



REFORÇO DA PONTE DE SOURE AO KM 216.891 DO RAMAL DE ALFARELOS

Nuno Travassos^{a,*}, Julio Appleton^b, Rui Pombo^c e Pedro Campos^d

^{a,b,c} *A2P Consult, Lda*

^d *Infraestruturas de Portugal, SA*

Resumo. A presente comunicação tem como objectivo apresentar o Reforço da Ponte sobre o Rio Soure, no Ramal de Alfarelos. O reforço desta ponte foi dividido em duas empreitadas. Numa primeira fase foi realizado o reforço e reabilitação estrutural da estrutura metálica do tabuleiro e foram introduzidos os montantes e desviadores do sistema de pré-esforço exterior que faz parte integrante da intervenção na ponte. Numa segunda fase foi realizado o reforço de fundações e a introdução de um sistema de pré-esforço exterior no tabuleiro.

1. Introdução

A ponte ferroviária sobre o rio Soure, está localizada ao Km 216.891 do Ramal de Alfarelos.

O projecto original da ponte data de 1887, numa época em que as cargas regulamentares correspondiam a menos de metade das actuais. Nos anos 60/70 do século XX foi objecto de alteamento para introdução de catenária, reparações e reforços tendo em vista melhorar a sua capacidade de carga.

O A2P realizou os projectos de reabilitação e reforço mais recentes, tendo a última intervenção no local correspondido à obra realizada em 2015.

Antes da realização dos projectos foram analisados os elementos de projecto disponíveis e foi realizada uma inspeção a toda a obra, incluindo ensaios de caracterização de materiais, com vista a conhecer a resistência dos aços em chapas, perfis e ligações, assim como caracterizar a intensidade das situações de degradação dos aços. Realizou-se ainda uma campanha de sondagens geotécnicas que incluiu ainda a realização de furações no eixo dos pilares para aferir a profundidade das fundações existentes e caracterizar os materiais constituintes dos pilares.

Em fase de obra, a ponte foi objecto de ensaios de carga, os quais permitiram comprovar a eficácia do sistema de reforço e verificar os modelos de cálculo adoptados.

2. Caracterização da estrutura da ponte

A ponte sobre o Rio Soure é uma ponte metálica ferroviária, com 120.12 m de comprimento, constituída por uma superestrutura contínua de 3 tramos com 40.04 m de vão, de secção transversal tipo pórtico, apoiada em pilares de alvenaria, os quais estão fundados em pegões.

As vigas principais de alma rota, tem uma altura de 5.775 m e é constituída por cordas interligadas por montantes, espaçados de 2.86 m, e um reticulado de barras diagonais de secção em dupla cantoneira.

Tanto superior como inferiormente as vigas são travadas por um reticulado de barras. Na parte inferior da viga existe ainda um outro nível de contraventamento ao nível das longarinas e que é composto por barras de secção transversal em cantoneira. As longarinas e carlingas são em secção I composta (formada pela chapa de alma e por cantoneiras cujas abas horizontais definem os banzos) onde apoiam as travessas de via (madeira) e sobre elas, finalmente os carris.

Os pilares foram executados em alvenaria de pedra, forrada a cantaria, e têm uma secção rectangular acrescida de extremidades com forma semi-circular.

A viga metálica apoia-se nos encontros e nos pilares através de aparelhos de apoio metálicos móveis, à excepção do apoio no pilar do lado de Alfarelos que é fixo.

