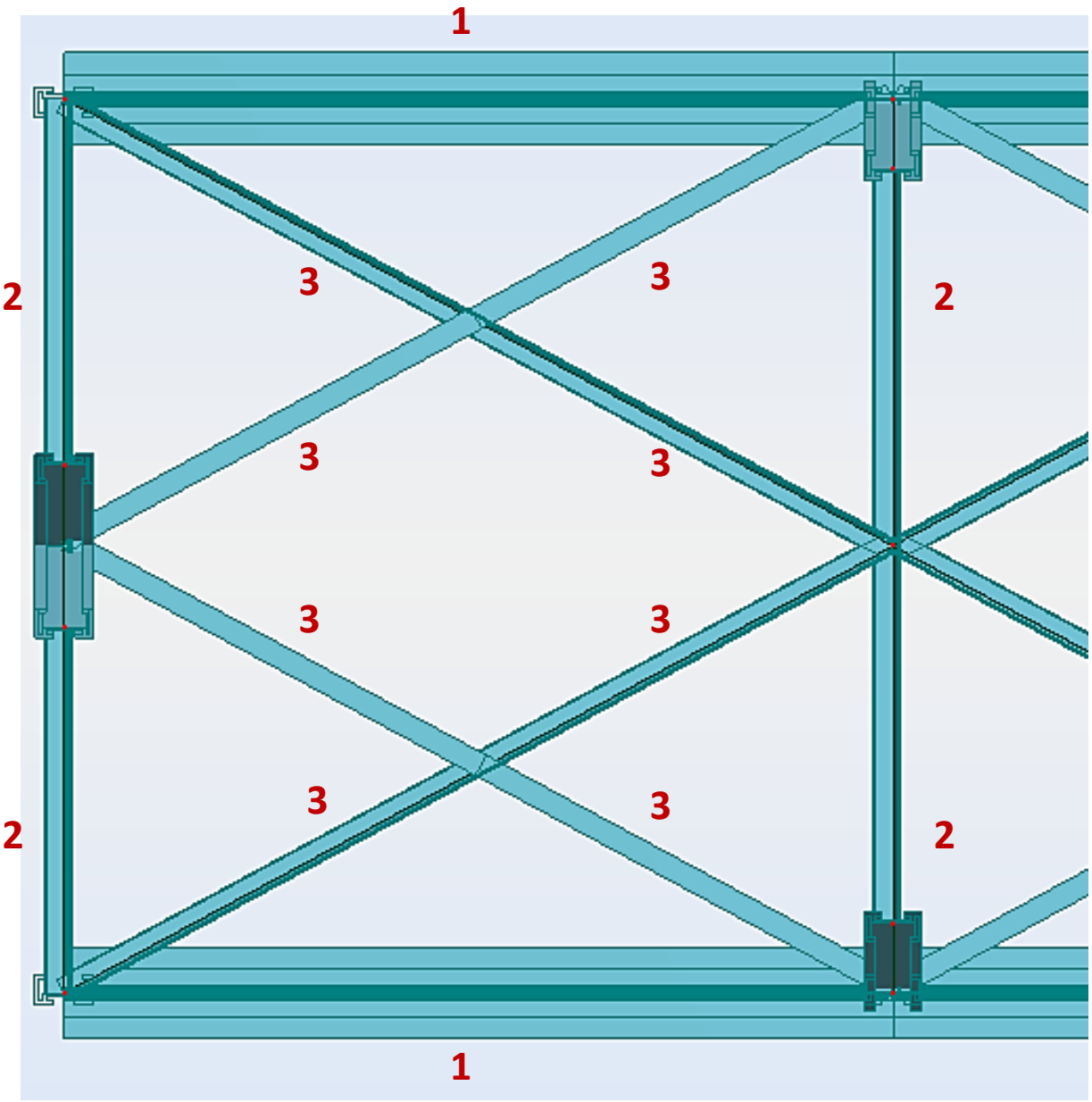
1 – dc 41,9X32X1,9 (cm) = deck **dc** (planta);

2 – dccb 40X12,7X0,7 (cm) = deck cross beams **aclb** (planta);

3 – dclb 60X13X1(cm) = deck longitudinal beam **dclb** (planta);

4 – dcdu 7X7X0,8(cm) = upper diagonals **dcdu** (planta);





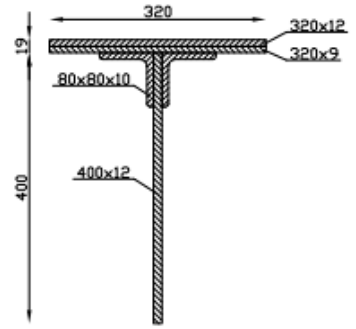
Planta_base_tab_port1_1

1 – dc 41,9X32X1,9 (cm) = deck **dc** (planta);

2 – dchd 9,5X9,5X1,1 (cm) = lower cross bars **dchd** (planta);

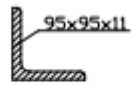
3 – dcdd 8X8X1 (cm) = lower diagonals **dcdd** (planta);

