

Reabilitação da ponte Marechal Carmona

Rehabilitation of Marechal Carmona bridge

Júlio Appleton
António Costa
Nuno Travassos
Pedro Melo

Resumo

Neste artigo é apresentado o projeto e obra da Ponte Marechal Carmona sobre o Rio Tejo em Vila Franca de Xira inaugurada em 1951. Apresenta-se também a avaliação do estado de conservação e segurança de acordo com as normas recentes e as propostas de intervenção estrutural de reabilitação e reforço sísmico que se propõem no projeto elaborado em 2022 para as Infraestruturas de Portugal.

Abstract

This paper presents the original design and construction of the Marechal Carmona Bridge over Tagus River in Vila Franca de Xira, in service since 1951. This work presents as well the assessment of the state of maintenance and structure safety according to the new codes and the proposals for rehabilitation and seismic retrofitting of the structure as detailed in the 2022 design presented to Infraestruturas de Portugal.

Palavras-chave: Pontes / Reabilitação / Reforço / Estruturas Metálicas / Betão Armado

Keywords: Bridges / Rehabilitation / Retrofitting / Steel Structures / Reinforced Concrete

Júlio Appleton

Eng.º Civil, A2P Consult, Lda.
Lisboa
julio.appleton@a2p.pt

António Costa

Eng.º Civil, A2P Consult, Lda.
Lisboa
antonio.costa@a2p.pt

Nuno Travassos

Eng.º Civil, A2P Consult, Lda.
Lisboa
nuno.travassos@a2p.pt

Pedro Melo

Eng.º Civil, A2P Consult, Lda.
Lisboa
pedro.melo@a2p.pt

Aviso legal

Os conteúdos incluídos na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The contents included in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

APPLETON, J. [et al.] – Reabilitação da ponte Marechal Carmona. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 22. ISSN 2183-8488. (julho 2023) 137-160.

1 Introdução

A localização de Vila Franca de Xira junto ao Rio Tejo explica porque razão desde há séculos se tivessem fixado nesta região vários povos e porque razão a cidade estivesse sempre ligada aos grandes centros urbanos como já sucedia na ligação a Orlisipo no período de dominação romana.

O projeto de concretização da rede ferroviária nacional iniciada por D. Pedro IV (tendo como ministro da Fazenda Fontes Pereira de Melo) teve como 1.º lanço Lisboa-Carregado, com estação em Vila Franca.

É também em Vila Franca de Xira que se concretiza em 1951 um primeiro atravessamento rodoviário sobre o Rio Tejo – na época um dos grandes investimentos públicos e que veio facilitar a ligação entre margens, até essa altura realizada apenas por barco ou, desde 1881, em Santarém, através da ponte D. Luís que dista cerca de 80 km de Lisboa.

Duarte Pacheco enquanto Ministro das Obras Publicas encomendou a Ricardo Teixeira Duarte a realização das primeiras sondagens (1933) na zona onde veio a ser definida a implantação da ponte. Este estudo inclui a realização de 10 sondagens, 4 das quais no rio.

O trágico acidente de 16/11/1943 na EN4 entre Montemor-o-Novo e Vendas Novas em que morre Duarte Pacheco e fica ferido o engenheiro que desenvolvia o projeto desta travessia atrasou de novo a concretização desta obra. O projeto foi retomado em 1946 sob a orientação de João Barbosa Carmona, então Chefe da Repartição de Pontes da JAE.

Fixada a localização da ponte, a Nordeste da zona urbanizável de Vila Franca e com uma diretriz NW-SE, foram analisadas na JAE 3 alternativas de estrutura para a ponte

- Estrutura com vigas trianguladas com tabuleiro inferior e vão máximo de 156 m;
- Arco com tirante e tabuleiro inferior (bowstring) com vão máximo de 100 m, solução semelhante à que acabou por ser a da obra executada;
- Ponte suspensa com vão central de 260 m e 2 vãos laterais de 130 m, que foi a solução desenvolvida na JAE e concursada em 1948 (figura 1).

Foi considerada uma largura da faixa de rodagem do tabuleiro de 9m e uma altura livre de 20 m em relação à cota da máxima preamar de águas vivas. O anteprojecto desenvolveu a solução de ponte suspensa com os cabos ancorados ao nível do tabuleiro, ou seja com os cabos amarrados nas extremidades exteriores das vigas principais.

Realizado o concurso publico internacional foram apresentadas 5 propostas das seguintes empresas:

- 1) Svanska Entreprenad (Suécia)
- 2) Gruen & Biffinger (Alemanha)
- 3) Seth e Dorman Long&Co.ltd (Portugal, Inglaterra e Dinamarca)
- 4) Guerreiro Galla, lda (Portugal)
- 5) A Hrabe (Checoslováquia e Holanda)

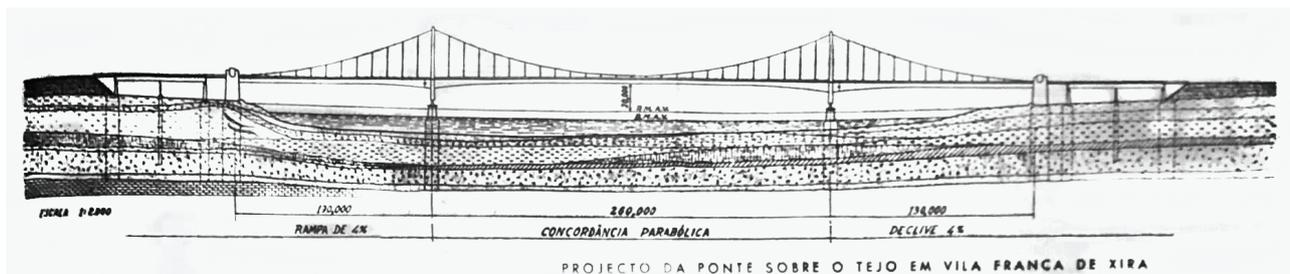


Figura 1 Solução de ponte suspensa em Vila Franca de Xira concursada em 1948

O concurso permitia a apresentação de variantes e assim foi escolhida a proposta da Seth+Dorman com uma ponte com 5 arcos de tabuleiro inferior.

A obra foi adjudicada em 27/4/1948 pelo valor global de 130 000 000\$00 (equivalente a 650 000,00 euros). À data de hoje equivaleria a 50 milhões de euros.

2 O Projeto da ponte

A Ponte sobre o Rio Tejo em Vila Franca de Xira tem uma extensão de 1224m sendo até 1966 o atravessamento rodoviário do Rio mais próximo da cidade de Lisboa (Figura 2).

A obra consta de uma parte central constituída por cinco tramos metálicos com 103,50 m de vão cada um, e de dois viadutos de acesso à ponte realizados em betão armado, um em cada margem, com extensões, respetivamente, de 460 m na margem direita e de 240 m na margem esquerda. Os viadutos são continuados por aterros de acesso, que na margem esquerda têm a extensão de 500 m e formam, na margem direita, um complexo nó de ligação à atual E.N. N.º 1 e à Autoestrada A1 Lisboa-Carregado. A faixa de rodagem tem a largura de 9m, tendo atualmente duas vias no sentido Porto Alto – Vila Franca de Xira e uma no sentido contrário, e é ladeada por dois passeios de 1,50 m cada um.



Figura 2 Fotografia da Ponte Marechal Carmona

Na figura 3 apresenta-se um corte longitudinal global da ponte e viadutos de acesso.

A ponte tem 5 tramos de 103.50m de vão, com 2 vigas principais do tipo Langer (banzo inferior em viga rígida e banzo superior em arco esbelto). O banzo superior tem um traçado parabólico com 16 m de flecha e o inferior é reto, e estão ligados por doze pendurais

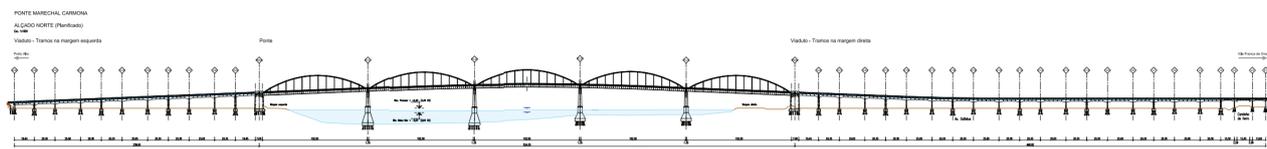


Figura 3 Corte longitudinal da ponte e viadutos de acesso

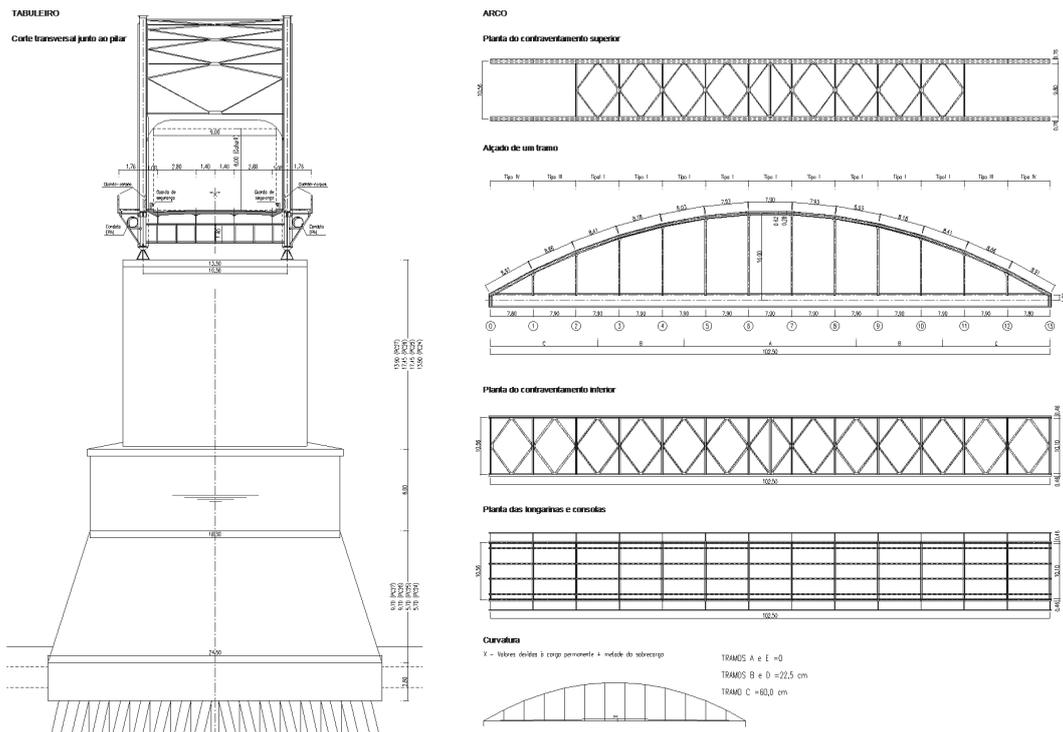


Figura 4 Seções transversais e dimensionamento geral de um arco

(Figura 4) afastados 7,9 m. O tabuleiro, que na ponte tem uma largura total de 14,1 m, devido à largura ocupada pela inserção da estrutura dos arcos nos passeios, é constituído por uma laje de betão armado, suportada por longarinas metálicas apoiadas em carlingas, por sua vez apoiadas nas vigas de rigidez (Figura 5). As longarinas apesar de calculadas como vigas metálicas, possuem segmentos de cantoneira afastados de 0,5 m, soldados aos seus banzos superiores, com 48 mm de comprimento.

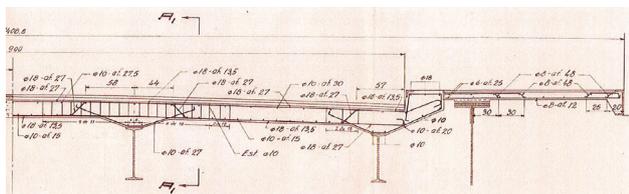


Figura 5 Laje do tabuleiro da ponte seção de meio tabuleiro

Em cada tramo, no alinhamento de todos os pendurais com exceção dos extremos, os arcos superiores de cada viga principal são ligados transversalmente por meio de travessas e diagonais entre estas (Figura 6). A ligação entre elementos metálicos é feita por rebites.

As carlingas que ligam as vigas de rigidez (que tem também a função de tirante dos bowstrings), servem de apoio às quatro longarinas nas quais se apoia a laje do tabuleiro correspondente à faixa de rodagem. No que diz respeito às lajes dos passeios com 1,70 m de largura, estas apoiam-se no banzo superior das vigas de rigidez do tabuleiro e numa viga longitudinal na extremidade do passeio, de seção em U, suportada por escoras no alinhamento dos pendurais, formadas

por pares de cantoneiras metálicas ligadas transversalmente à face exterior do banzo inferior das vigas de rigidez (Figura 6). A ponte apoia-se em 4 pilares e em 2 pilares-encontro (pilares marginais) de betão armado localizados em cada uma das margens. Os quatro pilares de betão armado, com cerca de 19,0m de altura, encontram-se fundados no leito do rio e apresentam uma largura idêntica à do tabuleiro (14,1 m) e uma espessura de aproximadamente 2,0 m. Quer os pilares-encontro (pilares marginais), quer os pilares no rio possuem fundações indiretas por estacas.