Ao longo dos seus 100 anos de existência, a Ponte de Soure terá sido objecto de trabalhos de beneficiação. De acordo com a documentação consultada, foram realizados diversos trabalhos de reforço e reparação da estrutura metálica, nomeadamente:

- a introdução de montantes espaçados de 2.86 m na secções correntes da viga;
- o alteamento do contraventamento horizontal superior (travessas e diagonais) para instalação da catenária;
- a introdução de um contraventamento horizontal, ao nível do tabuleiro, entre longarinas;
- o reforço dos banzos das cordas superior e inferior das vigas principais, com introdução de chapas metálicas adicionais;
- modificação das longarinas;
- substituição de peças fendidas;
- introdução de estribos de betão armado nos pilares e encontros;
- introdução de uma cinta metálica na cabeça do pilar onde se localiza o apoio fixo;
- substituição dos aparelhos de apoio;

Nas figuras 1 e 2 apresentam-se fotografias ilustrativas da estrutura da Ponte antes da reabilitação geral de 2003.



a) Vista exterior da estrutura



b) Vista no interior da estrutura

Fig. 1: Vistas gerais da Ponte antes da reabilitação de 2003



a) Apoio fixo



b) Apoio móvel

Fig. 2: Pormenores dos apoios da Ponte antes da reabilitação de 2003



Fig. 3: Alçado da Ponte antes da reabilitação de 2003

3. Evolução da regulamentação aplicável a pontes metálicas

Apresenta-se seguidamente a evolução das acções consideradas na regulamentação para as pontes metálicas. Esta análise constitui uma forma indirecta de avaliar as hipóteses de cálculo do projecto original, em especial no que se refere aos pilares e fundações, para as quais não existe informação sobre a capacidade mecânica dos materiais envolvidos.

A análise dos comboio-tipo regulamentados desde 1877 (incluindo a Circular Francesa) mostra que de 1929 a 1983 (regulamento actual) a carga equivalente por ml de ponte praticamente não cresceu, mas que em relação à Circular Francesa de 1877 a carga por ml, hoje considerada, praticamente duplicou. Uma vez que o projecto inicial foi executado por uma empresa francesa em 1887, é natural que a regulamentação aplicada tenha sido a vigente neste país (provavelmente a Circular Francesa de 1877). Assim, para a Ponte de Soure obtiveram-se os resultados apresentados na tabela 1.

Tabela 1: Evolução dos comboios-tipo Regulamentares

Regulamento	Ano	Carga (t/m)
Circular francesa	1877	4.100
Circular francesa	1891	3.330
Regulamento Português (sobrecarga rebocada por 2 máquinas da série 09-026)	1897	3.055
Comboio Regulamentar	1897	3.380
Comboio Extra Pesado	1897	6.477
Comboio Teórico	1897	2.531
Regulamento de Pontes Metálicas	1929	7.992
Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes	1961	8.508
Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes	1983	8.970

4. Prospecção geotécnica e sondagens para identificação da cota de fundação dos pilares e encontros

Realizaram-se em 2001 e 2004 campanhas de sondagens [1] onde se fez um furo em cada um dos pegões que dão apoio aos pilares e encontros, atravessando-os, por forma a localizar a base dos pegões e os materiais que os constituem. Adicionalmente, lateralmente a cada pegão, realizaram-se outros furos para caracterização dos solos e realização de ensaios SPT. O relatório do reconhecimento geotécnico, com base neste conjunto de 8 sondagens (duas no alinhamento de cada pilar e de cada encontro), identificou a presença no local de diversos complexos lito-geotécnicos assim caracterizados:

C1 - Depósitos superficiais e de aterro areno-argilosos com 4 m de espessura máxima.

C2A -Depósitos aluvionares constituídos por lodos silto-arenosos cinzentos escuros, muito moles a moles (em regra SPT ~ 0 a 4 com alguns valores superiores no topo) e que se prolonga até profundidades compreendidas entre cerca de 17 e 19.5 m. Nas sondagens 3 e 4 este complexo ocorre novamente entre cerca de 25.5 e 28.5 m.

C2B -Depósitos aluvionares constituídos por areias finas mais ou menos lodosas, cinzentas, soltas a medianamente compactas (em regra SPT ~ 5 a 27), e que exhibe espessuras compreendidas entre cerca de 7 m, junto ao encontro E2 da ponte, e 17 m junto ao encontro E1.

C2C -Depósitos aluvionares constituídos por areias grosseiras argilosas, amareladas e acinzentadas, por vezes com seixos, que exhibe espessuras compreendidas entre cerca de 2.5 e 4 m.