1



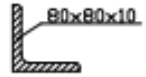
deck - dc

2

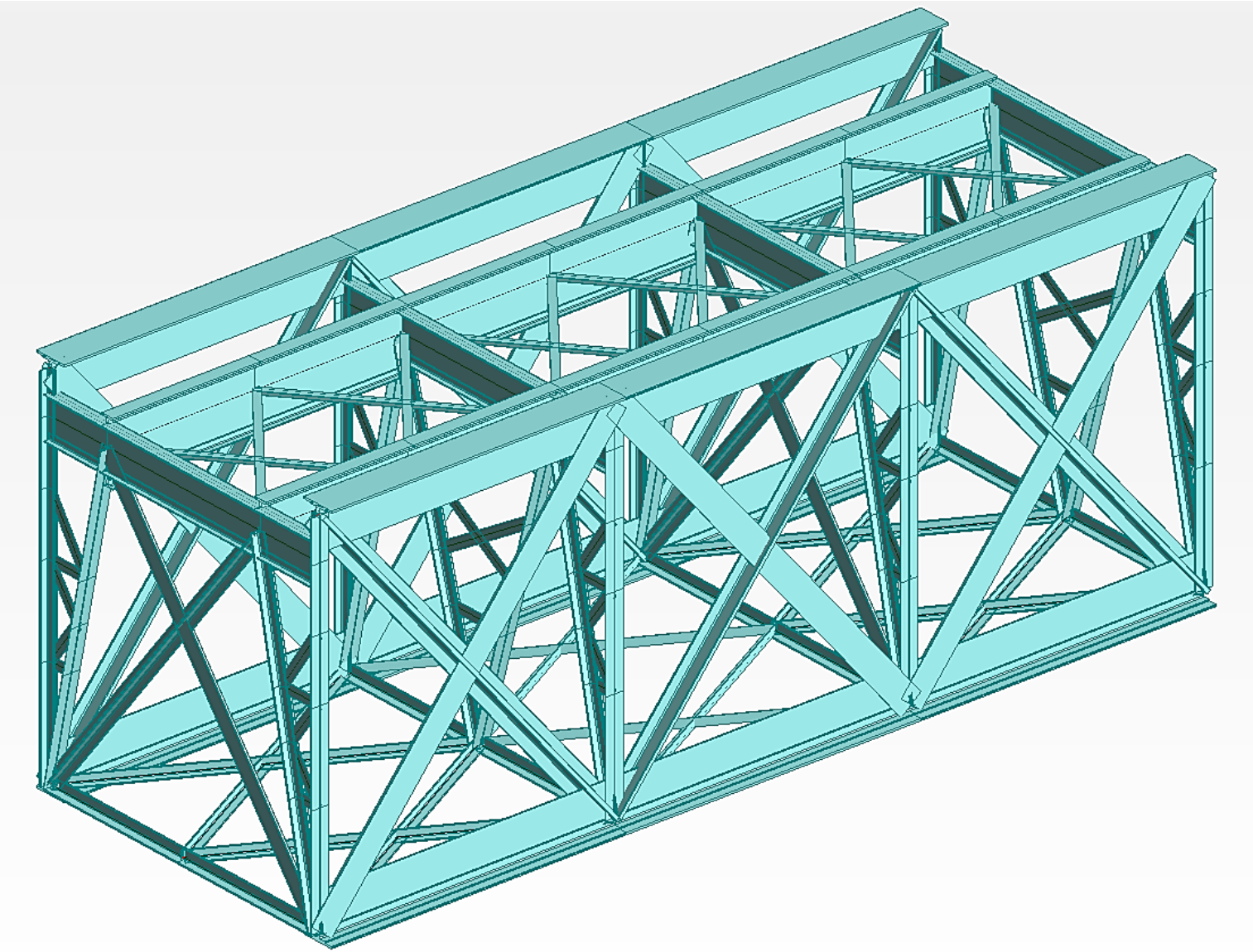