Figura 6 Estrutura da ponte – arcos e tabuleiro

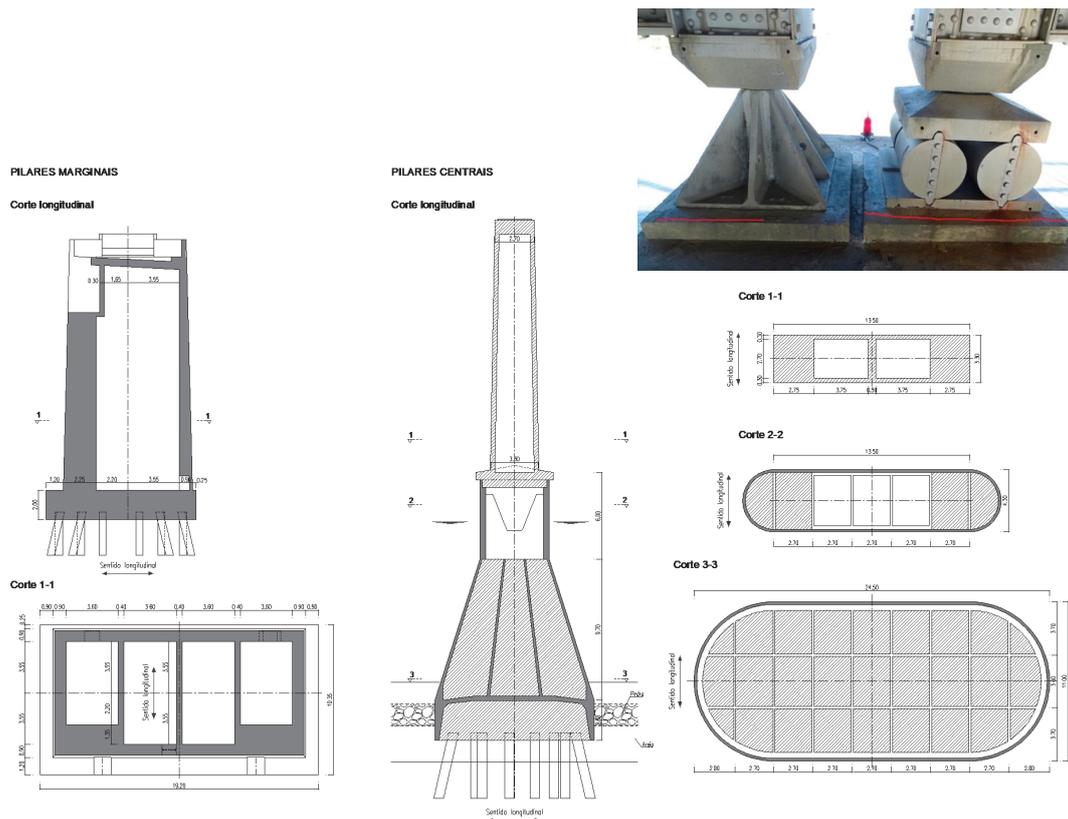


Figura 7 Pilares e Aparelhos de apoio

As vigas de rigidez dos tramos simplesmente apoiados são dotados de dois aparelhos de apoio fixos na extremidade sudeste e dois aparelhos de apoio móveis na extremidade oposta (Figura 7). Na transição entre os tramos e na ligação dos tramos extremos ao pilares-encontro existem juntas de dilatação em elastómero armado.

Os viadutos são constituídos por conjuntos de subestruturas com 3 vãos contínuos de 20 m + 25 m + 20 m, separados por juntas de dilatação (Figura 8 e 9). Excetuam-se os tramos de margem que são simplesmente apoiados e com um vão de 19,10 m. Os viadutos de acesso são constituídos por um tabuleiro com 12 m de largura (9 m de faixa de rodagem e 2 passeios com 1,5 m de largura) em laje vigada de betão armado com 4 longarinas.

O tabuleiro é constituído por uma laje de betão armado com 0,26 m de espessura apoiada em 4 vigas longitudinais. As vigas têm largura igual 0,44 m na zona do vão, alargando para 0,64 m a zonas dos apoios. A altura das vigas é igual a 2,06 m na zona do vão aumentando para 2.86 m na zona dos apoios (Figura 8).

Para além das carlingas sobre os apoios existem 4 ou 5 carlingas em cada vão.

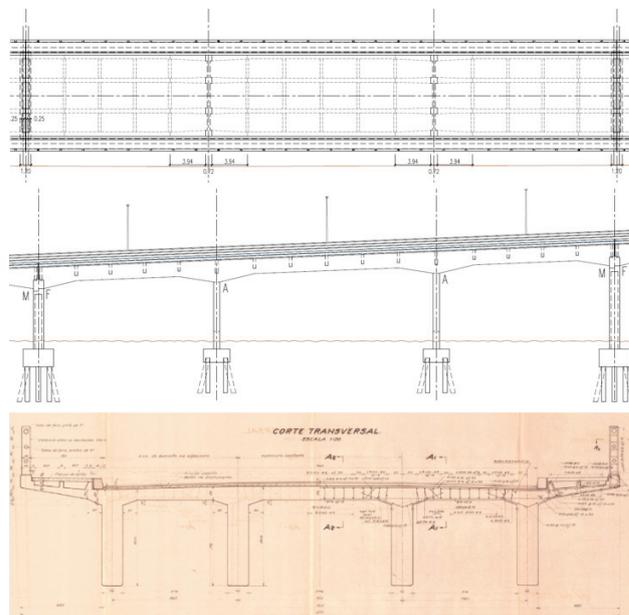


Figura 8 Alçado, planta e corte transversal de uma subestrutura dos viadutos de acesso



Figura 9 Viaduto de acesso

Na margem direita o viaduto inclui uma passagem superior sobre a linha ferroviária do Norte, executada com um troço central pré-fabricado com 12 m de vão apoiado em consolas, de 2,80 m de vão, adjacentes a vãos contíguos de 13 m (solução então designada por cantilever), constituindo assim uma estrutura com vãos de 13 m + 17,6 m + 13 m (figura 10).

Os pilares centrais em cada subestrutura têm 4 montantes em cada alinhamento de apoios (Figura 11). Os pilares intermédios são pilares bi-articulados (pêndulos) permitindo a rotação na direção

longitudinal no topo e junto à base. Os pilares de junta entre estas subestruturas são pilares parede tendo de um dos lados apoios fixos (do lado de Vila Franca de Xira) e do outro lado apoios móveis longitudinalmente (figura 12).



Figura 10 Passagem superior sobre a Linha do Norte integrada no Viaduto Norte.

A transição entre os viadutos e a ponte faz-se em pilares marginais ocios (Figura 13). No tabuleiro, sobre os pilares de transição, realiza--se a alteração da largura do tabuleiro da ponte para os viadutos.

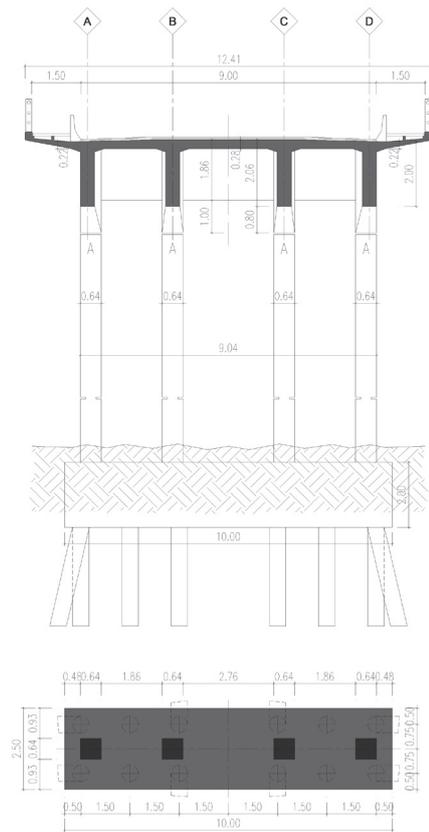


Figura 11 Pilares intermédios das subestruturas dos viadutos

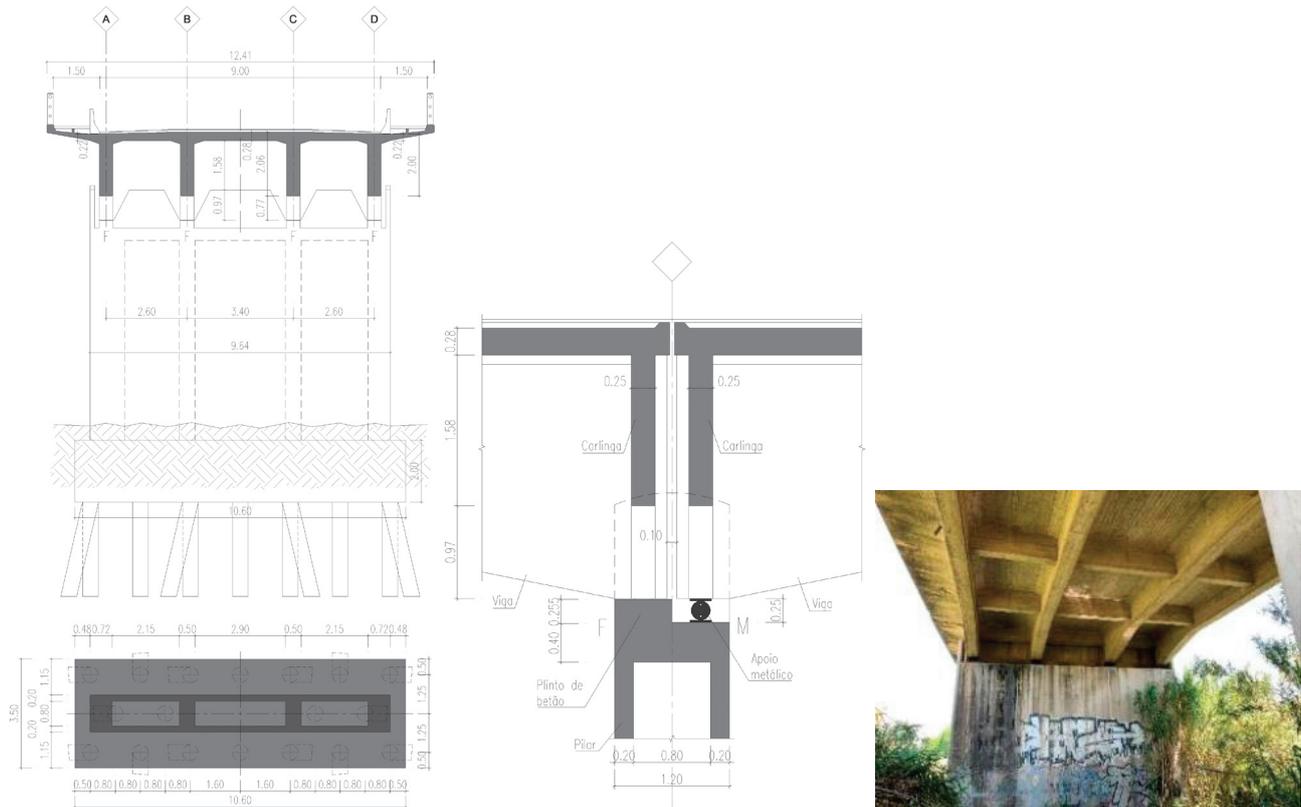


Figura 12 Tabuleiro e apoios nos Viadutos de Acesso à Ponte de Vila Franca de Xira nos pilares parede



Figura 13 Pilar de transição da ponte para os viadutos e transição no passeio

Na separação entre os viadutos e os aterros de acesso são dispostos muros de encontro para suportarem convenientemente os impulsos das terras (Figura 14).



Figura 14 Encontros.

3 A obra da ponte e viadutos de acesso

As fundações da ponte foram realizadas com estacas de betão armado de 0,66 m de diâmetro exterior, 0,08 m de espessura e comprimento de cerca de 20 m nos pilares do rio e 30 m nos pilares marginais, cravadas no solo (Figura 15). Cravadas as estacas, fez-se descer sobre elas um caixão de betão armado, previamente executado em doca flutuante. Nessa altura demoliu-se o topo das estacas e o seu interior foi cheio com betão e foi realizado o maciço de encabeçamento das estacas e arranque dos pilares. As fundações/macios de encabeçamento de estacas estão protegidas com enrocamento de pedra ao nível do leito do rio.