C3 - Arenitos argilosos de granulometria variável, acinzentados e arroxeados, com algum areão, muito compactos (em regra SPT > 60) e argilas cinzentas, muito rijas (STP > 60). O topo destas formações ocorre aproximadamente entre cerca de 29.5 e 39.5 m de profundidade.

Com estas sondagens foi possível concluir que os pegões estão apoiados sobre o topo das formações aluvionares arenosas que constituem o Complexo C2B.

5. Avaliação das condições de segurança da ponte existente

Tendo em vista a avaliação da necessidade e viabilidade de reforço da ponte, recorreu-se a modelos tridimensionais de elementos finitos de barra simulando a totalidade da estrutura metálica. Para a verificação da segurança da estrutura existentes foram consideradas as acções definidas no regulamento português de 1983 (RSA).

5.1 Superestrutura

Com a análise realizada concluiu-se que as diagonais das almas e as diagonais do travamento superior quando sujeitas a compressões elevadas apresentavam insuficiente capacidade resistente em especial à encurvadura para fora do plano. As cordas superiores e inferiores não cumpriam os requisitos de segurança em relação à fadiga. Os montantes sobre os encontros apresentavam uma secção muito inferior à dos montantes interiores, verificando-se que a segurança envolvendo os efeitos do vento transversal não estava garantida.

5.2 Infraestrutura

5.2.1 Pilares e encontros

A interpretação dos desenhos disponíveis e o conhecimento das técnicas da época permitiram afirmar que os pilares são de alvenaria, forrada a cantaria e com um núcleo central de betão

simples ou de alvenaria, executado quando da selagem da fundação. De acordo com o relatório de sondagens, os pilares e encontros da ponte são constituídos por alvenaria de pedras de calcário argamassadas com cal e prolongam-se até profundidades compreendidas entre cerca de 17.00 e 20.00 m. De um modo geral as alvenarias apresentam-se em bom estado de conservação, não se observando vestígios significativos de lavagem da argamassa. As percentagens de recuperação de amostra foram em regra elevadas, da ordem de 90-100%. É, no entanto, de referir que nas sondagens 1', 2' e 3', realizadas com 70-75° de inclinação, e nas proximidades da parte central dos encontros e pilar, atravessaram-se zonas preenchidas com brita solta, sem vestígios de argamassa, correspondentes ao enchimento dos poços de extracção dos produtos da escavação. Na sondagem 4' esta zona não foi atravessada pois a sondagem foi realizada com inclinação superior (80°).

Recorreu-se ao Eurocódigo 6 - "Common Unified Rules for Masonry Structures" para a verificação dos pilares. Da verificação efectuada conclui-se que os pilares e encontros onde os aparelhos de apoio são móveis apresentam níveis de tensão axial aceitáveis para as cargas permanentes e sobrecargas com sentido vertical. Porém, o pilar onde se localizam os apoios fixos não verifica a segurança para a hipótese de carga envolvendo a acção regulamentar de frenagem ou arranque.

5.2.2 Fundações

A análise dos perfis interpretativos do relatório geotécnico, permitiu concluir que os pegões, que suportam os pilares e encontros da ponte, estão apoiados no topo das formações aluvionares arenosas que constituem o complexo C2B. Todavia, esta formação apresenta fraco desempenho, caracterizado por valores de NSPT entre 6 a 13 sob os pilares e valores de NSPT entre 6 e 26 sob os encontros. No caso dos pilares, sob a camada C2B há uma segunda camada C2A, correspondente a um lodo siltoso com valores de NSPT entre 0 e 2.

Para além do insuficiente desempenho do terreno de fundação, constatou-se que o comboio tipo actual tem aproximadamente o dobro da carga/m do comboio de 1877. A reacção do apoio máximo devido ao comboio tipo do projecto inicial, será cerca de metade da obtida no presente cálculo. A reacção devida às cargas permanentes será aproximadamente a mesma. Nessa hipótese, a tensão transmitida pelo comboio tipo de 1877 seria de 3.34 Kg/cm² (para acções não majoradas).