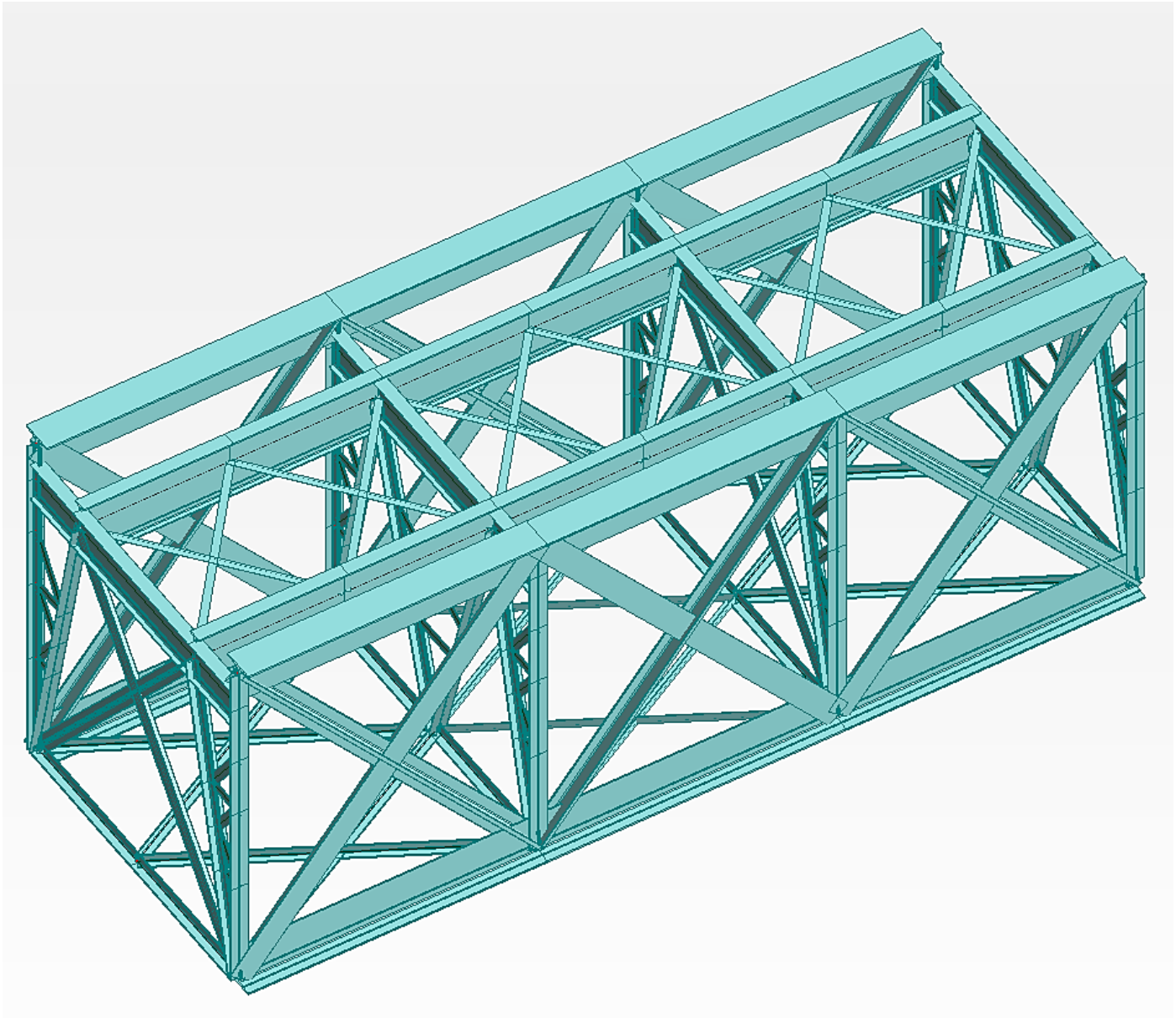
lower crossbars
dchd