Para além do ensaio que é a própria cravação da estaca, foram realizados ensaios de carga em estacas de 50 cm de diâmetro e um comprimento de 32 m (talvez os primeiros ensaios de estacas de betão efetuados no Rio Tejo). A carga foi aplicada com um macaco hidráulico utilizando estacas de madeira para apoio de estrutura metálica de reação. Ilustra-se na figura 16 a montagem e os resultados de um dos ensaios. A estaca de ensaio foi carregada até 200 toneladas, a que corresponde uma tensão média no betão de 76 kg/cm² (7.45 MPa). Após descarga a estaca recuperou praticamente o assentamento de 11 mm (Figura 16).

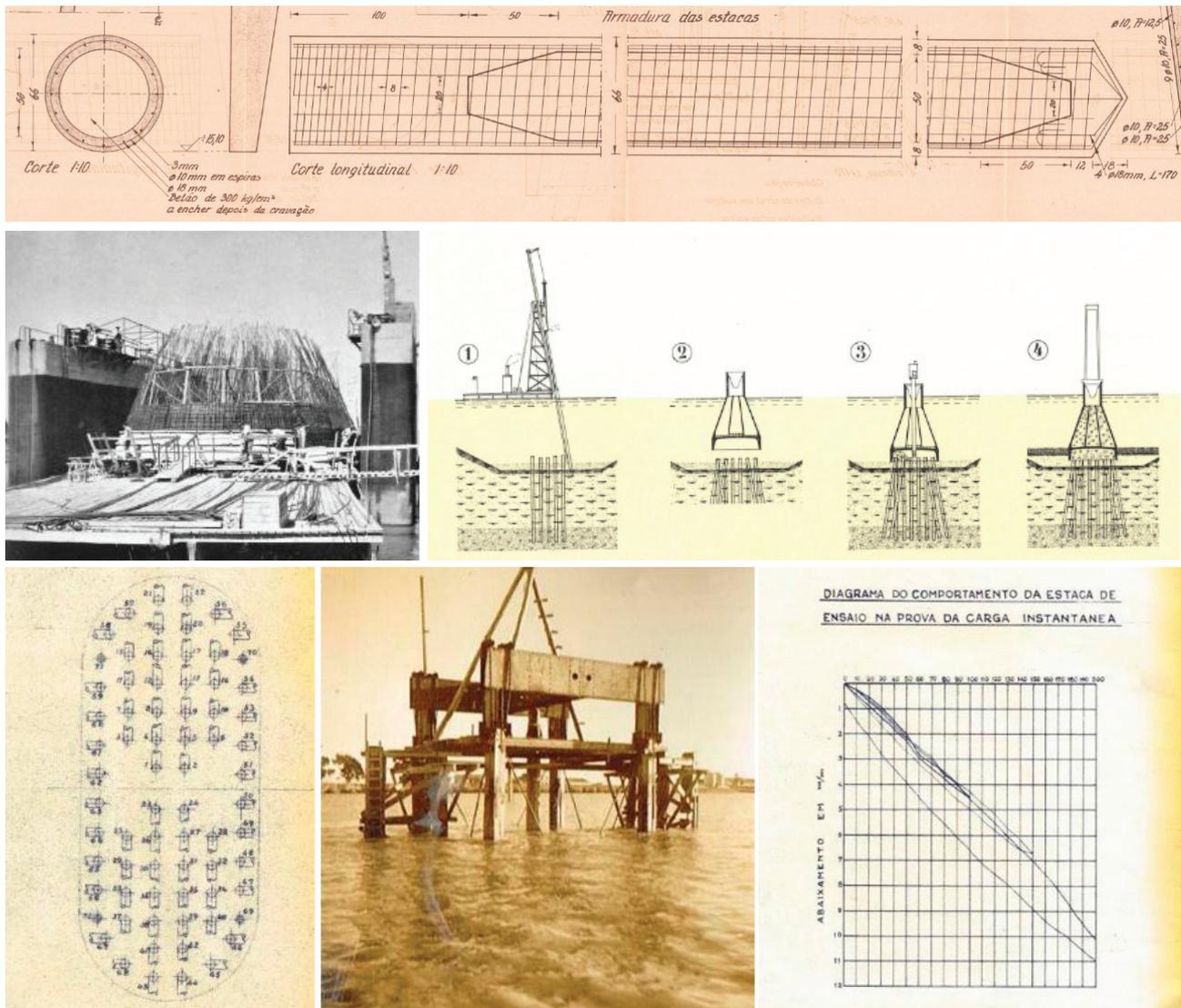


Figura 15 Maciço de estacas de um pilar da ponte e ensaio de carga de uma estaca no rio



Figura 16 Processo construtivo de montagem do tabuleiro da Ponte de Vila Franca de Xira

Ao mesmo tempo que decorriam os trabalhos de fundação foi executado o tabuleiro em Inglaterra e depois transportado para o local da ponte. Colocou-se um cimbriagem em estrutura treliçada metálica apoiada nos pilares sobre o qual foram sucessivamente montadas as vigas de rigidez e as carlingas e depois os pendurais, os arcos e as longarinas (Figura 16). Realizado um arco o cimbriagem foi movimentado no rio para montagem da estrutura dos outros tramos. Finalmente foi realizado o tabuleiro em betão armado com recurso a um cimbriagem móvel, apoiado na estrutura metálica da ponte.

Os pilares dos viadutos são fundados em estacas maciças de betão armado de 0,45 m de diâmetro, cravadas, com uma profundidade de pelo menos 25 m. Trata-se de estacas conhecidas então por composite piles por terem a primeira parte da estaca pré-fabricada e, quando necessário, a estaca era acrescentada com um tubo metálico para continuar a cravação, sendo no final o interior do tubo

cheio com betão armado moldado no local (Figura 17).

O tabuleiro dos viadutos foi executado com um cimbriagem metálica (Figura 18) com exceção dos tramos independentes que foram executados com um cimbriagem de madeira.

4 Reabilitação da ponte e viadutos

Em 2021/2022 foi realizado o projeto de reabilitação que se apresenta de forma resumida neste trabalho. Para o efeito foi realizada uma inspeção detalhada, executados ensaios de caracterização de materiais, efetuado um levantamento topográfico e novas sondagens de prospeção geotécnica no rio e nas margens. Foram identificadas e mapeadas as anomalias e realizada a avaliação da segurança estrutural que conduziu à decisão de implementar um reforço sísmico da estrutura.

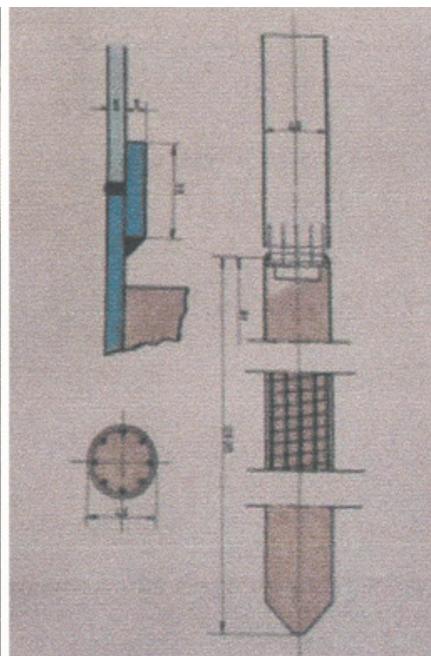


Figura 17 Composite piles adotadas nas fundações dos viadutos

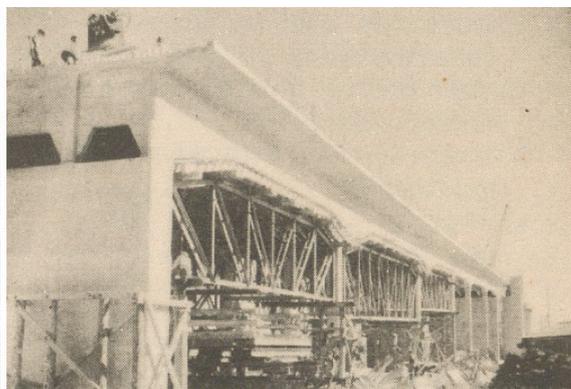
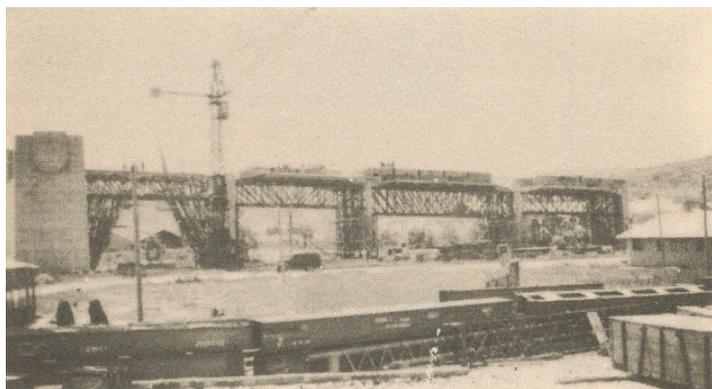


Figura 18 Cimbriagem metálica para realização do tabuleiro dos viadutos

A reabilitação da ponte e viadutos incluirá os seguintes trabalhos gerais:

- Proteção geral de toda a estrutura metálica da ponte e outros elementos de aço (apoios, escadas, pórticos, etc);
- Proteção geral de toda a estrutura de betão, incluindo o interior dos pilares
- Reparações locais de zonas de betão armado com corrosão de armadura;
- Repavimentação e impermeabilização do tabuleiro, incluindo substituição das juntas de dilatação;
- Introdução de novas guardas de segurança;
- As infraestruturas elétricas serão substituídas no âmbito desta intervenção. Os pórticos de sinalização e as colunas de iluminação serão substituídos.
- A conduta da abastecimento de água a Lisboa da EPAL localizada sob o passeio a montante será reabilitada e a de jusante substituída.

4.1 Reabilitação da ponte

De entre os trabalhos de reabilitação específicos da ponte salientam-se os seguintes:

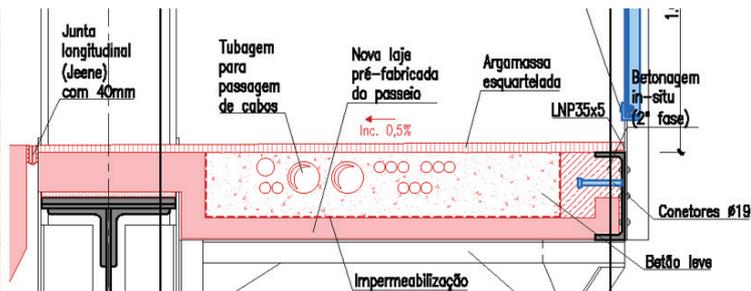
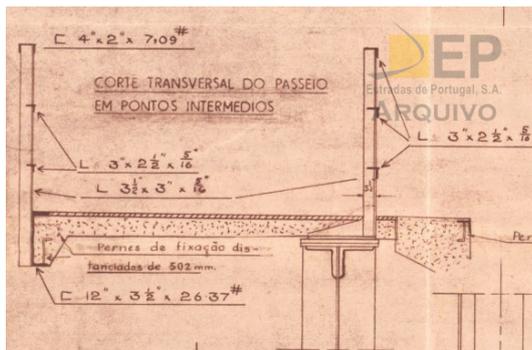


Figura 19 Estrutura de apoio da laje do passeio e nova laje pré-fabricada



Figura 20 Conduta da EPAL a reabilitar e danos na face inferior da laje da consola

A laje do passeio (figura 19), com apenas 8cm de espessura apresenta sistemática fendilhação transversal e nalgumas secções corrosão de armaduras.

Atendendo à reduzida espessura da laje, à sua deterioração e à necessidade de instalar novas caleiras de cabos, reabilitar a estrutura metálica e à intervenção nas condutas da EPAL (abastecimento de água a Lisboa) esta laje será substituída por uma laje nova, pré-fabricada com 7 cm de espessura, mantendo-se as suas condições de apoio (Figura 19).

Os perfis de apoio das condutas serão igualmente reabilitados e reforçados os apoios que apresentam rotura local na ligação à viga principal (Figura 20).

A delaminação do betão é frequente na interface com o banzo superior das longarinas.

As longarinas apresentam corrosão no banzo superior de apoio da laje do tabuleiro. Esta anomalia é especialmente gravosa nas longarinas de extremidade e no banzo superior das vigas principais.

Também as carlingas e os travamentos apresentam oxidação superficial e deterioração do sistema de pintura, o que requer uma intervenção geral de reabilitação da estrutura metálica.

Na figura 21 ilustram-se anomalias existentes nos elementos metálicos dos arcos.