6. Concepção do reforço

6.1 Reforço do tabuleiro

Optou-se por uma solução mista de aplicação do pré-esforço exterior complementado pelo reforço local de algumas barras. Esta solução contribui para uma melhoria global da estrutura e reduz o número de barras a substituir ou a reforçar. Tem a vantagem de provocar uma redução dos esforços de compressão em diversos elementos permitindo desta forma diminuir o número de barras a reforçar ou substituir. Esta solução tem ainda a vantagem de introduzir uma força vertical que comprime os apoios extremos, benéfica uma vez que contraria as forças de levantamento produzidas em certas hipóteses de carga.

A solução de pré-esforço exterior baseia-se num traçado trapezoidal constituído por um cabo de 12 monocórdões de 1,5cm² de secção transversal (não aderentes autoprotégidos) em cada uma das vigas do tabuleiro.

O traçado de cabos implica a necessidade de executar blocos de ancoragem exteriores, por forma a evitar que o esforço axial associado ao pré-esforço seja transmitido à estrutura da ponte. Estes blocos foram fundados com micro-estacas, complementadas com ancoragens definitivas.

De igual forma houve que executar novos montantes sobre os apoios nos pilares e encontros, onde foram montados os desviadores superiores, e que ficaram parcialmente desligados dos montantes existentes, por forma a que a reacção vertical devida ao pré-esforço se transmita directamente para o apoio sem introduzir esforços na estrutura existente. Nos vãos, ao nível das cordas inferiores, a força de desvio é transmitida ao tabuleiro por intermédio de novas carlingas em cuja extremidade se situam os desviadores inferiores dos cabos.

Os desviadores superiores são móveis relativamente aos montantes. Os deslocamentos dos desviadores superiores são controlados por tirantes horizontais longitudinais que interligam esses desviadores. Estes tirantes são constituídos por 2 barras com Ø30mm de diâmetro. Nos desviadores inferiores, que estão fixos às novas carlingas, são os próprios monocordões que podem deslizar no interior das próprias bainhas. De acordo com as especificações dos fabricantes de cabos de pré-esforço, o raio mínimo de curvatura dos cabos é de 2,50m, tendo sido esse o valor adoptado para os desviadores inferiores. O puxo dos cabos de pré-esforço foi realizado apenas nos maciços de ancoragem exteriores e nos desviadores superiores.

O valor do pré-esforço a aplicar foi determinado por forma a minimizar o número de elementos a reforçar ou a substituir localmente. Em geral o reforço complementar de perfis, consistiu na adição de chapas ou cantoneiras aos perfis existentes. Em alguns casos, como por exemplo nas diagonais da alma da viga, verificou-se ser mais viável a substituição dos perfis em que a segurança estava comprometida por novos perfis em aço S235.

