

INSPECÇÃO E REABILITAÇÃO DA PONTE DA FIGUEIRA DA FOZ E DOS VIADUTOS DE ACESSO



Armando RITO
Eng. Civil
Armando Rito, Lda
Lisboa



Júlio APPLETON
Eng. Civil
A2P Consult, Lda
Lisboa

SUMÁRIO

Nesta comunicação apresenta-se a metodologia adoptada na inspecção da Ponte da Figueira da Foz e a avaliação do estado de deterioração da estrutura da ponte de tirantes que inclui um tabuleiro em estrutura metálica e da estrutura dos viadutos que inclui um tabuleiro de betão armado pré-esforçado. Conclui-se com as medidas propostas para a reabilitação da Ponte.

1. INTRODUÇÃO

A Ponte da Figueira da Foz tem um desenvolvimento total de 1421 m, incluindo uma ponte de tirantes com 405 m sobre o Rio Mondego e viadutos de acesso em ambas as margens com um desenvolvimento de 630 m na margem esquerda e 315 m na margem direita. O perfil transversal envolve uma plataforma de 20 m de largura (Figuras 1, 2 e 3).

A Ponte da Figueira da Foz foi projectada pelo Prof. Edgar Cardoso tendo sido a primeira ponte atirantada executada em Portugal, datando a sua conclusão de 1982 [1].

A Ponte de Tirantes tem um vão central de 225 m e vãos laterais de 90 m. O tabuleiro é constituído por uma estrutura metálica com duas vigas principais de 2 m de altura, sendo cada viga constituída por duas vigas metálicas de alma cheia, interligadas por carlingas da mesma altura afastadas de 10 m, as quais por sua vez suportam as longarinas afastadas de 3.20 m. Sobre essa grelha apoia uma laje de betão armado de espessura variável de 0.13 m no vão a 0.20 m de espessura sobre as longarinas.

Os mastros, com uma altura acima do nível da água de 85 m são constituídos por quatro peças rectangulares ocas inclinadas nas duas direcções, suportadas por poços de fundações ocas de 5 m de diâmetro exterior, interligados por vigas de travamento, pré-esforçadas.

Os 3 cabos de suspensão são constituídos por 390, 540 e 900 (os mais longos) fios de aço galvanizados com uma tensão de rotura 160-180 kg/mm², passando em selas localizadas sob o topo dos mastros e suspendendo o tabuleiro em ancoragens distanciadas de 30 m. O vão central da Ponte inclui um tramo isostático com 45 m simplesmente apoiado no tabuleiro atirantado.

O tabuleiro está fixado nos pilares de transição através de barras de aço de alta resistência e apoia nos mastros através de aparelhos de apoio fixos, tendo os mastros a esse nível um conjunto de vigas de travamento.

Os viadutos de acesso têm um tabuleiro em betão armado e pré-esforçado com laje vigada com 4 vigas longitudinais afastadas de 5.20 m e vãos de 45.00 m. As vigas têm altura variável de 2.80 m a 2.30 m e alma de espessura variável de 0.40 m no vão a 0.60 m nos apoios e são pré-esforçadas longitudinalmente. A laje, de espessura variável de 0.18 m no vão a 0.202 m sobre as vigas, é pré-esforçada transversalmente.

As vigas são apoiadas através de aparelhos de apoio de chumbo e ferrolhos nas travessas dos pilares. Nos pilares de transição o tabuleiro dos viadutos apoia em aparelhos de apoios móveis.

Os pilares dos viadutos são constituídos por duas colunas rectangulares ocas, superiormente ligadas por uma travessa também oca.

Os encontros são constituídos por uma caixa fechada sendo, na margem esquerda, o tabuleiro fixado ao encontro para efeito de resistência à acção sísmica.

2. INSPECCÃO

2.1. Recolha de Informação e Visita Preliminar

- Os materiais adoptados foram os seguintes:
 - Betão - B 30 em pilares e vigas de travamento do mastro
B 35 em mastros e tabuleiro da ponte e viadutos
 - Aço para armaduras ordinárias - A 400
 - Aço para armaduras de pré-esforço - A 1600/1900 ($f_{p0.1k}/f_{puk}$)
 - Aço para perfis metálicos – A 52 nas vigas principais
A 37 nos outros perfis
 - Aço para tirantes – A 1600/1800 galvanizados a 80 µm
- O local de implantação da Ponte é bastante agressivo, sendo classificado como zona atmosférica do ambiente marítimo. As fundações e vigas de travamento dos mastros estão sujeitas ao contacto directo da água do estuário do Rio Mondego.