Figura 21 Anomalias na estrutura dos arcos, pendurais e travamentos. Inserção da estrutura dos arcos ao nível do passeio

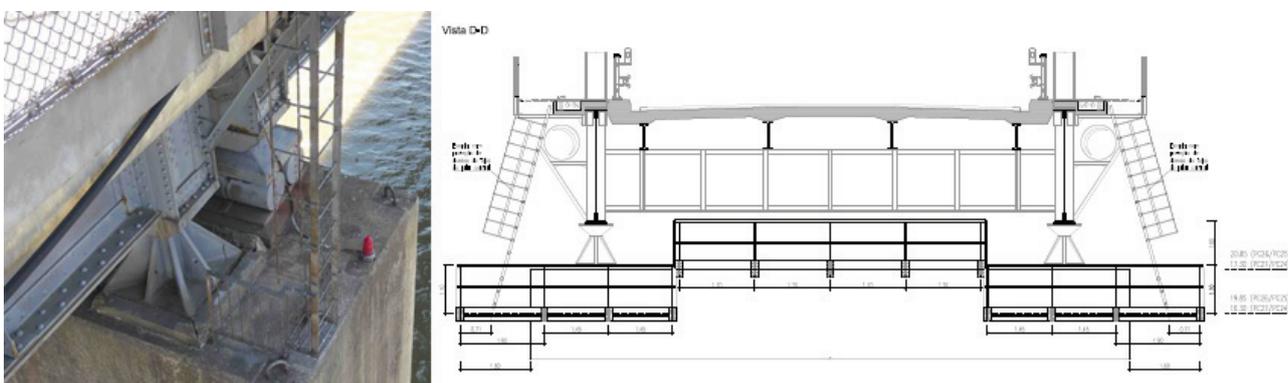


Figura 22 Escadas de acesso ao topo dos pilares, existentes e novas

Em duas zonas, os pendurais foram deformados devido a embate de veículo, o que vai requerer uma retificação dos perfis.

As chapas de selagem e passagem da seção dos arcos para ligação à viga principal/tirante (Figura 21) requerem uma intervenção geral de beneficiação e fixação, garantindo sempre que possível a estanqueidade.

O guarda-corpos exterior está fixado à estrutura metálica dos passeios. A estrutura metálica deverá ser mantida reabilitando as zonas deterioradas (o perfil junto à base é o que apresenta maior deterioração) e aplicando insitu uma nova proteção superficial geral.

O guarda-corpos interior está interligado à estrutura da viga de rigidez e dos pendurais e será também objeto de intervenção de substituição em conjunto com a instalação da nova guarda de segurança (Figura 21).

A guarda de segurança atual vai ser substituída por uma nova guarda certificada H2W1. Esta intervenção vai requerer o reforço da laje com laminados de fibra de carbono.

A introdução de nova guarda vai requerer alteração do lancil da extremidade do tabuleiro rodoviário por forma a satisfazer os requisitos de fixação da nova guarda.

A estrutura metálica das escadas de acesso ao topo dos pilares está deteriorada e não apresenta condições de segurança adequadas, justificando a sua substituição por solução mais robusta, incluindo os alçapões de acesso pelo passeio e introdução de novas fechaduras.

Estas escadas são fundamentais para o desenvolvimento da obra e para futuras inspeções e trabalhos de manutenção (Figura 22).

4.2 Reabilitação dos viadutos

De entre os trabalhos de reabilitação específicos dos viadutos salientam-se os indicados em seguida.

Os encontros apresentam as seguintes anomalias e intervenções a realizar:

- Escorrências de água através das juntas de dilatação do tabuleiro e passeios, quer no muro testa quer nos muros de ala. Esta situação ficará corrigida com a drenagem das juntas de dilatação e com a impermeabilização da face superior do tabuleiro.

As anomalias e as intervenções a realizar nos pilares/parede (Figura 23) são as seguintes:

- A delaminação do betão requer a intervenção de reparação local com remoção e reconstrução da secção de betão. A anulação das juntas de dilatação tornará estanque esta zona do tabuleiro. Como é possível que ocorram pequenas rotações relativas ao nível dos apoios manter-se-á uma cobre junta nestes alinhamentos.

Os pilares intermédios, com uma rótula com placa de chumbo e ferrolho no topo e outra junto à base, funcionam como pêndulos na direção longitudinal (Figura 24).



Figura 23 Escorrências nos pilares-parede e delaminação do betão



Figura 24 Corrosão de armaduras nos pilares intermédios



Figura 25 Corrosão de armaduras, fendas transversais e infiltrações na laje da consola

As anomalias e as intervenções a realizar nestes pilares são as seguintes:

Delaminação local do betão, requerendo reparação local. Deterioração na zona da rótula existente na parte inferior dos pilares (Figura 25). Para além da reparação local a intervenção nestas zonas será complementada com mantas de CFRP.

As anomalias e propostas de intervenção no tabuleiro dos viadutos são as seguintes:

- As consolas apresentam frequentes fissuras transversais, sinais de escorrências, deterioração do bordo das consolas e delaminação do betão por corrosão de armaduras. A laje entre vigas apresenta-se em geral em bom estado de conservação, observando-se algumas fendas transversais de pequena abertura (Figura 25).

As vigas dos alinhamentos exteriores são as que apresentam maior

número de zonas com exposição de armaduras devido à corrosão. Localizam-se essas anomalias essencialmente na face exterior das vigas e nas arestas junto à face inferior (figura 26).

Estas anomalias requerem um número muito significativo de reparações locais do betão e armaduras.

Observam-se também algumas fendas nas vigas com abertura que não excede em geral os 0,4 mm. Só fendas com abertura superior a 0,4 mm serão objeto de selagem por injeção de resina epóxi.

A estrutura de proteção à catenária no vão sobre a linha do caminho de ferro (no Viaduto Norte) será integralmente substituída.

Os guarda-corpos apresentam-se muito deteriorados pelo que serão substituídos por uma nova guarda metálica (Figura 27).

A guarda de segurança atual em betão vai ser substituída por uma nova guarda metálica certificada H2W1, igual à adotada na ponte.



Figura 26 Corrosão de armadura nas vigas extremas

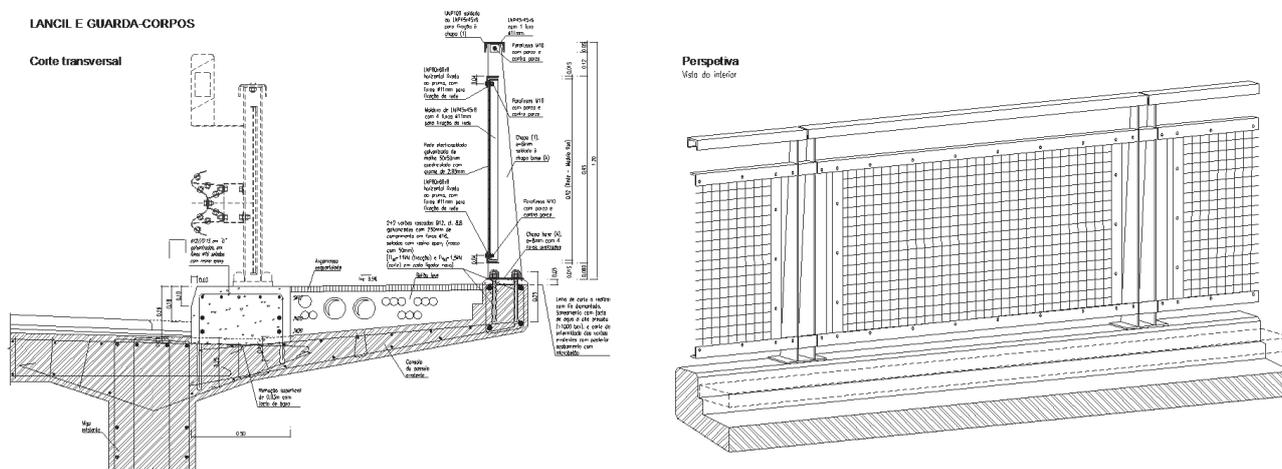


Figura 27 intervenção no guarda-corpos e guarda de segurança

A introdução de uma nova guarda vai requerer a alteração do lancil e o reforço da face superior da laje nos vãos laterais, com laminados de fibra de carbono inseridos no betão. O passeio sobre a laje será refeito para introdução da caleira de cabos e para realização do novo revestimento. A drenagem será também reabilitada, mantendo a posição dos sumidouros.

As cobrejuntas nos alinhamentos das juntas de dilatação atuais serão substituídas.

Nos passeios serão igualmente substituídas as cobre-juntas atuais

5 Avaliação da segurança estrutural e proposta de reforço sísmico

Para as combinações fundamentais de ações não só as sobrecargas então adotadas no Regulamento das Pontes Metálicas de 1929 são superiores às especificadas no atual RSA como ainda essas ações foram aumentadas no projeto em 25%, tendo em conta a importância da obra. Deste modo as sobrecargas rodoviárias do projeto são semelhantes às atualmente especificadas nos Eurocódigos. Refira-se também que a metodologia de dimensionamento das armaduras de betão armado adotada no regulamento de 1935 conduz a uma verificação do lado da segurança em relação aos atuais critérios do REBAP.

Para a combinação sísmica de ações as deficiências que se verificam resultam de, na época em que foi realizada a obra, não ser considerada nem estar regulamentada a segurança sísmica das construções.

Considerando que a ponte e viadutos não foram dimensionados para a ação sísmica e que a consideração da ação contemplada na NP EN 1998-1 (EC8-1) relativa projeto de obras novas para a avaliação das estruturas em causa conduziria a reforços estruturais profundos na ponte e nos viadutos de muito difícil execução, senão mesmo inviáveis, foi tomada a ação sísmica definida na NP EN1998-3 (EC8-3) para realizar a avaliação e reforço, a qual está representada na figura 28 e está associada a um período de retorno de 308 anos. A ação sísmica é obtida com base na aceleração máxima de referência relativa ao sismo com período de retorno de 475 anos multiplicada por um coeficiente igual a 0,75 para o sismo tipo 1 e 0,84 para o sismo tipo 2.

Para efeito do cálculo de esforços, a ação sísmica foi considerada de acordo com o disposto no EC8-1 através dos espectros de resposta de projeto associados às zonas 1,4 e 2,3, terreno D, para um coeficiente de amortecimento igual a 5%. O facto de a estrutura não estar pormenorizada de forma a garantir os requisitos relativos a estruturas dúcteis definidos na EN 1998-2 (EC8-2) levou a que fosse considerado um coeficiente de comportamento máximo $q = 1,5$

para a definição destes espectros. Analisando a pormenorização das armaduras dos pilares verifica-se que a disposição e a quantidade da armadura transversal não satisfazem os requisitos definidos no EC8-2 que permitem explorar a ductilidade na resposta à ação sísmica. Estes requisitos referem-se ao confinamento do betão, impedimento da encurvadura dos varões longitudinais e à resistência ao esforço transversal.

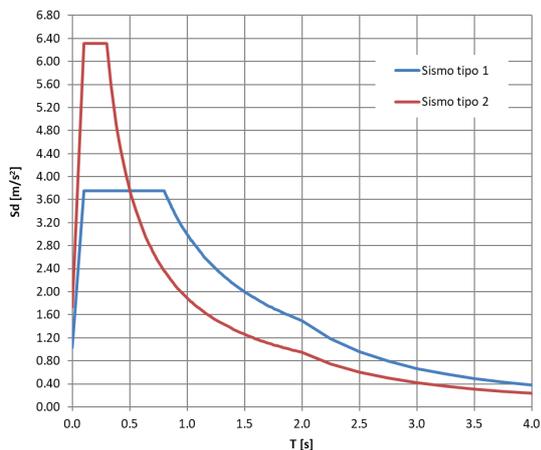


Figura 28 Espectro de resposta elástica para as componentes horizontais da ação sísmica (TR = 308 anos).

Para os viadutos de acesso com estrutura de betão armado mesmo com o nível de ação considerado conclui-se, como era expectável, que é necessária uma intervenção significativa nesta importante obra, de enorme relevância para o tráfego na área metropolitana de Lisboa e que importa preservar numa potencial situação de ocorrência de um sismo de elevada intensidade.

Para além da reduzida abertura das juntas que possibilita a ocorrência de embate entre as várias subestruturas, os aparelhos de apoio não têm capacidade para acomodar os deslocamentos sísmicos. Verifica-se também que os pilares e estacas não apresentam a resistência sísmica necessária.

Foi assim concebido o reforço sísmico com o objetivo de minimizar as intervenções na estrutura e evitar um reforço de pilares e fundações.

Neste contexto tiveram importância as sondagens realizadas em 2021 que permitiram complementar a informação existente do projeto e caracterizar as formações envolvidas na interação solo-estrutura. Também se refere que todo o conhecimento das características de formações semelhantes que ocorrem no local de implantação da ponte da Lezíria e da Ponte Vasco da Gama foi muito valioso para os estudos e modelação a realizar.

A intervenção proposta inclui o estabelecimento de continuidade axial do tabuleiro em cada viaduto, a substituição dos aparelhos de apoio nos pilares-parede, encontros e pilares marginais por novos apoios de isolamento sísmico e a introdução de amortecedores entre o tabuleiro e os pilares marginais. Esta intervenção implica a introdução de novas juntas de dilatação nas extremidades de cada um dos viadutos e aumento do espaço para a livre deformação da estrutura do tabuleiro.