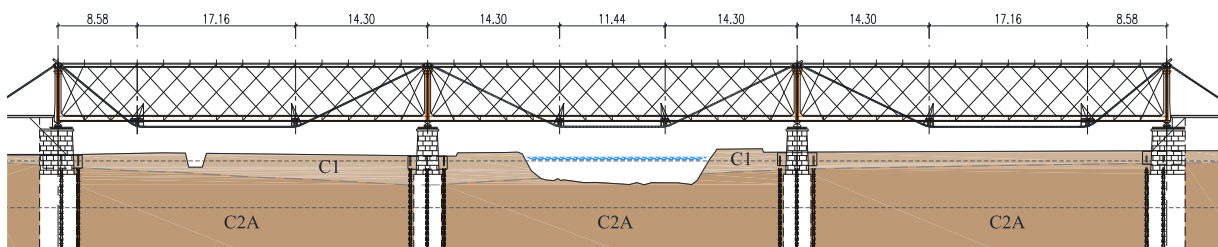


Fig. 4: Alçado da Ponte com os cabos

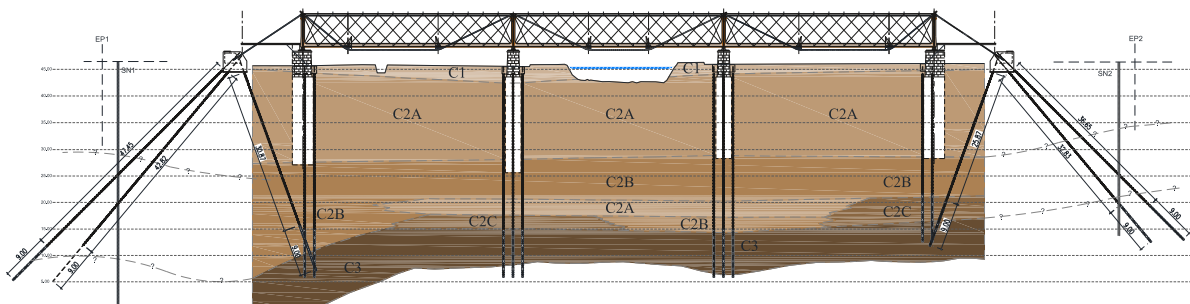


Fig. 5: Alçado global da Ponte incluindo os pegões e os novos blocos de ancoragem exterior e respectivas micro-estacas e ancoragens definitivas no solo

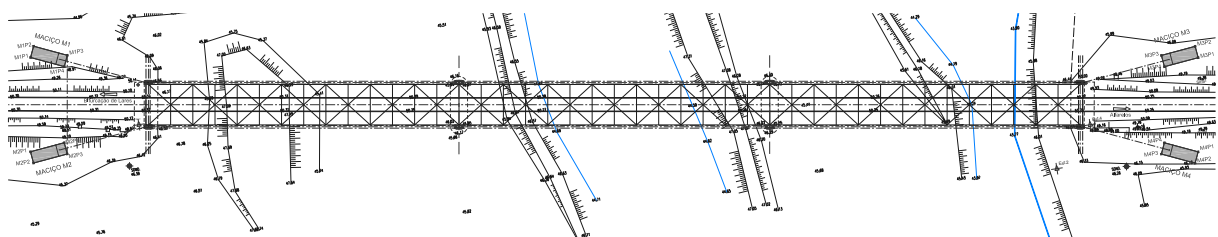


Fig. 6: Planta da Ponte incluindo os novos blocos de ancoragem exterior

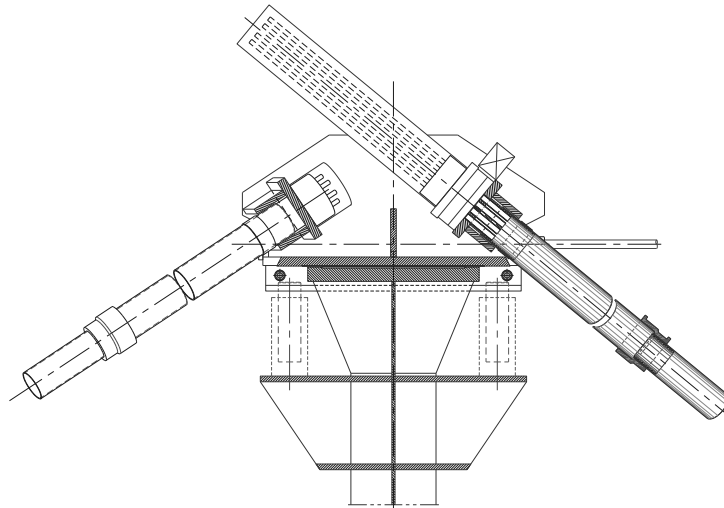


Fig. 7: Desviador superior sobre os apoios de extremidade (encontros)