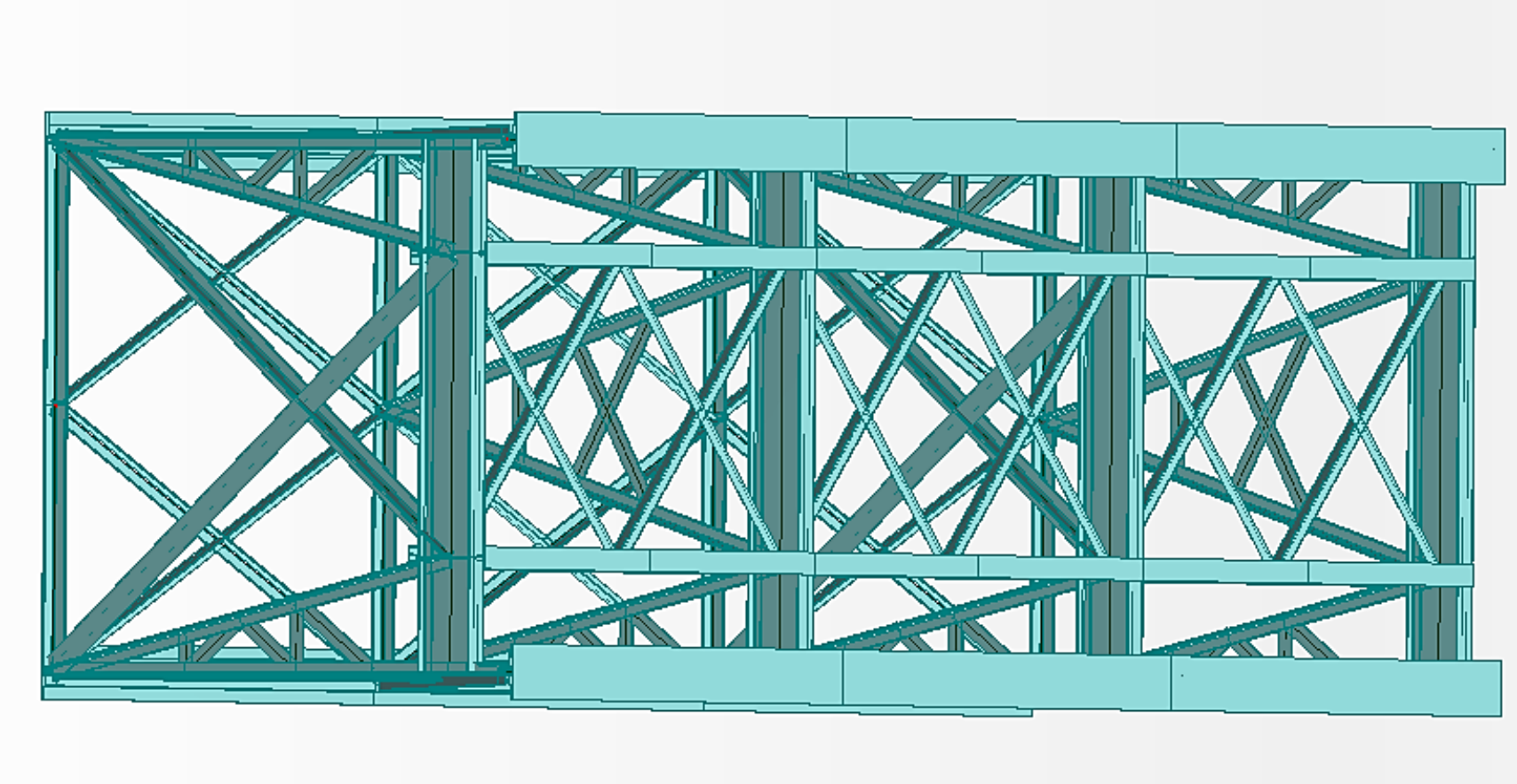
3

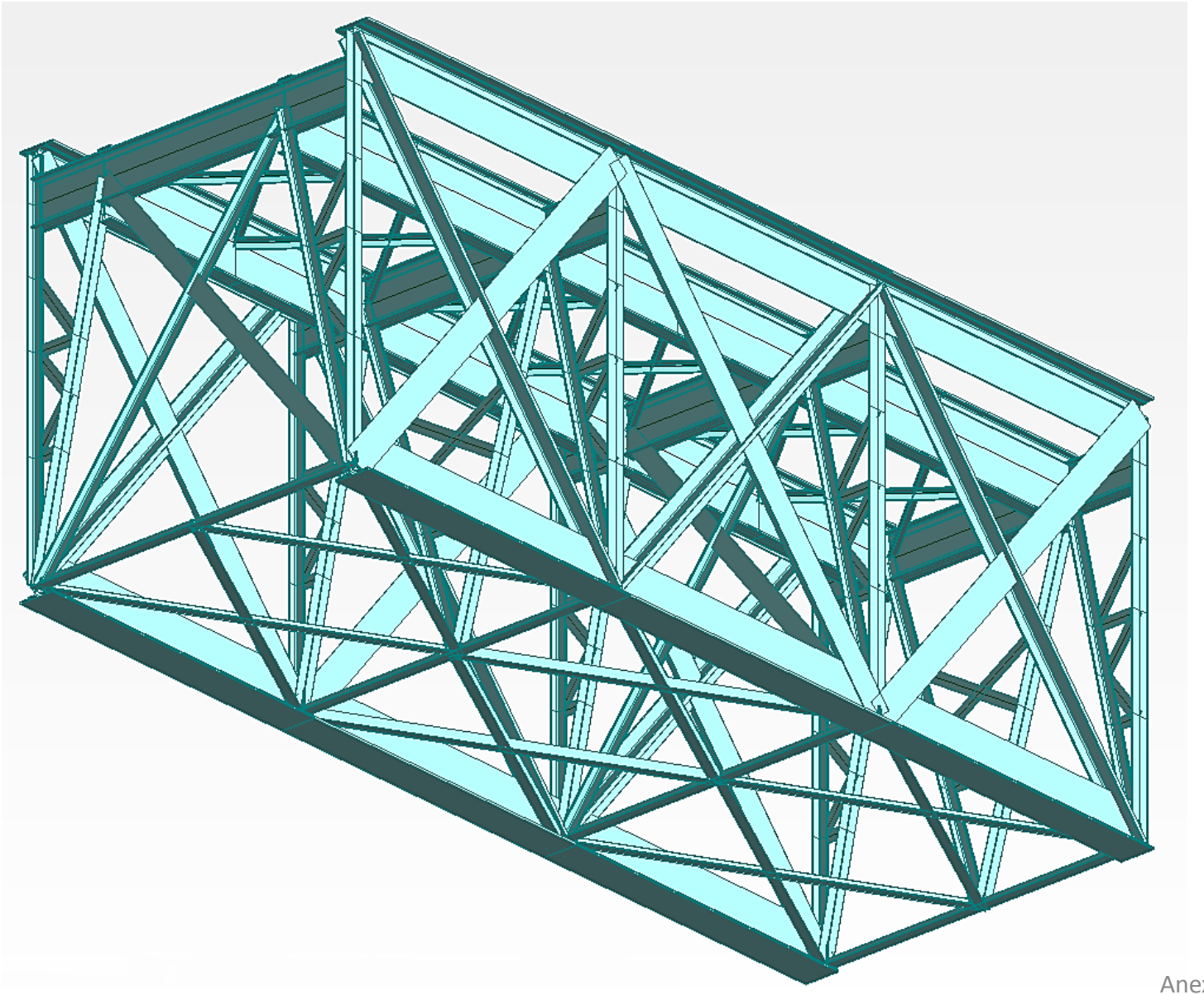