Para a ponte a solução proposta mantém os tramos independentes, mas introduz um aumento da capacidade de deslocamento dos aparelhos de apoio e um aumento na amplitude de movimento das juntas de dilatação. Inclui ainda a realização de um reforço ao esforço transversal dos pilares, junto à base.

5.1 Viadutos de acesso

Dada a semelhança dos viadutos Norte e Sul apenas se fará referência neste artigo ao Viaduto Sul.

Relativamente ao funcionamento estrutural dos viadutos referem-se os seguintes aspetos:

- na direção longitudinal cada módulo estrutural de 3 tramos está fixo a um pilar parede numa extremidade e livre na outra extremidade onde o tabuleiro apoia no pilar parede através de um apoio móvel longitudinal;
- os pilares intermédios funcionam como pêndulos na direção longitudinal devido a duas rótulas, uma no topo e outra a 2 m da base dos pilares;
- na direção longitudinal as deformações impostas não originam esforços e as forças horizontais atuantes no tabuleiro são resistidas pelo pilar parede fixo;
- na direção transversal as forças horizontais em cada módulo são resistidas apenas pelos pilares parede dado que os pilares intermédios funcionam também como pêndulos.

Com base nas características geométricas dos elementos estruturais dos viadutos foram desenvolvidos modelos de cálculo para a análise estrutural. A resposta da estrutura às ações atuantes (esforços e deslocamentos) foi determinada recorrendo a análises elásticas. No que se refere à avaliação dos efeitos da ação sísmica foi realizada uma análise modal por espectro de resposta.

Nestes modelos foram consideradas as características de rigidez de acordo com o recomendado no EC8-2. Todos os elementos que poderão entrar em cedência sob a ação sísmica deverão ser simulados considerando-se a rigidez efetiva na cedência. Nos elementos do tabuleiro toma-se a rigidez elástica dado que estes elementos se apresentam em fase elástica durante a atuação dos sismos.

Nas figuras 29 ilustram-se os modelos de cálculo dos viadutos e das fundações.

A verificação da segurança para a combinação fundamental de ações permitiu concluir que as vigas apresentam uma capacidade resistente muito superior aos esforços atuantes como seria expectável face aos valores das sobrecargas rodoviárias tomados no projeto original.

Os modos de vibração principais na direção longitudinal têm os seguintes valores:

1.º modo $T = 2,94$ s ($f = 0,34$ Hz) 2.º modo $T = 2,18$ s ($f = 0,46$ Hz)

Modos de vibração principais na direção transversal

5.º modo $T = 1,02$ s ($f = 0,98$ Hz) 6.º modo $T = 0,83$ s ($f = 1,20$ Hz)

Os deslocamentos máximos do tabuleiro sob a ação do sismo de projeto TR = 475 anos (espectro de resposta elástica) são os seguintes:

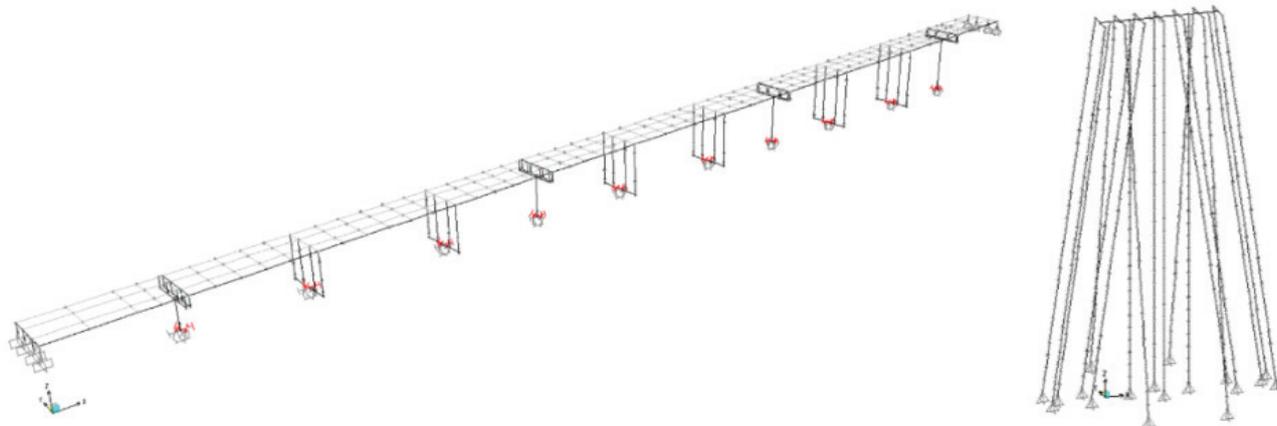


Figura 29 Modelo estrutural do Viaduto da margem esquerda e fundações

Direção longitudinal $d_{Et} = 0,207$ m Direção transversal $d_{Et} = 0,131$ m

No que se refere aos deslocamentos induzidos pelo sismo na direção longitudinal verifica-se um comportamento inadequado dado que as juntas de dilatação existentes apresentam apenas uma abertura de 5 cm, valor muito inferior ao deslocamento induzido pelo sismo.

Para a ação de um sismo intenso as subestruturas irão chocar entre si e ficarão sujeitas a danos elevados, nomeadamente nas ligações do tabuleiro ao pilar. Por outro lado, os aparelhos de apoio não têm capacidade para acomodar o deslocamento relativo entre o tabuleiro e os pilares.

No que se refere aos esforços induzidos pelo sismo verifica-se que as capacidades dos pilares e estacas não é suficiente para garantir a segurança. Importa referir que é essencialmente a capacidade resistente ao esforço transversal que está em causa pois este mecanismo é frágil e não permite que os pilares e estacas possam desenvolver zonas dissipativas constituídas por rótulas plásticas. De qualquer forma o comportamento dessas rótulas plásticas estaria comprometido pelo facto dos varões longitudinais não estarem devidamente cintados.

Para a ação sísmica com período de retorno $TR = 308$ anos o panorama é idêntico.

Considerando as principais deficiências detectadas na avaliação do comportamento dos viadutos a intervenção de reforço sísmico terá como objetivo o seguinte:

- Garantir que os viadutos funcionem na direção longitudinal como uma estrutura única eliminando as unidades dinâmicas independentes;
- Controlar os deslocamentos induzidos pelos sismos para níveis comportáveis pela estrutura;
- Reduzir substancialmente os esforços nos pilares e nas estacas, nomeadamente os esforços de corte, de modo a controlar as ruturas frágeis.
- A conceção adotada consiste na implementação das seguintes metodologias:
- Eliminar as juntas de dilatação ligando as diferentes subestruturas de modo a garantir um comportamento conjunto

global para os viadutos quer na direção longitudinal quer na direção transversal;

- Introduzir isolamento de base no tabuleiro de modo a reduzir as deformações e esforços nos pilares e fundações, concentrando os deslocamentos induzidos pelos sismos ao nível dos novos aparelhos de apoio HDRB;
- Alargar as juntas de dilatação nos encontros e pilares marginais quer na direção longitudinal quer na direção transversal.

Face aos altos períodos do modo de vibração na direção longitudinal será necessário aumentar o amortecimento para controlar o comportamento do tabuleiro sísmicamente isolado. Para o efeito serão introduzidos amortecedores na ligação do tabuleiro aos pilares marginais.

Para definição dos aparelhos de apoio HDRB foram realizadas análises preliminares de modo a calibrar a sua rigidez considerando as dimensões da estrutura disponíveis para colocar estes apoios, os deslocamentos do aparelho de apoio e os esforços nos pilares e estacas.

Considerando o tabuleiro contínuo a estrutura apresenta os seguintes modos de vibração fundamentais:

1.º modo $T = 1,32$ s ($f = 0,75$ Hz), longitudinal 2.º modo $T = 0,88$ s ($f = 1,14$ Hz), transversal

Seguidamente foram introduzidos os aparelhos de apoio HDRB em todos os apoios das vigas nos pilares parede, encontros e pilares marginais.

Das análises preliminares realizadas para calibração da rigidez dos aparelhos de apoio foi selecionado um apoio com as seguintes características:

Rigidez horizontal: $K_h = 1350$ kN/m Rigidez vertical: $K_v = 75\,5000$ kN/m

Este aparelho apresenta dimensões compatíveis com o espaço disponível entre a face superior dos pilares parede e a face inferior das vigas do tabuleiro. O aparelho tem capacidade para absorver deslocamentos relativos entre o tabuleiro e os pilares de 200 mm. Apresentam-se as características dinâmicas do comportamento da estrutura com o tabuleiro isolado.

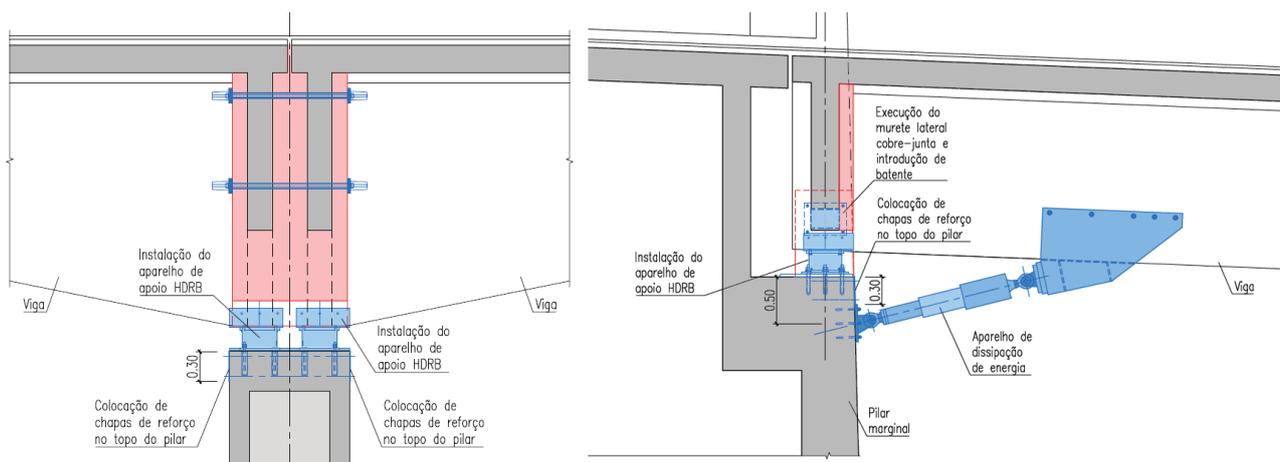


Figura 30 Isolamento sísmico e amortecedores nos pilares de transição

Modos de vibração principais do tabuleiro:

1.º modo $T = 2,57$ s ($f = 0,39$ Hz), longitudinal 2.º modo $T = 2,37$ s ($f = 0,42$ Hz), transversal

Para a ação sísmica com um período de retorno de 308 anos os deslocamentos são:

- Na direção longitudinal 0,122 m no encontro e 0,126 m no pilar de transição
- Na direção transversal 0,067 m no pilar de transição

Os deslocamentos a considerar para definição da abertura das juntas são os seguintes:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T$$

d_E deslocamento relativo à ação sísmica (deslocamento elástico)

d_G deslocamento relativo às ações permanentes (retração, fluência, pré-esforço)

d_T deslocamento relativo à variação de temperatura.

$$\psi_2 = 0,5$$

Os deslocamentos relativos à retração e fluência são nulos dada a idade da obra.

Deslocamentos na direção longitudinal:

- Encontro $d_{Ed} = 0,134$ m Pilar margem $d_{Ed} = 0,142$ m

Na direção transversal o deslocamento é o relativo à ação sísmica: $d_{Ed} = 0,067$ m

Uma vez que o comprimento da obra com tabuleiro contínuo excede o valor limite a partir do qual o movimento do terreno pode ser considerado não correlacionado há que tomar em conta os deslocamentos relativos das fundações do viaduto na quantificação dos deslocamentos relativos entre o tabuleiro e o encontro e o pilar de margem.

O valor do deslocamento relativo entre o encontro e o pilar de margem associado à variação espacial da ação sísmica é neste caso, de acordo com o EC8-2, igual a 0,089m.

Estes valores são combinados com os deslocamentos induzidos pelo

sismo na estrutura via combinação quadrática simples, obtendo-se os seguintes valores:

$$\text{Encontro } d_L = (0,134^2 + 0,089^2)^{1/2} = 0,161 \text{ m Pilar margem}$$

$$d_L = (0,142^2 + 0,089^2)^{1/2} = 0,168 \text{ m}$$

A abertura da junta deverá garantir os deslocamentos acima indicados.