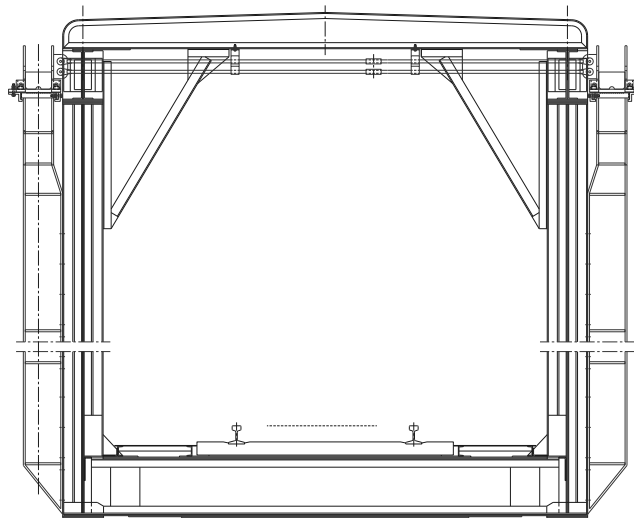


Fig. 8: Secção transversal do tabuleiro após reforço incluindo os novos montantes laterais aos originais para recepção dos desviadores superiores

6.2 Reforço das fundações dos pilares e encontros

Após realização do estudo de prospecção geotécnica, com a identificação da cota de fundação dos pegões e tendo em conta o aumento significativo do valor da sobrecarga de cálculo, foi decidido implementar um reforço das fundações dos pilares e encontros, assim como o reforço do pilar onde se localizam os apoios fixos.

O sistema complementar de fundação dos encontros e dos pilares adoptado, compreendeu a transmissão de cargas em profundidade através de micro-estacas. A transferência de carga é realizada através de maciços de interligação entre as micro-estacas e os pilares e os encontros. A ligação foi realizada com recurso a betonagem directa contra a face dos pilares e encontros, e por intermédio de barras pós-tensionadas que ligam os referidos maciços às estruturas existentes. O sistema complementar de fundação está dimensionado apenas para as acções variáveis, nas quais se incluem as forças de frenagem e arranque no caso do pilar sob os apoios fixos. Considera-se razoável admitir que a carga permanente continua a ser transmitida ao terreno através dos pegões, tendo em conta o bom estado / qualidade de construção encontrada e ausência de sinais de assentamento.

6.3 Reforço do pilar sob os apoios fixos

De modo a verificar a segurança no pilar sob os apoios fixos, foi prevista a introdução de um conjunto de pregagens verticais, capazes de absorver as forças de tracção geradas no pilar pela acção horizontal mais condicionantes (frenagem ou arranque).

7. Verificação da segurança e dimensionamento

O cálculo de esforços com o sistema de pré-esforço exterior foi realizada com uma evolução do modelo atrás descrito no qual foram introduzidos os cabos de pré-esforço e os tirantes superiores. O cálculo da resistência das estruturas metálicas existentes foi feito com base nas características dos aços obtidas nos ensaios realizados pelo IPQ. Este instituto definiu o critério para as tensões admissíveis e variação de tensão para a fadiga limitando-a a 80% do valor regulamentar atendendo à idade da obra, aos ciclos de sobrecarga que nela actuaram e à constatação de que o aço tem características de ductilidade inferiores às especificadas nas actuais recomendações. Apesar disso estas limitações revelaram-se compatíveis com a actual e a futura (previsão) intensidade de utilização da ponte.