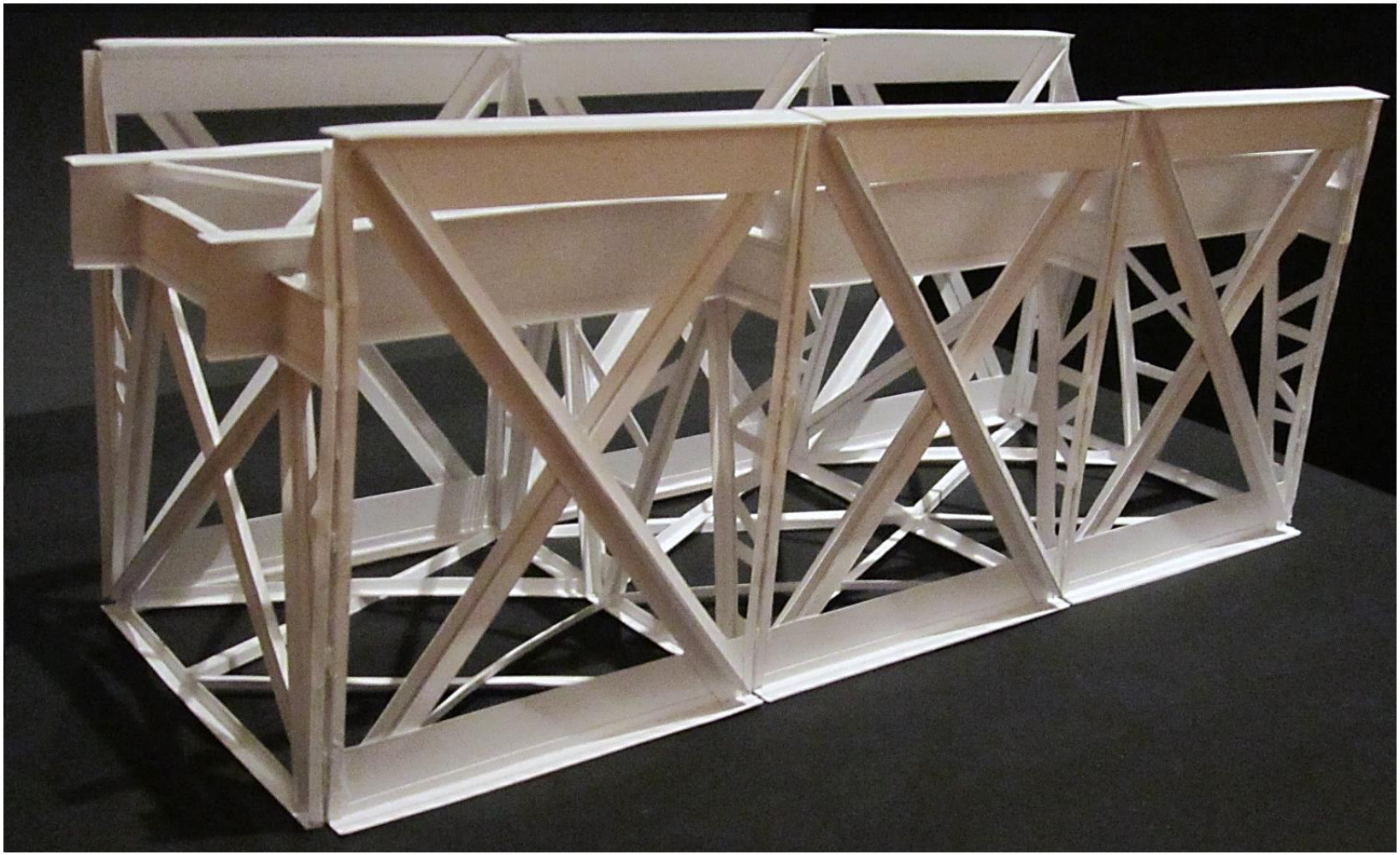
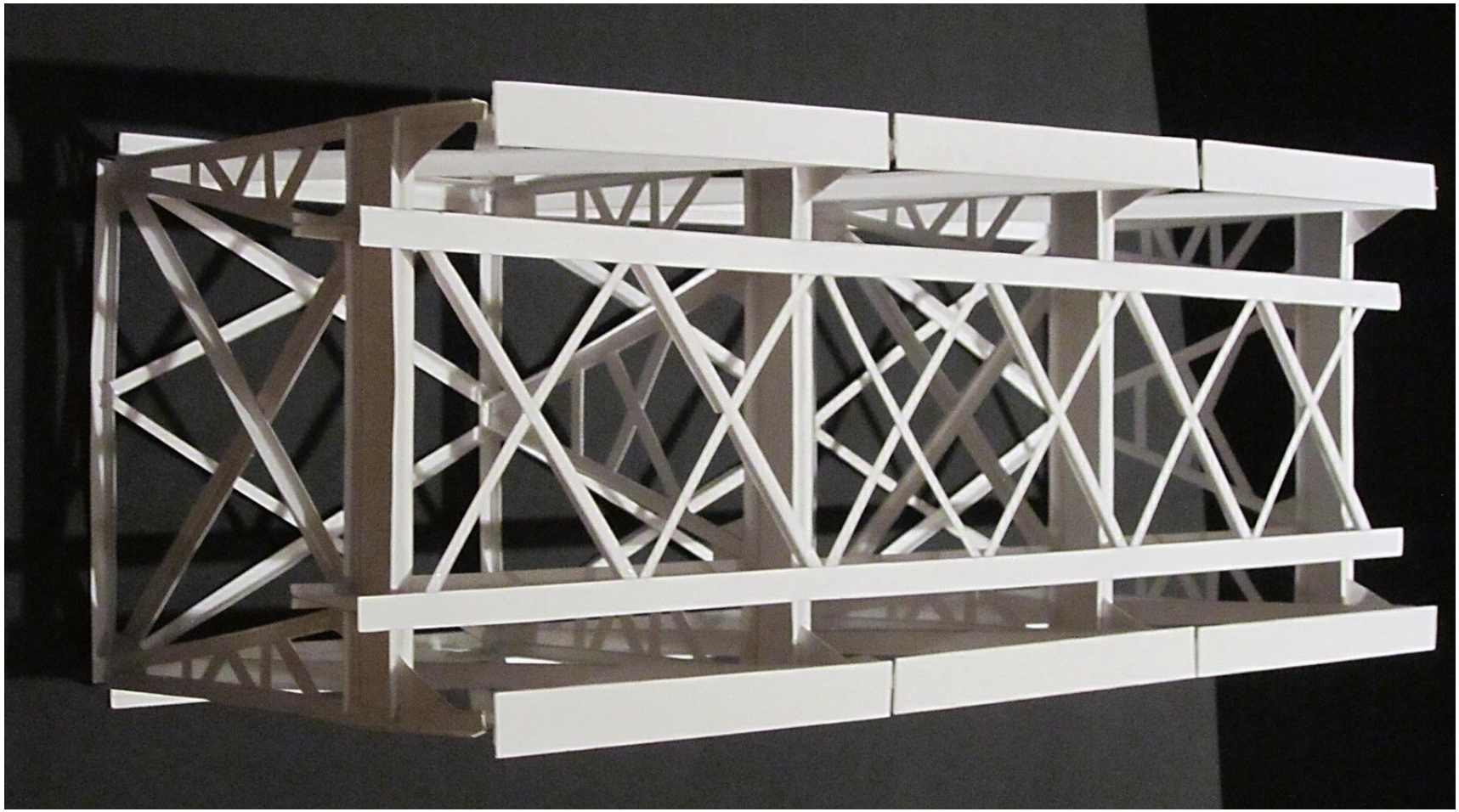