A visita preliminar teve como objectivos planear os meios de acesso para a inspecção e identificar os problemas visuais mais graves.

2.2. Inspecção Visual e Ensaios Básicos

A inspecção visual teve como objectivo preceder-se a um mapeamento das patologias conforme se ilustra na Figura 2 para os viadutos e na Figura 3 para a Ponte de tirantes. Em paralelo com a inspecção visual realizou-se o ensaio de detecção de delaminação e chochos.

As principais observações visuais foram as seguintes:

- As vigas pré-esforçadas dos viadutos apresentam deficiências de betonagem traduzidas nomeadamente pela ocorrência de vazios sob os cabos de pré-esforço e junto à face inferior da viga, não tendo em muitos casos essa deficiência sido devidamente corrigida ou identificada.
- As vigas pré-esforçadas apresentam frequente fendilhação de pequena abertura (0.2 mm) compatível com a concepção e cálculo da estrutura.
- São já visíveis diversos locais com armaduras à vista, devido à sua corrosão, em especial nos pilares e vigas de travamento nos mastros.
- A pintura da estrutura metálica está muito destruída. Observa-se frequente corrosão dos perfis, em especial junto à laje de betão. A laje do tabuleiro da Ponte, de betão armado, apresenta-se muito fendilhada e com infiltrações de água frequentes. As selas de passagem dos tirantes apresentam sinais de corrosão e a protecção dos tirantes está destruída junto às selas.

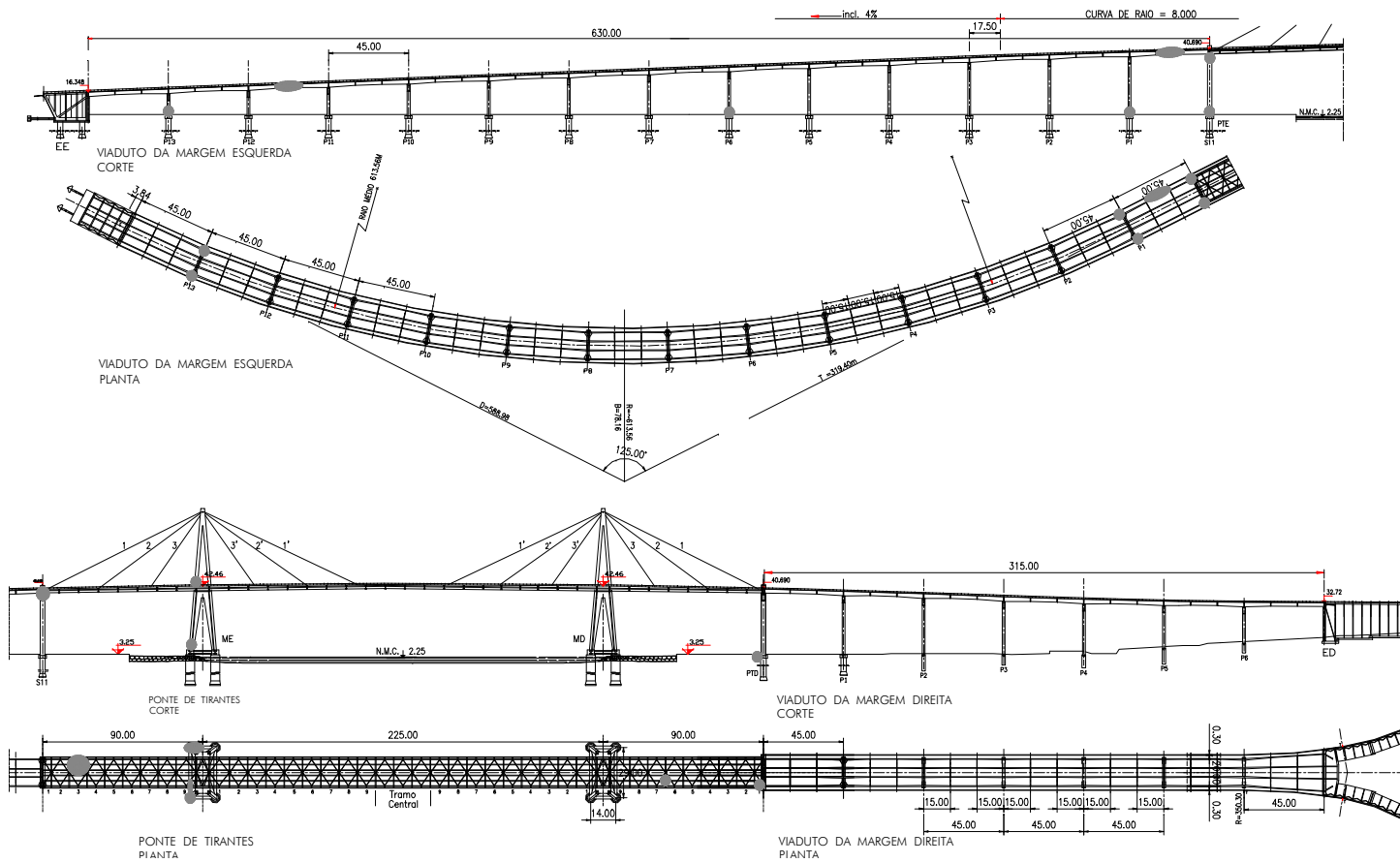
Numa obra com esta dimensão há que escolher antecipadamente os locais onde os ensaios deverão ser realizados. Para o efeito e tendo em conta a diversidade de elementos estruturais, as diferentes condições de exposição e as diferentes condições de acesso definiram-se e seleccionaram-se um conjunto de regiões representativas da totalidade da estrutura (Figura 1).