Os deslocamentos a considerar para definição do aparelho de cobre-junta podem ser avaliados considerando o sismo de serviço:

$$d_{Ed} = 0,4 d_E + \psi_2 d_T$$

Os deslocamentos a considerar para definição da deformação dos aparelhos de apoio são os seguintes (os deslocamentos do tabuleiro são parcialmente acomodados com a deformação dos HDRB):

$$d_{Ed} = d_E + \psi_2 d_T$$

De acordo com o EC8-2 para aumentar a fiabilidade do sistema de isolamento os valores dos deslocamentos nos HDRB deverão ser aumentados considerando um fator de amplificação $\gamma_{IS} = 1,5$. Os valores do deslocamento relativo entre o encontro e os pilares associados à variação espacial da ação sísmica são combinados com os deslocamentos induzidos pelo sismo na estrutura via combinação quadrática simples.

Os deslocamentos máximos dos aparelhos de apoio assim obtidos são os seguintes:

$$\text{Direção transversal } d_{Ed} = 0,198 \text{ m Direção longitudinal: } d_L = 0,10 \text{ m}$$

Com a solução de isolamento de base as capacidades resistentes dos pilares parede garantem a segurança sísmica adotando um coeficiente de comportamento de 1,5.

Face à baixa rigidez da subestrutura na direção longitudinal considerou-se prudente aumentar o amortecimento nesta direção de modo a controlar os deslocamentos da estrutura e atenuar eventuais efeitos devidos a fenómenos de ressonância entre o terreno e a estrutura ou a eventos sísmicos extremos. Trata-se de uma medida de segurança adicional face ao isolamento de base anteriormente dimensionado.

Relativamente ao comportamento na direção transversal

considerou-se também prudente colocar amortecedores/batentes de borracha de modo a atenuar os deslocamentos devidos a eventuais fenómenos de ressonância ou a eventos sísmicos extremos. A definição de um critério para dimensionar os amortecedores/batentes foi considerar a energia de dissipação pretendida e a força mobilizada nestes elementos, a qual terá de ser compatível com a capacidade do elemento estrutural que os suportam.

5.2 Avaliação da segurança e reforço da Ponte

Relativamente ao funcionamento estrutural da ponte referem-se os seguintes aspetos:

- Na direção longitudinal cada tramo está fixo a um pilar numa extremidade e livre na outra extremidade, onde apoia através de um apoio móvel longitudinalmente;
- Na direção transversal ambas as extremidades estão fixas nos pilares.

A análise dos esforços na estrutura foi efetuada recorrendo a modelos tridimensionais que simulam a estrutura na sua globalidade (Figura 31). A resposta da estrutura às ações atuantes (esforços e deslocamentos) foi determinada recorrendo a análises elásticas.

Nos modelos de cálculo foram consideradas as características de rigidez de acordo com o recomendado na EN 1998-2. Todos os elementos que poderão entrar em cedência sob a ação sísmica deverão ser simulados considerando-se a rigidez efetiva na cedência.

No sentido de corretamente simular os esforços nos pilares marginais, são consideradas cargas pontuais correspondentes às reações dos aparelhos de apoio dos viadutos, com a excentricidade correspondente à real implantação dos aparelhos.

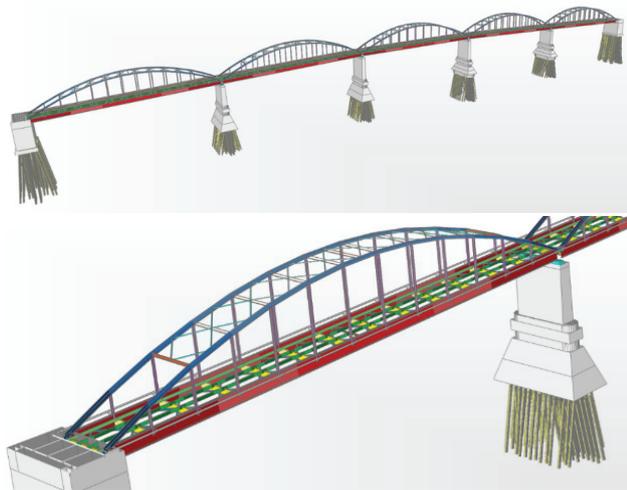


Figura 31 Modelo estrutural da Ponte

Verifica-se que na direção transversal (direção em que está disposta a armadura principal) a laje se apresenta folgada e que na direção longitudinal os momentos elásticos excedem o momento resistente. Face à elevada ductilidade da laje, considerando a redistribuição de momentos da direção longitudinal para a direção transversal, verifica-se que a segurança é satisfeita com folga.

Conclui-se que os passeios verificam a segurança elasticamente para o carregamento uniforme, no entanto, para o carregamento que envolve a carga pontual é necessária alguma redistribuição de esforços, entre direções ortogonais, para se atingir o equilíbrio. Esta constatação, e as deformações impostas cíclicas, por variação de temperatura, num elemento com uma taxa de armadura muito baixa, na direção longitudinal, justificam a fendilhação observada em obra.

As longarinas são compostas por secções I laminadas em aço macio afastadas de 2,80 m. As longarinas têm continuidade sobre as carlingas, sendo as ligações efetuadas a 1,90m das mesmas com recurso a chapas cobrejunta duplas nos banzos e na alma. As longarinas interiores são perfis I24" × 7,5" × 95# (609,5 × 190,5 × 14,5 × 25,7 mm) reforçados com chapas de banzo 190×10mm com 1,00m de comprimento nos apoios nas carlingas interiores e de novo a meio vão com 3,58 m de comprimento; as longarinas de extremidade são perfis I22" × 7" × 75# (558,8 × 177,8 × 12,7 × 22,4 mm) sem reforços.

O vão condicionante no dimensionamento das longarinas é o vão de extremidade, onde ocorrem os maiores momentos fletores e esforços transversos.

As carlingas correspondem a secções em I formadas por chapas e quatro cantoneiras, em aço macio. Nas carlingas interiores a chapa de alma tem 1400 × 10 mm, nas carlingas de extremidade, alinhadas com os apoios, tem 1375 × 13mm. Nas carlingas interiores as cantoneiras são L4.5" × 4.5" × 7/16", nas carlingas de extremidade as cantoneiras são L6" × 6" × 5/8". Nas carlingas interiores as chapas de banzo são 279 × 10 mm reforçadas por segunda chapa de 279 × 11 mm nos 5,3 m centrais, nas carlingas de extremidade as chapas de banzo são 356 × 18 mm sem reforço.

As carlingas apoiam nas vigas de rigidez através de ligações rebitadas, com um afastamento de 7,90 m (com exceção dos vãos de extremidade em que o afastamento é 7,80 m) e são carregadas pelas quatro longarinas que assentam no seu banzo superior. As longarinas estando conectadas à laje de betão armado sobrejacente funcionam também com travamentos impedindo o fenómeno de instabilidade lateral das carlingas.

Contrariamente ao funcionamento dos mais recentes tabuleiros em bowstring, as vigas de rigidez deste tabuleiro, pela altura e consequentemente rigidez que possuem, contribuem significativamente para a transmissão da carga gravítica do tabuleiro rodoviário diretamente para os apoios, pela sua própria flexão.

As vigas de rigidez correspondem a secções em I, formadas por uma chapa 2543 × 13 mm, que materializa a alma, quatro cantoneiras L8" × 8" × 1" (203 × 203 × 25,4 mm), que fazem a ligação entre a alma e os banzos através de ligações rebitadas, e pares de chapas de banzo de 457 mm com espessuras variáveis ao longo do vão, 19 + 19 mm a meio vão, 19 + 17 mm a terços de vão e 19 + 21 mm junto aos apoios (figura 32). As vigas de rigidez são em aço de alta resistência.

O arranque dos arcos nas vigas de rigidez é efetuado com uma excentricidade de aproximadamente 1,0 m em relação ao centro de gravidade das vigas de rigidez. Esta excentricidade gera a aplicação de um momento concentrado nas extremidades das vigas de rigidez,

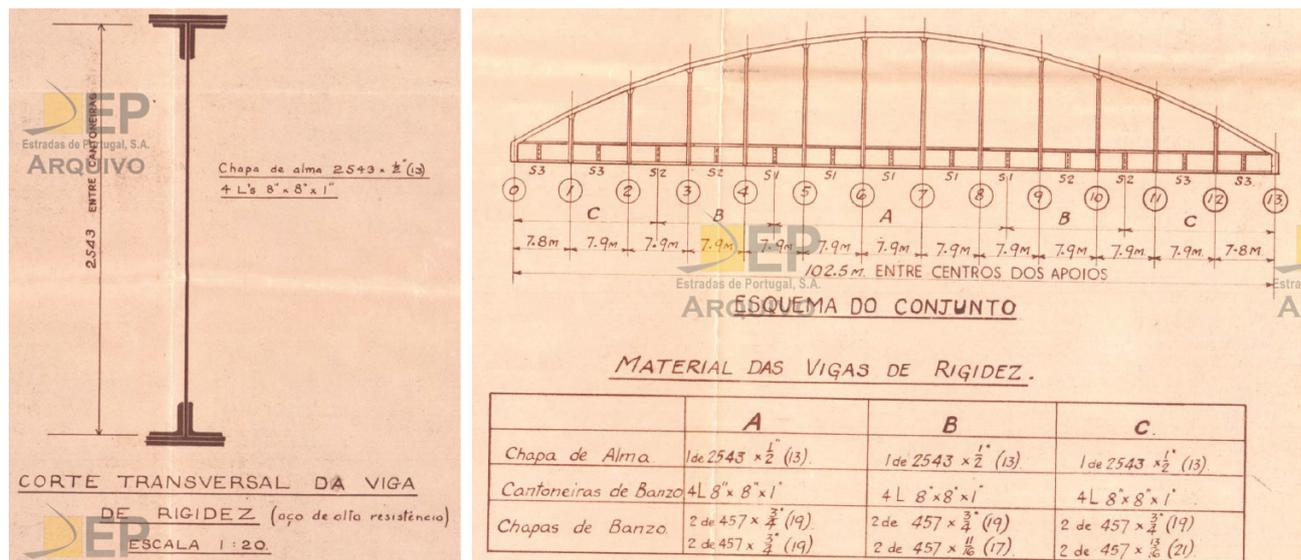


Figura 32 Recorte de desenhos de projeto com a geometria das vigas de rigidez

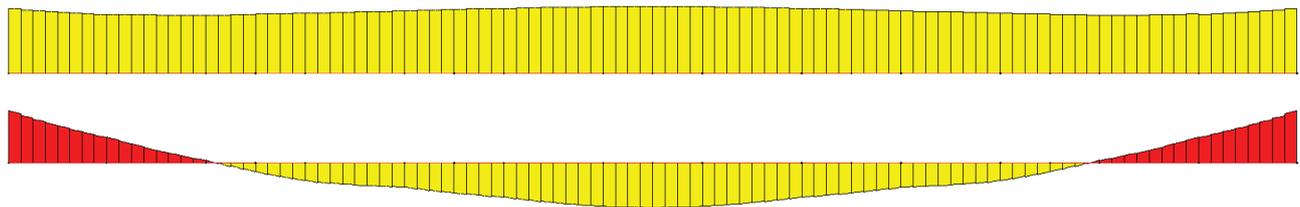


Figura 33 Diagramas de esforços da viga de rigidez, axial e fletor

proveniente do esforço axial dos arcos. Decorrente da aplicação destes momentos concentrados nas extremidades das vigas de rigidez, o momento fletor a meio vão e nas extremidades resultam de magnitude muito próxima, tendo portanto um muito bom funcionamento (figura 33).

As vigas de rigidez satisfazem os requisitos de segurança.

Os pendurais das vigas rigidez aos arcos formam pórticos transversais com as carlingas, sob a laje do tabuleiro, e os travamentos transversais dos arcos. Assim, os pendurais são elementos tracionados com momentos fletores provenientes de ações transversais como o vento e o sismo.

Os pendurais correspondem a secções em I, orientadas transversalmente, formadas por uma chapa 462 x 10 mm, que materializa a alma, e quatro cantoneiras L5" x 3" x 0,30 com rebordo (bulb angles - 127 x 76,2 x 7,62 mm) rebitadas à alma, que assim materializam os banzos. Os pendurais do primeiro pórtico, em relação aos apoios, são reforçados com chapas de banzo, 279 x 19 mm. Os pendurais são em aço macio. Verificam-se duas combinações de ações, a combinação fundamental com a sobrecarga rodoviária (LL) como ação variável principal e o vento transversal (W90) como ação variável secundária, combinação que gera maior esforço axial, e a combinação fundamental com o

vento transversal (W90) como ação variável principal e a sobrecarga rodoviária (LL) como ação variável secundária, combinação que gera maior momento fletor.

Os pendurais mais esforçados são os mais próximos dos apoios, correspondendo à localização onde o arco tem menor excentricidade em relação ao tabuleiro e onde tem maior ângulo em relação ao mesmo, correspondem também aos únicos pendurais sem travamento transversais no topo, para permitir a passagem dos veículos, funcionando transversalmente como consolas. Estes elementos verificam a segurança.