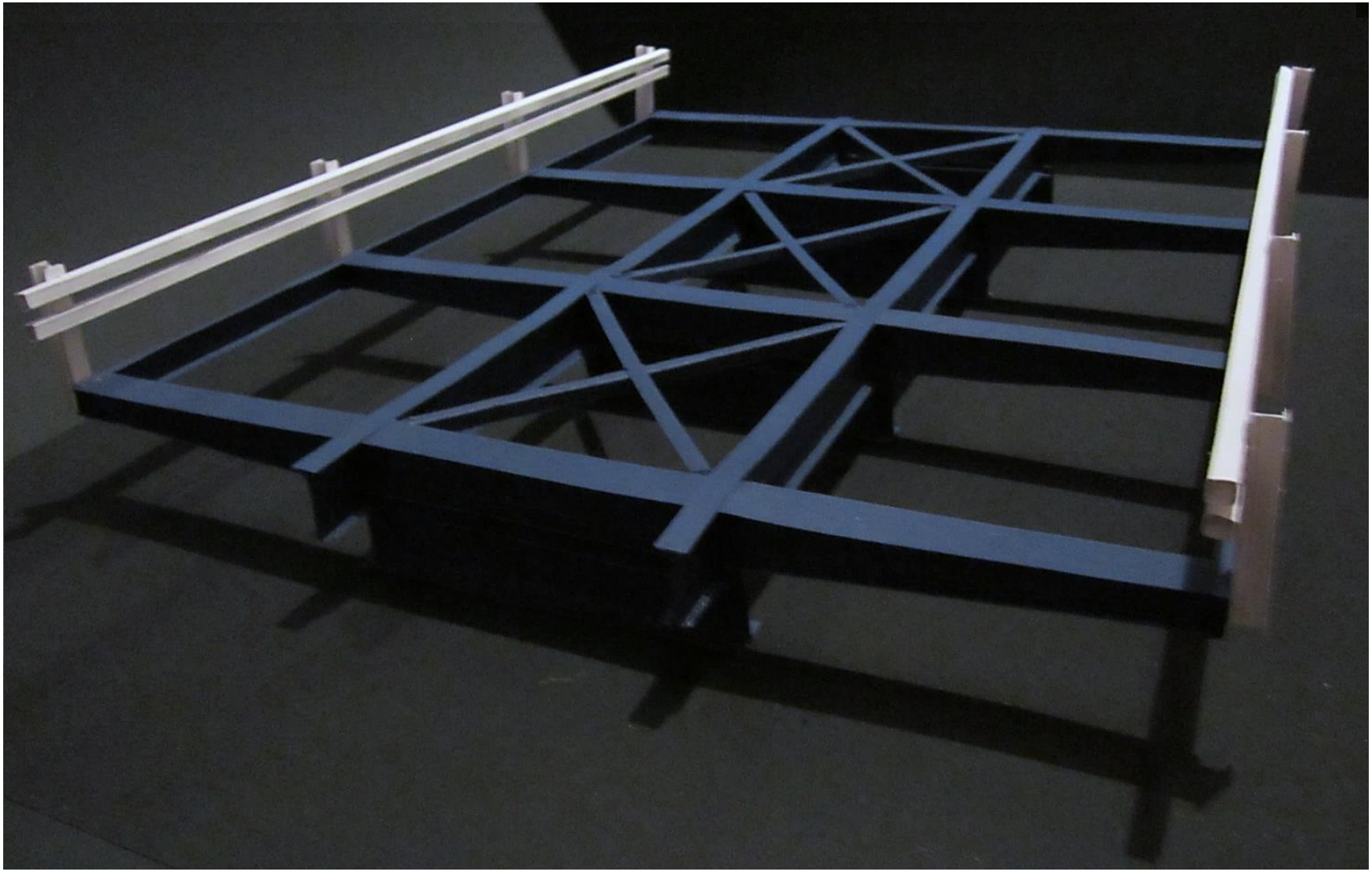
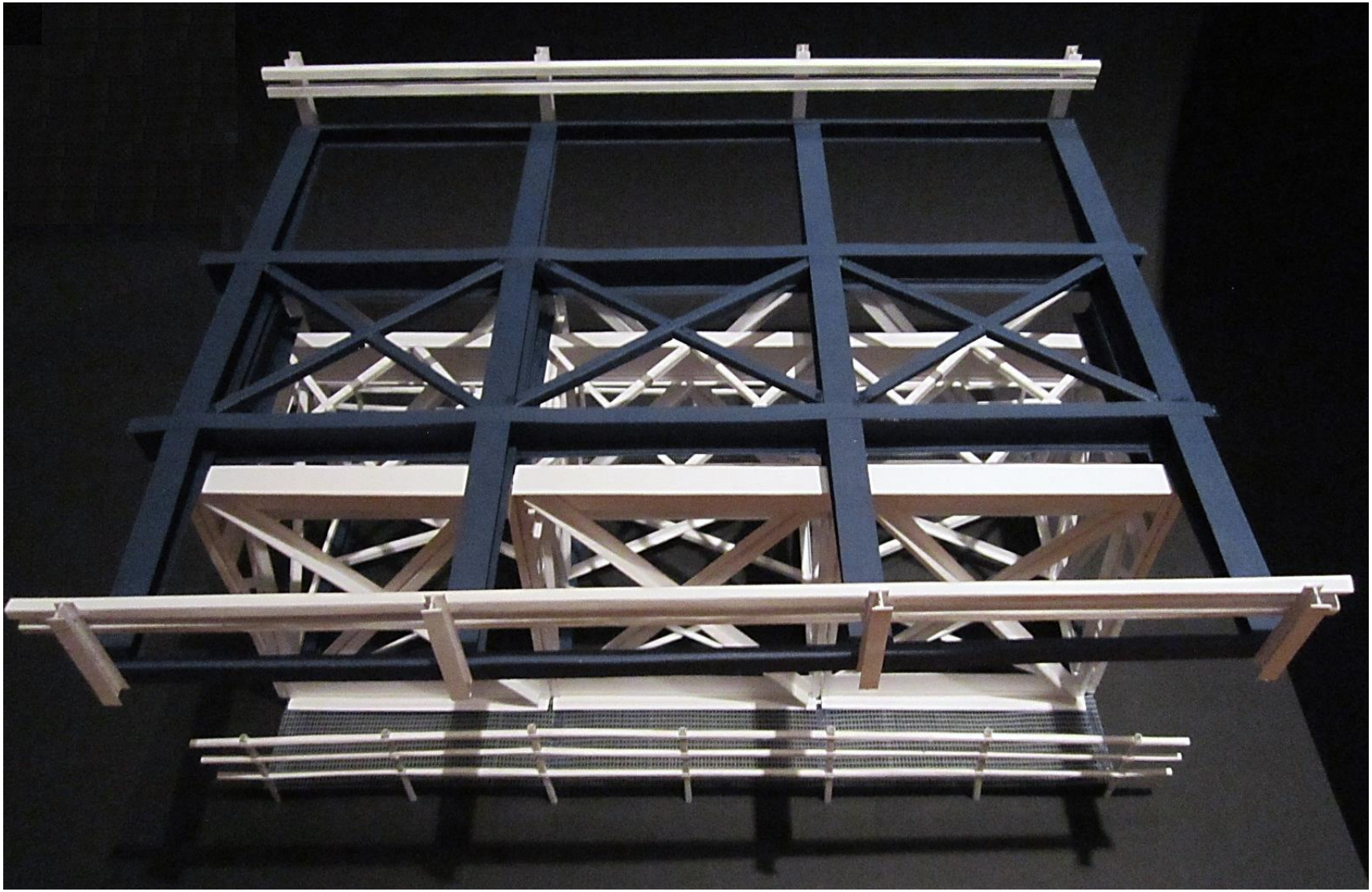