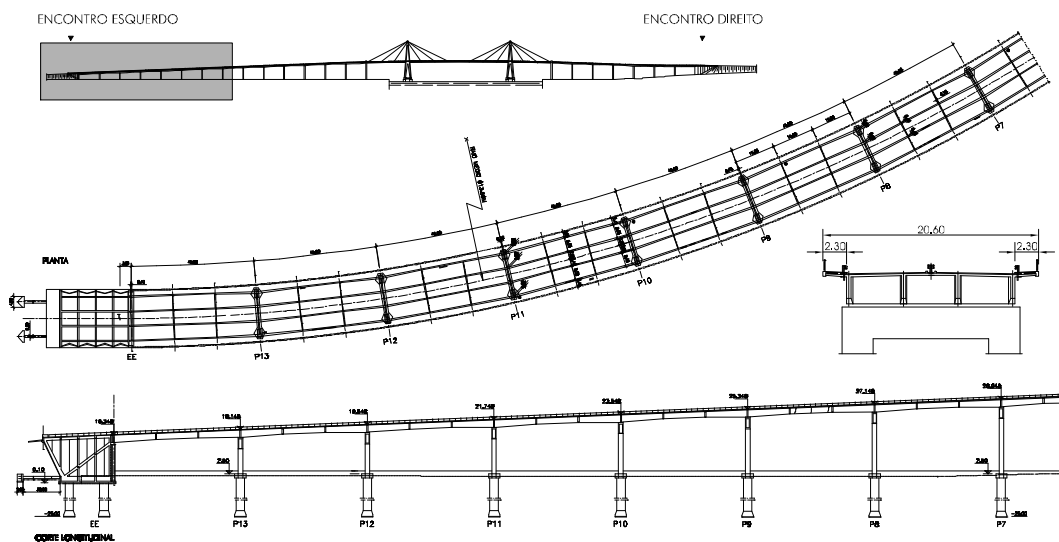
Para avaliar e interpretar a deterioração de uma estrutura de betão armado associada à corrosão de armaduras há que realizar numa primeira fase 3 tipos de ensaios básicos: medição de recobrimentos, medição da profundidade de carbonatação e medição da contaminação do betão por cloretos (este ensaio com particular interesse nas estruturas localizadas no ambiente marítimo).

Destes ensaios extrairam-se as seguintes conclusões:

- O recobrimento apresenta uma variação significativa.
- A profundidade de carbonatação apresenta valores já significativos (5 a 15 mm, com uma média de 9 mm) para uma obra apenas com 15 anos de serviço.