Foi ainda efetuada a verificação de segurança da ligação entre os pendurais e as vigas de rigidez do tabuleiro.

Conclui-se que esta ligação necessita de ser reforçada. No entanto, esta situação aplica-se unicamente aos pendurais mais próximos dos apoios, nos restantes alinhamentos de pendurais de secção tipo as ligações existentes verificam a segurança.

Conclui-se que para os alinhamentos 1-1 é necessário acrescentar 3 pares de rebites aos 6 existentes e prolongar as chapas cobrejuntas de 19 mm através de soldaduras de topo.

Para os alinhamentos 2-2 conclui-se necessário acrescentar 2 pares de rebites aos 11 existentes e prolongar as chapas cobrejuntas de 22 mm através de soldaduras de topo.

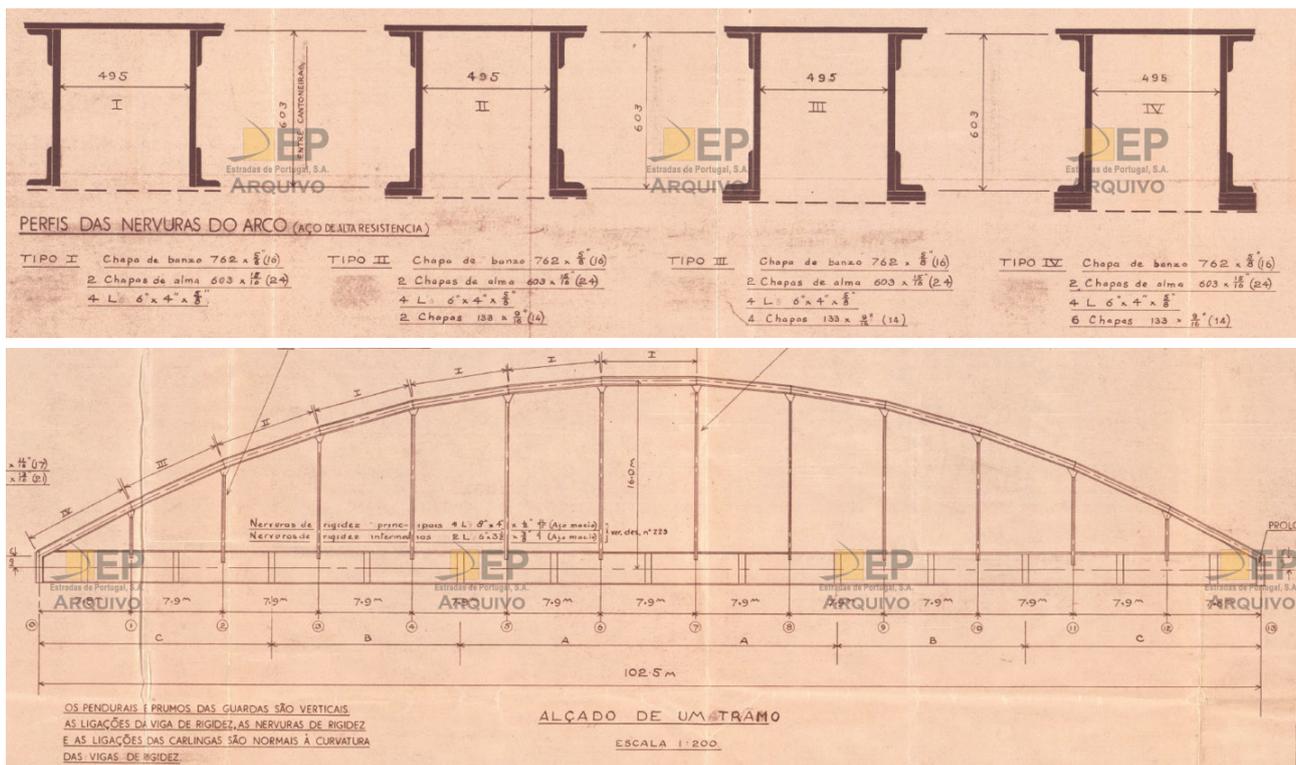


Figura 34 Recorte de desenhos de projeto com a geometria dos troços de arco

As secções dos arcos correspondem a secções compostas resultando num comportamento de secção tubular retangular fechada, apesar da face inferior ser materializada por uma triangulação de barras de rótula. A chapa de banzo superior tem 762×16 mm, as chapas de alma 603×24 mm, a ligação entre as chapas de banzo e de alma é realizada através de cantoneiras $L6" \times 4" \times 5/8"$ ($152 \times 102 \times 16$ mm) por rebitagem, o banzo inferior, conforme referido é materializado por uma triangulação de barras de rótula 114×16 mm intercaladas por chapas 381×10 mm a terços do comprimento dos troços de arco, onde existem também chapas de diafragma de 10 mm de espessura ligadas através de cantoneiras às quatro faces da secção.

Existem quatro secções transversais distintas, diferenciadas pelo número de pares de chapas longitudinais 133×14 mm que possuem no banzo inferior. Os arcos são em aço de alta resistência, exceto as barras de rótula que são em aço macio (figura 34).

Foi realizada uma análise linear de estabilidade (buckle) da estrutura da ponte a partir da combinação de ações fundamental. Desta análise resulta que os multiplicadores da combinação fundamental (α_{cr}) correspondentes aos primeiros modos de encurvadura dos arcos para fora do plano são respetivamente 2,89 e 3,80, demonstrando a importância dos efeitos de segunda ordem e a inviabilidade da realização de uma verificação de segurança baseada em análises lineares. Verifica-se reduzida sensibilidade a efeitos de segunda ordem na flexão dos arcos no seu próprio plano.

A verificação de segurança dos arcos é efetuada através de uma

análise elástica não linear de segunda ordem, incluindo uma imperfeição geométrica que inclui a imperfeição global da estrutura e a imperfeição elementar do troço de arranque sem travamento transversal (elemento condicionante). A partir dos resultados obtidos desta análise é efetuada a verificação de segurança das secções mais esforçadas. A amplitude e geometria das imperfeições geométricas a considerar em arcos em pontes é apresentada no Anexo D do EC3-2.

Apresentam-se na figura 35 o diagrama de momento fletor para fora do plano dos arcos decorrentes da análise linear sem imperfeições geométricas para a combinação fundamental e o mesmo diagrama para a análise não linear de segunda ordem com imperfeição geométrica.

Verifica-se que a amplificação de esforços devida às imperfeições transversais é muito significativa, concentrando-se nos troços dos arcos junto aos arranques, sem travamento transversal, demonstrando ser este o segmento condicionante e tornando comparativamente baixos os momentos fletores horizontais no restante comprimento dos arcos.

Os esforços nos arcos decorrentes da análise modal por espectro de resposta da ação tipo 1 na direção transversal da ponte, com imperfeição geométrica, são comparados com os decorrentes da análise linear das combinações de ações fundamentais envolvendo a ação do vento transversal, também com imperfeição geométrica. Desta comparação conclui-se não ser condicionante a ação sísmica na verificação de segurança dos arcos.

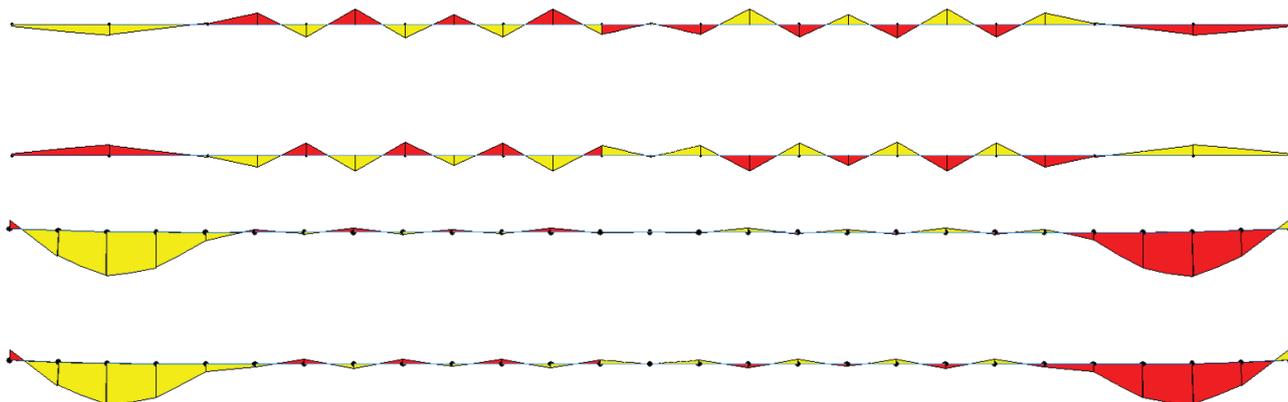


Figura 35 Diagramas de momento fletor dos arcos para as duas análises

Para a verificação da segurança para a combinação sísmica de ações os elementos estruturais analisados são os pilares e fundações dado que os esforços no tabuleiro não apresentam relevância sob os efeitos da ação sísmica.

Os primeiros 5 modos correspondem a movimentos de consola longitudinal dos pilares:

1.º modo $T = 1,92$ s ($f = 0,52$ Hz) 2.º modo $T = 1,90$ s ($f = 0,52$ Hz)

Os segundos 5 modos correspondem a movimentos transversais dos arcos

6.º modo $T = 1,01$ s ($f = 0,99$ Hz) 7.º modo $T = 0,91$ s ($f = 1,10$ Hz)

A capacidade resistente ao esforço transversal é determinada em seguida. A falta de capacidade resistente ao momento fletor que se verifica em cálculo não constitui um problema na realidade, significando apenas que se formará uma rótula plástica na base dos pilares aquando da solicitação sísmica, possuindo a secção dos pilares ductilidade suficiente para os deslocamentos impostos. No entanto, é essencial garantir a resistência ao esforço transversal em falta, caso contrário dá-se uma rotura frágil previamente à formação da referida rótula plástica, para tal terão os pilares que ser reforçados.

Face à insuficiência de capacidade resistente dos pilares do rio ao esforço transversal na direção longitudinal da ponte, a estratégia de reforço tem como objetivo aumentar esta resistência aumentando a quantidade de armadura transversal. O reforço consiste em adicionar uma lâmina de betão armado de 7 cm de espessura nas faces laterais interiores dos dois vazios existentes nos pilares. Esta lâmina terá armadura vertical $\varnothing 8//0,125$ para controlo de fendilhação e $\varnothing 12//0,30 + \varnothing 10//0,30$ na horizontal, sendo que apenas os varões de 12 mm de diâmetro são selados no betão existente. Adicionalmente, serão colocadas mantas de fibras de carbono do tipo C-sheet 240 (400 gr/m^2) nos topos dos pilares, na direção horizontal, com 0,30m de largura, afastadas de 0,50m na direção vertical (figura 36).

$$\text{Asf/s} = 2 \times 0,223 \times 300 / 0,5 = 2,68 \text{ cm}^2/\text{m}$$

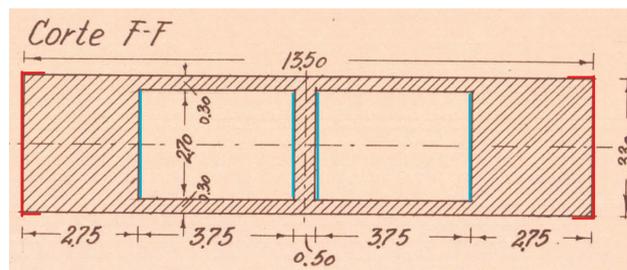


Figura 36 Localização do reforço dos pilares do rio (laminas a azul, mantas a vermelho)

Na avaliação dos deslocamentos dos aparelhos de apoio e das juntas de dilatação considera-se a combinação de ações sísmica com a componente quase permanente da sobrecarga rodoviária e da variação de temperatura.

Apesar do comprimento de tabuleiro contínuo na ponte não exceder o valor limite a partir do qual o movimento do terreno pode ser considerado não correlacionado, são tomados em conta os deslocamentos relativos das fundações da ponte na quantificação dos deslocamentos relativos nas juntas de dilatação do tabuleiro. Obteve-se um valor de 0,039 m.

Estes valores são combinados com os deslocamentos induzidos pelo sismo na estrutura via combinação quadrática simples.

A abertura atualmente existente é de 0,06 m, largamente insuficiente para os deslocamentos que se registam. Por este motivo as juntas de dilatação existentes terão de ser substituídas e a abertura entre tabuleiros terá que ser aumentada (figura 37).