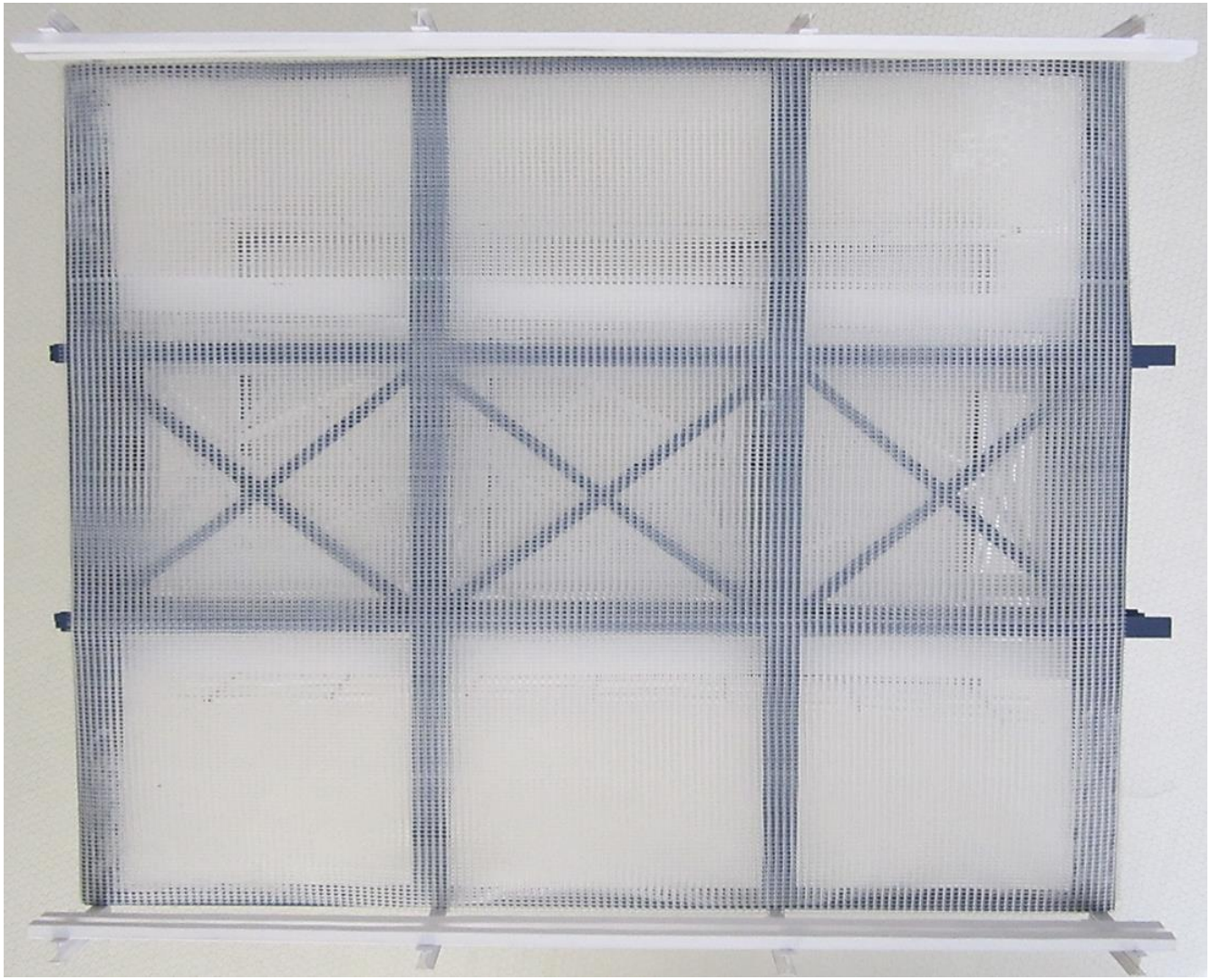
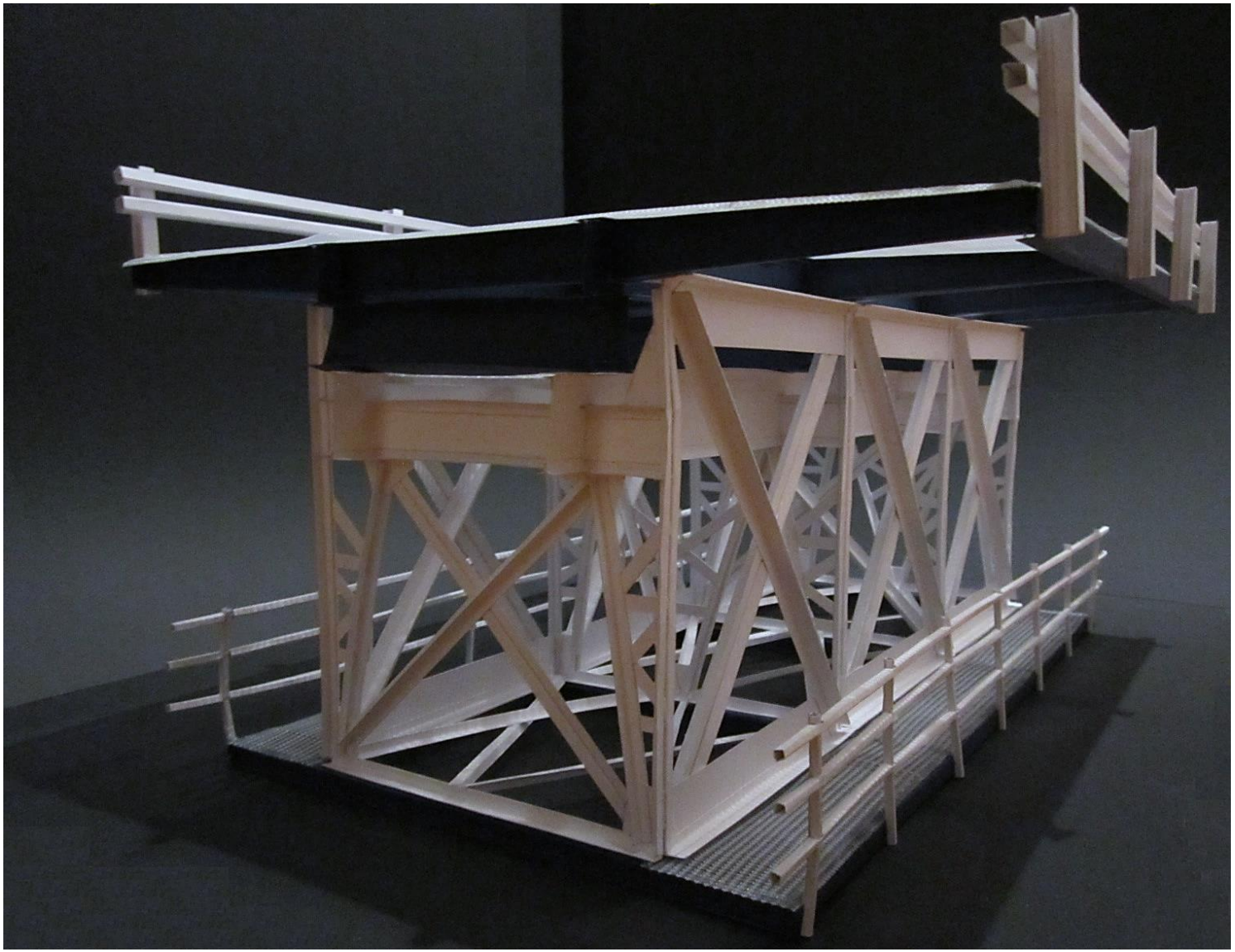