Figura 1 - Zonas Seleccionadas para Realização de Ensaio





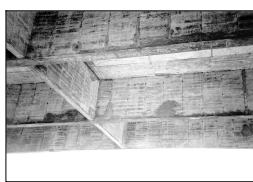
Infiltrações de água no tableiro



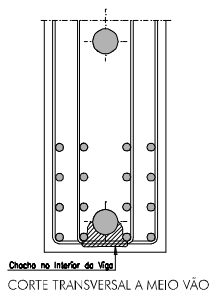
Cintas expostas devida à corrosão no pilar P12



Armaduras de canto expostas devida à corrosão no pilar P9



Vista geral das vigas mostrando as deficiências de betonagem



Chocho no Interior da Viga
CORTE TRANSVERSAL A MEIO VÃO



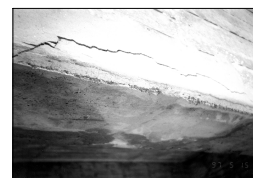
Chocho na face inferior da viga



Segregação de inertes

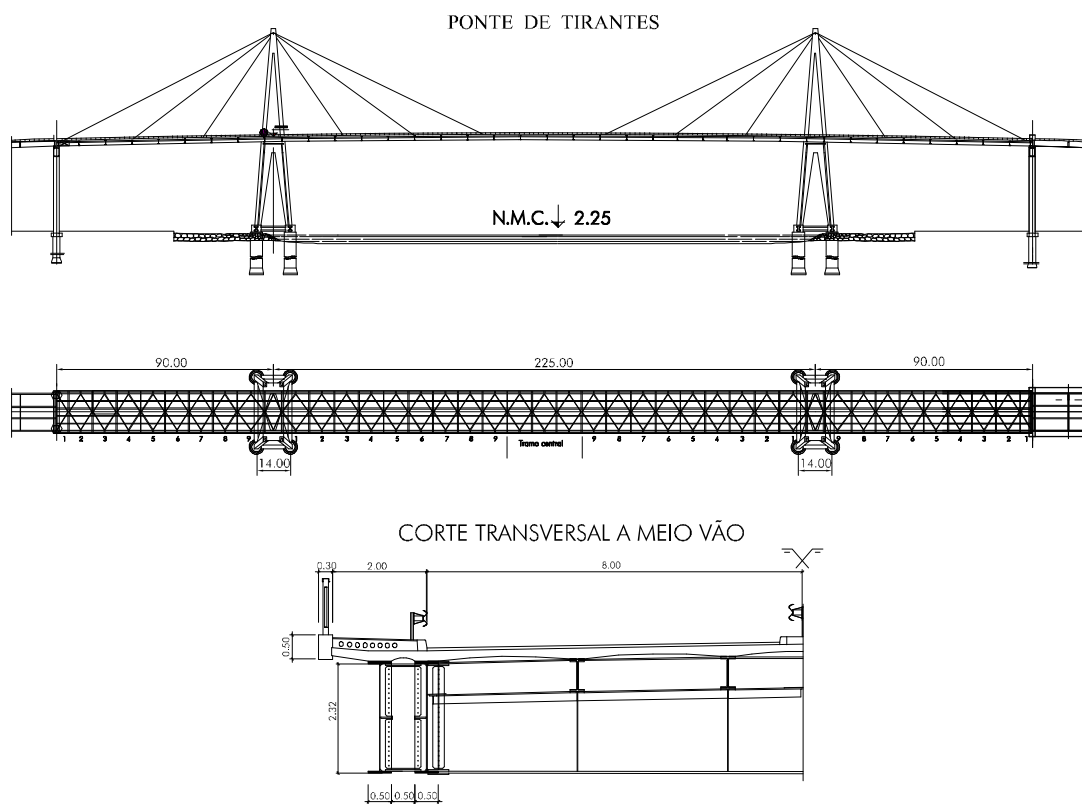


Chochos na face inferior da viga

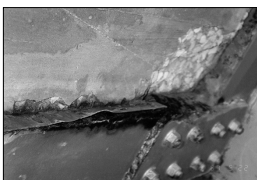


Delaminação do betão em zona mal reparado

Figura 2 – Síntese do Mapeamento das Patologias nos Viadutos



Pomenor da deterioração num nó de ligação



Deterioração na zona de ligação das vigas metálicas à laje de betão



Deterioração do sistema de Pintura da estrutura metálica



Vista de topo das selas, no topo dos mastros



Armadura à vista na face inferior da viga de travamento de um mastro



Cabo de montante com um fio frouxo

Figura 3 – Síntese do Mapeamento das Patologias na Ponte

- A penetração de cloretos é já significativa em toda a obra verificando-se que foram adicionados cloretos na massa do betão (na água de amassadura ou nos inertes) com uma quantidade de 0.005 a 0.02% do peso do betão. Nos pegões e maciços de fundação dos mastros a contaminação através do contacto directo com a água do estuário é muito elevada, atingindo-se o teor crítico de referência (0.05%) a 8 cm de profundidade nos pegões e a 3 cm dos maciços e vigas de travamento. Nos pilares e tabuleiro a contaminação atinge já valores de 0.02 a 0.03% de 2 a 3 cm de profundidade.
Com base neste ensaios foi possível concluir que a despassivação das armaduras e consequente processo de corrosão de armaduras se deve a um mecanismo misto devido à carbonatação do betão e à penetração dos cloretos.
- A estrutura metálica apresenta o esquema de pintura muito danificado. A medição da espessura de tinta apresentou um valor médio de 199 μm (103 a 296 μm) verificando-se uma boa aderência da película ao aço. Realizaram-se também 15 ensaios de líquidos penetrantes em soldaduras tendo-se verificado não existirem fendas, fracturas ou outras anomalias.

2.3. Ensaios Especiais