Para as juntas de dilatação da ponte conclui-se ser necessário que a distância livre entre subestruturas seja aumentada para 38 cm,

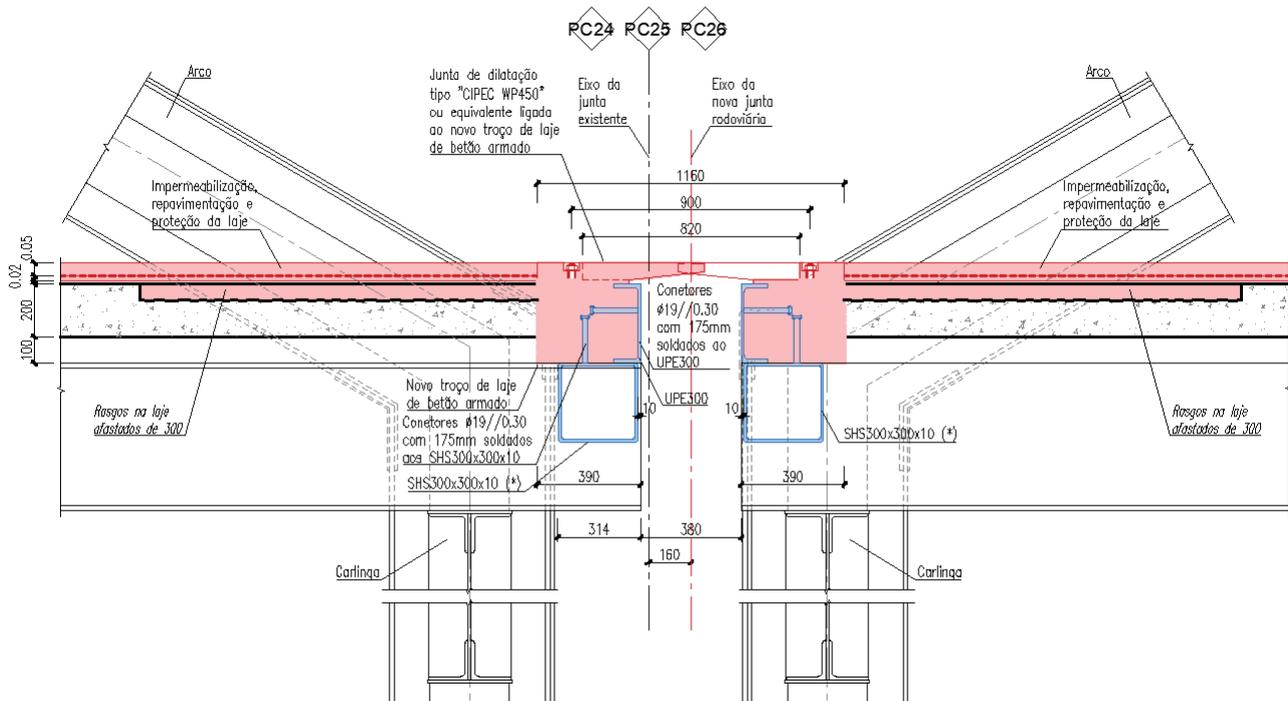


Figura 37 Novos perfis transversais e juntas de dilatação

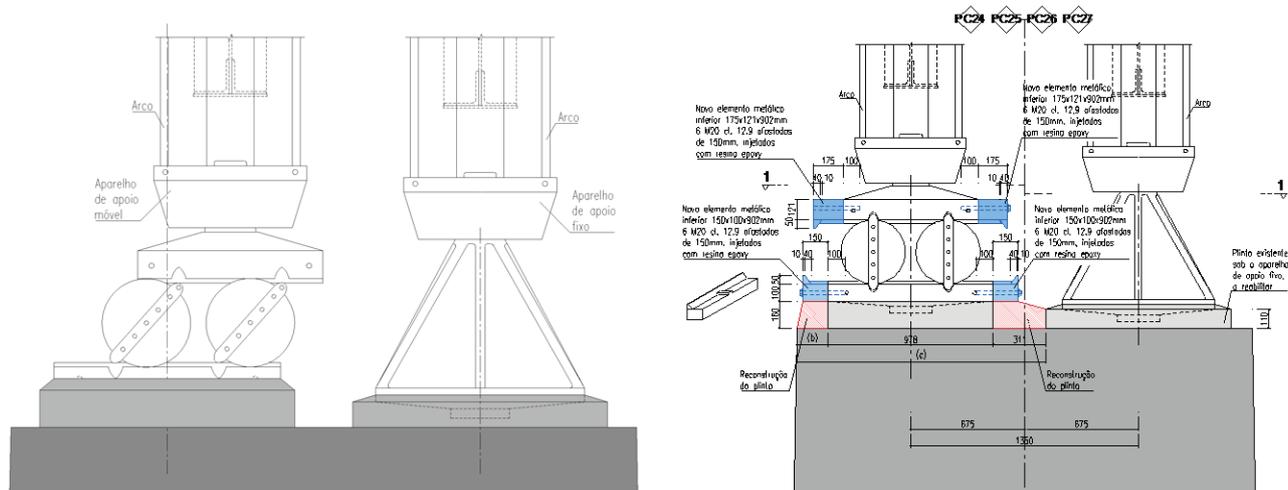


Figura 38 Movimento dos aparelhos de apoios móveis e proposta de intervenção

nos pilares PC24, PC25, PC26, e aumentada para 25 cm nos pilares PM23 e PC27. Para realizar esta alteração será necessário retirar as juntas de dilatação existentes, demolir uma faixa transversal das lajes do tabuleiro, cortar as extremidades das longarinas e cachorros metálicos que suportam a junta atual nos alinhamentos dos arcos, introduzir novos perfis transversais e instalar novas juntas de dilatação (por exemplo, do tipo WP450 e WP300 da Freyssinet) fixas aos novos perfis transversais que transmitirão por torção o momento das juntas para as longarinas.

O máximo deslocamento dos aparelhos de apoios móveis da ponte acontecerá nos aparelhos sobre o pilar PC25 para a ação sísmica tipo 1, com uma magnitude de 0,303 m. Na figura 38 apresenta-se este deslocamento refletido geometricamente, assumindo que não se dão deslizamentos entre superfícies. A distância remanescente entre o bordo da chapa superior e a linha de contacto com o rolo é de 2,15 cm.

Para o sismo com período de retorno de 475 anos conclui-se que com a geometria existente dos aparelhos de apoio móveis restaria uma folga de 2,15 cm (assumindo que não se dão deslizamentos entre superfícies). No entanto, uma vez que a consequência da peça superior dos aparelhos de apoios móveis perder o apoio dos rolos subjacentes é o colapso global da subestrutura, esta verificação deve ser verificada para um sismo com um período de retorno de 975 anos, associado a um estado limite último de colapso eminente. Para este segundo sismo, com a geometria existente, dá-se a perda de apoio e equilíbrio dos aparelhos de apoio móveis.

Para dotar os aparelhos de apoio de superior capacidade de deslocamento será necessário adicionar novas peças metálicas de forma paralelepédica, com direção transversal, fixas às extremidades longitudinais das peças existentes.

Os aparelhos de apoio móveis da ponte permitem deslocamento apenas na direção longitudinal, a restrição de movimento transversal é efetuada através da existência de uma circunferência reentrante nos rolos aonde encaixa um guiamento saliente das peças inferiores e superiores.

6 Guardas de segurança rodoviária e guarda corpos

Como referido será instalada uma nova guarda de segurança com um nível de retenção H2 (conforme a Norma EN1317), em substituição do atual jersey junto à berma nos viadutos e do lancil/guarda de segurança metálica na ponte, sobre os quais não há certificado.

Atendendo ao tráfego pedonal nos passeios a guarda deverá ser dotada de corrimão no topo e incluir rede de modo similar ao previsto para os novos guarda corpos a colocar no bordo do tabuleiro do viaduto e ao existente na ponte igualmente nos guarda corpos.

Tendo em conta a proximidade da guarda de segurança rodoviária face aos elementos da estrutura metálica da ponte acima do tabuleiro (arcos e pendurais), torna-se necessário restringir o mais possível a deformabilidade da guarda e por consequência limitar a largura útil W_m da guarda a adotar. A largura útil W_m é definida na Norma EN 1317, sendo o valor mais baixo correspondente à classe W1 (largura útil até 0,6m). De referir que este valor deve ser aferido

pelo fabricante através do ensaio definido na EN1317-2, no qual é também comprovado o nível de retenção H2 requerido para a presente obra.

Para efeito da verificação da segurança da estrutura existente, consultaram-se os guias técnicos do Setra – “Barrières de Sécurité pour la reternue des Poids Lourds” de 1999 e “Ouvrage d’Art” de 2004, os quais são uma referência no que se refere à especificação detalhada das guardas de segurança e também em relação à sua instalação em pontes existentes, como é o caso da Ponte Marechal Carmona.

No documento de 2004 é prescrita uma verificação de segurança para um nível de ações superior:

→ Força transversal / horizontal de $F = 180$ kN

→ Momento fletor de eixo longitudinal de $M = 120$ kNm

Não sendo verificada a segurança das estruturas existentes para estas ações torna-se necessário a introdução de reforços, os quais de acordo com o mesmo documento de 2004 devem ser calculados para as seguintes ações:

→ Força transversal / horizontal de $F = 200$ kN

→ Momento fletor de eixo longitudinal de $M = 133$ kNm

No presente estudo adotam-se assim estas prescrições do Setra, sendo dispensado qualquer cálculo específico da guarda de segurança.

A fixação faz parte do sistema de classificação da guarda, sendo o esquema apresentado nas peças desenhadas indicativo e deverá ser ajustado em função da guarda que seja proposta e aprovada, em conformidade com as características requeridas pelas IP.

A verificação de segurança da consola dos viadutos é condicionada pelo esforço de flexão e tração que o choque do veículo implica na consola, para equilíbrio da base dos prumos de suporte da guarda. Esta verificação em ELU deve ser feita para a combinação de acidente no Anexo A2 do ECO, em que a ação de acidente é a obtida no documento do Setra majorada por 1,25 de acordo com o documento do Cerema/Setra – “Dispositifs de retenue routiers marqués CE sur ouvrages d’art” de 2014.

Na avaliação preliminar com o par de esforços indicado pelo Setra para verificação da necessidade de reforço das consolas dos viadutos e da ponte concluiu-se que em ambos os casos não é verificada a segurança, ou seja, são necessários reforços nas consolas.

Como armadura de reforço na face superior da laje considerou-se a utilização de laminados FRP com 2 cm x 1,4 mm e módulo de elasticidade de 200 GPa inseridos em rasgos a realizar na face superior do betão, afastados de 300 mm no sentido longitudinal do tabuleiro. Para a ponte adota-se uma solução semelhante com laminados afastados 270 mm.

A armadura de reforço em fibra de carbono fica deste modo amarrada dentro do lancil (que será reconstruído em toda a extensão dos viadutos e da ponte) e será prolongada aproximadamente até à segunda viga mais distante da consola, contribuindo para a verificação da segurança na consola e na laje entre a viga exterior e a segunda viga.

A verificação da segurança dos guarda corpos foi realizada em conformidade com a norma NP4491:2009, a qual determina a

utilização de uma força horizontal de 1 kN/m aplicada ao nível do corrimão.

Nos viadutos, o estado de degradação do guarda corpos existentes (prumos de betão e elementos metálicos) e o não cumprimento das disposições de segurança definidas pela referida norma, designadamente os espaçamentos máximos entre elementos, determinou a substituição por um guarda corpos novo.

Na ponte, é possível manter a maior parte do existente, introduzindo-se alterações de modo a corrigir insuficiências do guarda corpos no cumprimento de disposições geométricas da mesma norma.

Por uma questão estética, a solução definida para os viadutos foi tornada semelhante à solução existente na ponte.

Além dos prumos verticais e corrimão, as guardas incluem painéis de rede metálica galvanizada com $50 \times 50 \times 2,8$, a qual é mantida na configuração plana por cantoneiras $L60 \times 60 \times 8$ que delimitam a rede e que são fixadas aos elementos verticais da guarda.

7 Restrição à exploração do tabuleiro durante a execução dos trabalhos

Prevê-se que a execução da obra dure 32 meses.

Durante 24 meses o número de vias atuais de 2 (sentido Sul-Norte) + 1 (sentido Norte -Sul) será alterado para 1 + 1 vias permitindo primeiro a jusante (12 meses) e depois a montante (12 meses) a realização dos trabalhos nas bermas, lancis, passeios e estrutura acima do tabuleiro. O tabuleiro rodoviário tem apenas 9 m de largura. A zona de trabalhos será limitada a 2,5 m e devidamente protegida. Após a realização destes trabalhos será realizado em período noturno a intervenção na zona central da ponte, a repavimentação e impermeabilização e substituição de juntas. Foram previstos 4 meses para estas tarefas. Nesta fase funcionará apenas 1 via para os dois sentidos (alternadamente) com recurso a controlo semafórico e policial.

Referências

- [1] JAE – Projeto da Ponte Marechal Carmona, 1948.
- [2] IP – Arquivo do projeto, obra e inspeções, 2021.
- [3] A2P – Projeto de reabilitação e reforço da Ponte Marechal Carmona, 2022.