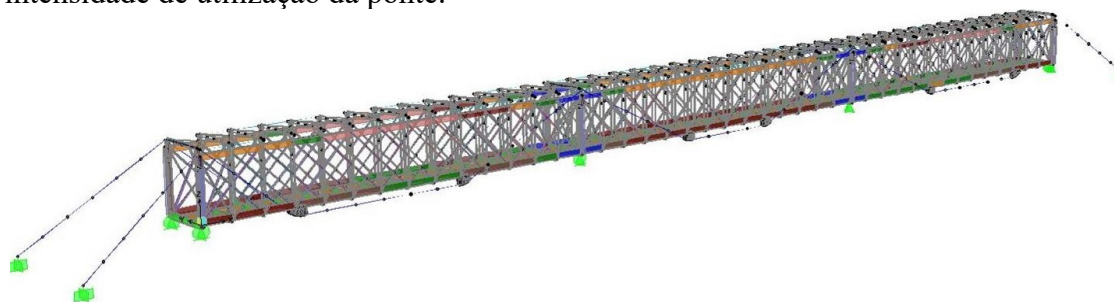


Fig. 9: Modelo global 3D da Ponte Ferroviária de Soure – Vista geral

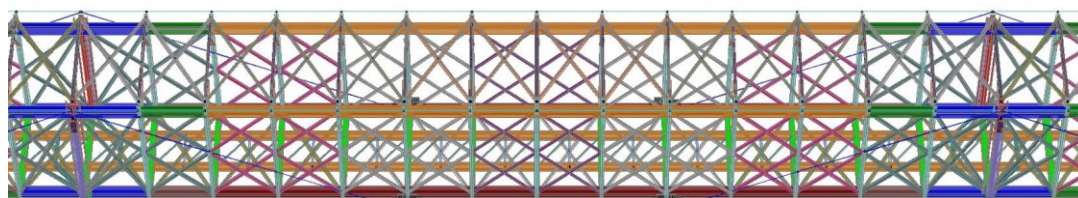


Fig. 10: Modelo global 3D da Ponte Ferroviária de Soure – Vista do vão central

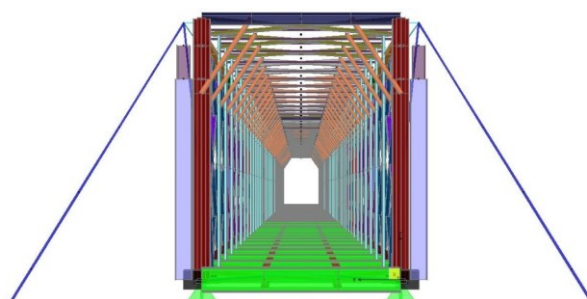


Fig. 11: Modelo global 3D da Ponte Ferroviária de Soure – Vista do interior

8. Avaliação da eficácia do novo sistema de pré-esforço exterior

O objetivo da aplicação de um sistema de pré-esforço exterior foi introduzir uma melhoria global da segurança da estrutura, através da introdução de forças que contrariam o peso próprio da estrutura e das sobrecargas. Outro efeito benéfico do pré-esforço é a introdução de forças verticais de compressão nos apoios, que evitam o levantamento da estrutura para uma sobrecarga no tramo central, situação que se considera inconveniente e que ocorre sem o sistema de pré-esforço exterior.

O valor do pré-esforço que foi aplicado introduz forças de levantamento nos vãos cujo somatório é de $2 \times 3148 = 6296$ kN.

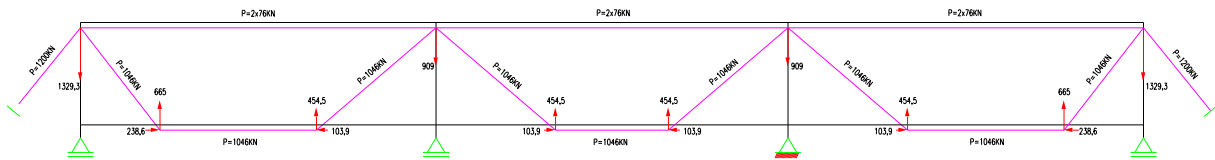


Fig. 12: Forças de desvio associadas à acção do pré-esforço exterior

Para além das forças de desvio verticais que o pré-esforço induz na estrutura, são ainda introduzidas pequenas forças de compressão nas cordas inferiores das vigas do tabuleiro, que resultam da restrição ao movimento dos desviadores inferiores. Estas forças contrariam o efeito das cargas permanente e sobrecargas.