No âmbito do estudo de avaliação e interpretação do estado de deterioração dos elementos de betão armado há interesse em aprofundar a avaliação da qualidade do betão. Para o efeito procedeu-se à extracção de carotes as quais permitem para além da sua observação macroscópica a realização de ensaios de resistência (as 12 carotes ensaiadas conduziram a valores de 40.3 MPa a 67.1 MPa para os pilares e vigas de travamento (B 30) e de 56.0 a 72.3 MPa para o tabuleiro e mastros (B 35) e ensaios para avaliação da qualidade do betão (absorção de água por imersão, absorção de água por capilaridade e ensaios de permeabilidade) dos quais se conclui ser média a qualidade do betão adoptado na obra da Ponte da Figueira da Foz.

Foram também realizadas análises mineralógicas, análise ao microscópio electrónico de varrimento e análise petrográfica tendo-se detectado frequentes geles resultantes da reacção alcalis-sílica. Ensaios de reactividade residual potencial nos alcalis dos inertes revelaram no entanto que este processo está quase estabilizado.

No que se refere ao aço de estruturas metálicas foram retirados provetes para análise química, ensaios de tracção e ensaio de choque Charpy tendo-se confirmado a adequação dos aços e a sua conformidade com a especificação do projecto.

Foi também realizado um conjunto de ensaios dinâmicos com o objectivo de caracterizar o estado de tensão nos tirantes e com o objectivo de analisar o comportamento dinâmico da Ponte e sua comparação com os resultados da modelação analítica.

No que se refere aos ensaios vibrométricos dos tirantes os resultados obtidos conduziram aos seguintes valores (a numeração dos cabos está indicada na Figura 1) das forças nos tirantes para as cargas permanentes.

Cabos	Características dos Cabos		Ante-Projecto		Medidos		Modelo Analítico	
	m	A (m ²)	N _L	N _L '	N _t	N _t '	N	N'
1 e 1'	100.62	0.017672 (900 fios)	7 920	7 070	8 410 8 020 8 370 8 130	9 040 8 690 8 950 8 800	7 674	8 319
2 e 2'	75.00	0.010603 (540 fios)	3 920	5 020	4 890	4 450	4 918	4 269
3 e 3'	54.08	0.007658 (390 fios)	3 200	2 980	3 140	2 960	3 270	3 164

Na ponte de tirantes a caracterização experimental conduziu a valores das frequências de 0.5 Hz (modo vertical), 0.73 Hz (modo de torção) e 0.87 Hz (modo transversal) e para o viaduto da margem esquerda a valores de 1.01, 1.25 e 1.74 Hz (modos transversais) e 2.11 a 2.31 Hz (modo vertical e torção).