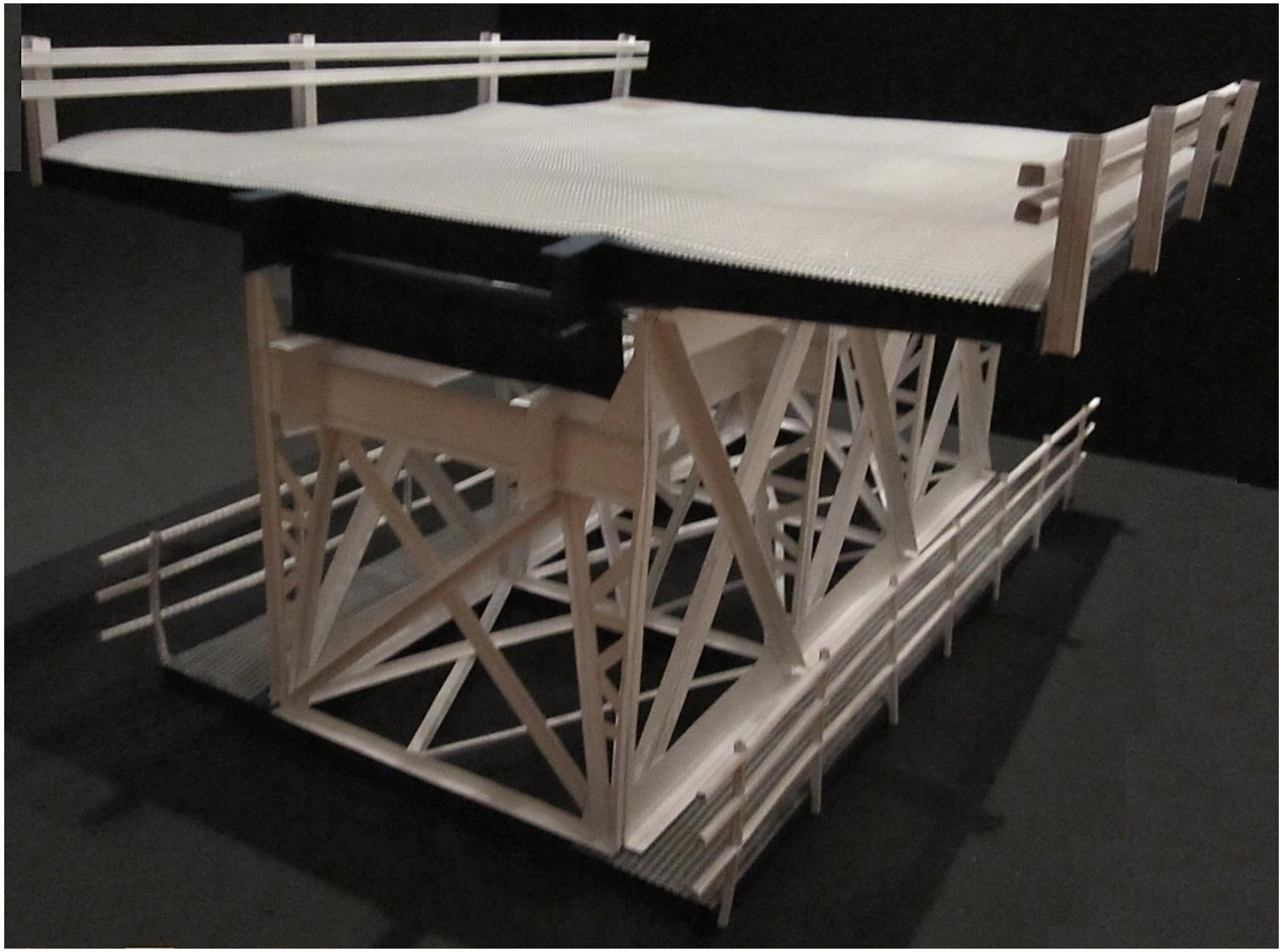


lower diagonals
dcdd









Maquete