O somatório das reacções devido à carga permanente é de $2 \times 139.6 = 2783$ kN e o valor total da sobrecarga máxima é de $80 \times (120.12 - 0.16 \times 4) + 250 \times 4 = 10558$ kN (para sobrecarga em toda a extensão do tabuleiro da ponte). O pré-esforço exterior equilibra a carga permanente e ainda $(6296 - 2783) / 10558 \times 100 = 33\%$ da sobrecarga ferroviária máxima. O valor quase-permanente da sobrecarga é de 40% ($\psi_2=0,4$).

9. Execução da obra

A obra em apreço não constitui uma obra corrente na medida em que o processo de instalação do pré-esforço e o posicionamento dos desviadores de forma aproximadamente centrada com os respectivos montantes de suporte tem alguma complexidade, implicando um processo incremental com aplicação do puxe nos cabos em pontos alternados. As forças instaladas nos cabos foram monitorizadas durante a obra e são-no na actualidade, através de um conjunto de células de carga, através das quais se validaram em obra as forças requeridas pelo cálculo em projecto. Apresentam-se em seguida algumas imagens da ponte após o reforço.

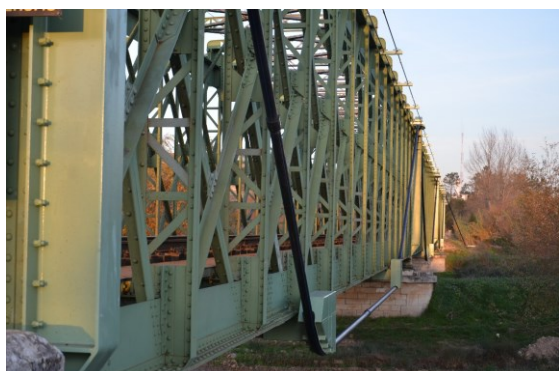


a) Maciço de interligação entre micro-estacas e o pilar (fase de tensionamento das barras de ligação)



b) Visto da face superior do pilar sob os apoios fixos com as novas pregagens verticais

Fig. 13: Pormenores da Ponte na intervenção final



a) Vista de um tramo de extremidade incluindo um desviador inferior



b) Vista de um desviador superior sobre um apoio sobre um pilar

Fig. 14: Pormenores da Ponte depois da intervenção final

10. Ensaios de carga

Para a realização dos ensaios de carga utilizou-se uma locomotiva do tipo BS5600, com um peso total de 852kN (carga por eixo de 213kN), tendo sido previstos 9 casos de carga com paragem da locomotiva (3 por tramo), tendo estes ensaios sido conduzidos pela NewMensus [3]. Quando se comparam os valores extremos para as flechas medidas nos ensaios e as obtidas em projecto, verificou-se uma diferença de 8% nos tramos extremos. Antes da introdução do sistema de reforço foi realizado um primeiro ensaio de carga pelo LNEC [2].

11. Conclusões

A solução de reforço implementada na Ponte de Soure, actualmente com 130 anos, permitiu assegurar que a mesma tenha capacidade para as actuais cargas regulamentares. Para esse efeito, foi necessário intervir no tabuleiro e nas fundações. No primeiro caso, através da introdução de um sistema de pré-esforço exterior, cujo bom desempenho foi comprovado através de ensaios de carga, os quais permitiram validar este sistema. Além disso, esta solução permitiu ainda que fosse limitada a necessidade de intervenção nos elementos da estrutura metálica. No que respeita às fundações, as características adversas da geologia presente, bem como a duplicação das sobrecargas regulamentares actuais face às contemporâneas do projecto original, determinaram a introdução de um reforço das fundações dos pilares e encontros.

Agradecimentos

Além dos autores deste artigo, os estudos realizados tiveram ainda a participação do Eng. João Pedro Nunes da Silva.

Referências

- [1] *Relatório de reconhecimento geotécnico*, Teixeira Duarte, 2001 e 2004.
- [2] *Ensaios estáticos e dinâmicos da ponte ferroviária de Soure*, Relatório 324, LNEC, 2007.
- [3] *Ensaio de carga*, Relatório técnico, NewMensus, 2015.