3. AVALIAÇÃO DO ESTADO DE DETERIORAÇÃO

3.1. Estrutura de Betão

A deterioração da obra está associada aos seguintes aspectos:

- Profundidade de carbonatação

Nas zonas sem defeitos de betonagem a profundidade da carbonatação atinge já 5 a 15 mm (teste de fenolftaleína - pH ≈ 9). Isto significa que a fronteira de carbonatação que despassiva as armaduras (pH - ≈ 11) tem uma profundidade de 12 a 22 mm.

Considerando uma evolução no tempo de carbonatação modelada pela relação $x = k \sqrt{t}$, tem-se nesta obra após 15 anos um valor de k de $3.1 \leq k \leq 5.7$ mm/ano^{1/2}. Conclui-se assim que estão despassivadas as armaduras com recobrimento inferiores a 20 mm, o que irá provocar o aumento significativo das zonas deterioradas na obra, nos próximos anos.

- Contaminação por cloretos

Verifica-se uma contaminação geral em resultado da utilização de inertes não lavados ou água de amassadura contaminada por cloretos e uma penetração de cloretos para o interior do betão provenientes do meio marítimo. A quantidade crítica de cloretos só atinge as armaduras na estrutura de fundação dos mastros mas é já significativa em toda a obra.

Para avaliarmos a evolução de penetração de cloretos no tempo determinaram-se para os vários elementos estruturais os coeficientes de difusão D(t) e os teores de cloretos à superfície C_s(t), a partir dos perfis de concentração obtidos na obra.

Admitindo um modelo de penetração baseado na 2ª Lei de Fick e tendo em conta uma variação no tempo obtida em estudos experimentais em ambiente marítimo calculou-se a variação da profundidade a que é atingido o teor crítico de cloretos em função do tempo.

Observa-se que após 20 anos o teor crítico será atingido na superfície do betão no tabuleiro enquanto que nos pilares e vigas de travamento dos mastros armaduras com recobrimento inferior a 20 mm se encontram já despassivadas e nos maciços de fundações dos mastros tal

sucede nas armaduras com recobrimento inferior a 30 mm. É assim evidente a urgência de medidas preventivas.

É de referir a influência da carbonatação uma vez que a sua simultaneidade com a penetração de cloretos faz reduzir o teor crítico e assim reduzir o período de iniciação (despassivação das armaduras).

- Corrosão de armaduras, fendilhação e delaminação do betão
Localmente e em zonas de muito baixo recobrimento ou zonas com deficiente betonagem a corrosão de armadura está activa devido a uma acção combinada da carbonatação e da penetração de cloretos. Nesses locais a despassivação das armaduras ocorreu após um período curto de exposição.
A acção dos cloretos será predominante no processo de corrosão das armaduras porquanto conduz a velocidades de corrosão mais elevadas do que a acção da carbonatação.
Na zona dos pegões sujeita à zona de maré, embora a contaminação por cloretos seja muito severa o estado saturado do betão conduz a velocidades de corrosão baixas dado o difícil acesso do oxigénio (10 µm/ano). Na zona dos pegões sujeita à molhagem e secagem a situação é muito gravosa podendo atingir-se velocidades de 100 a 200 µm/ano ou superiores (localmente). Nos restantes elementos (zona atmosférica) a velocidade de corrosão depende das condições de humidade no betão variando de 50 a 100 µm/ano nas zonas mais expostas à chuva e de 10 a 30 µm/ano nas zonas protegidas da chuva.

3.2. Estrutura Metálica

A danificação geral do sistema de pintura e a corrosão já verificada nas zonas de ligação do aço ao betão (as quais correspondem em geral a locais de fendilhação da laje de betão e correspondente infiltração de água) e nos próprios parafusos de ligação requerem uma intervenção geral urgente.

Com especial relevância refere-se a corrosão das barras de alta resistência que estabelecem a ligação do tabuleiro da ponte aos pilares de transição.

4. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL E PROPOSTAS DE INTERVENÇÃO

A avaliação das condições de segurança de uma obra existente deve ser realizada à luz da regulamentação aplicável à data da execução do projecto e também para a actual regulamentação.

O Projecto da Ponte da Figueira da Foz é datado de 1977 estando então em vigor a seguinte regulamentação:

- REBA – Regulamento de Estruturas de Betão Armado, Dec. 47723 de 20/05/1967.
- RPM – Regulamento das Pontes Metálicas, Dec. 16781 de 10 de Abril de 1929.
- RSEP – Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, Dec. 44041 de 18/11/1961.

De realçar que no que se refere às acções rodoviárias o RSEP, além da acção do veículo tipo considera a acção de uma sobrecarga uniforme de apenas $300 \text{ kg/m}^2 = 3 \text{ kN/m}^2$ (em vez dos actuais 4 kN/m^2) actuando em simultâneo com a carga de faca de 50 kN/m .

No que se refere ao cálculo dos elementos de betão armado, o dimensionamento de armaduras realizado pelo REBA ou pelo actual REBAP conduzem a resultados semelhantes. O REBA não incluía no entanto as estruturas pré-esforçadas pelo que competia ao projectista e dono de obra o estabelecimento das bases de cálculo sendo frequente adoptar-se um critério menos exigente (em termos de pré-esforço requerido) do que o actual.

4.1. Análise das Condições de Segurança

No âmbito do presente estudo realizaram-se modelos e cálculos independentes de acordo com as actuais bases de cálculo e critérios de segurança tendo-se concluído:

- a) O tabuleiro dos viadutos apresenta tracções máximas no betão de 3 MPa para as combinações quase permanentes de acções, quer na laje pré-esforçada na direcção transversal, quer no meio vão das vigas, na direcção longitudinal.
A verificação da segurança aos estados limites últimos é satisfeita para a solução do projecto.
- b) A concepção sísmica adoptada no projecto para o viaduto da margem esquerda (zona sísmica C) envolveu a fixação do tabuleiro ao encontro (e utilização de um dispositivo de amarração/fusível no tardo do encontro) para além da ligação existente entre o tabuleiro e pilares através de ferrolhos.
Verifica-se no entanto que essa fixação ao encontro foi realizada para um valor da acção horizontal inferior ao valor considerado para o dimensionamento do encontro e que a viga não está provida de armaduras ou dispositivos para garantirem a amarração ao encontro. Por outro lado a viga de travamento entre pilares ao nível do topo dos pegões e a amarração das armaduras dos pilares não são adequadas à transmissão dos momentos dos pilares aos pegões.
- c) A solução estrutural adoptada para a ponte de tirantes envolve um tramo isostático de 45 m no vão central o que implica, mesmo só para a acção da carga permanente, uma reacção de levantamento na ligação do tabuleiro ao pilar de transição. Essa ligação é assegurada através de barras de alta resistência.
A própria solução de atirantamento (afastamento de 30 m entre pontos de fixação dos cabos) contribui para a elevada deformabilidade e vibração do tabuleiro.
- d) A concepção da ponte envolve a ligação do tabuleiro da ponte aos mastros e aos pilares de transição através de apoios fixos. A avaliação da resposta da estrutura para a acção sísmica revelou diversas deficiências na resistência dos mastros e pilares de transição pelo que será necessário proceder a uma intervenção na ponte, o que pode envolver uma modificação das condições de apoio do tabuleiro e o reforço dos mastros e pilares de transição ou mesmo uma modificação do sistema de atirantamento.

4.2. Medidas de Intervenção

Tendo em conta a avaliação das condições de segurança e o estado de deterioração da Ponte, propuseram-se as seguintes medidas de intervenção:

4.2.1. Ponte de Tirantes

- Das considerações anteriormente feitas concluiu-se que alguns aspectos relacionados com o comportamento dinâmico da ponte e segurança envolvendo a acção sísmica apenas poderão ser integralmente resolvidos se se proceder a uma alteração do sistema de atirantamento e apoio do tabuleiro, para além do reforço e modificação do sistema estático.

A alteração do sistema de atirantamento envolve a introdução de um maior número de tirantes, reduzindo o seu espaçamento e a adopção do moderno sistema de tirantes ancorados no tabuleiro e mastros, sem selas, com monocórdões autoprotégidos e facilmente substituíveis.

Esta solução envolve uma intervenção significativa nas torres por forma a permitir a introdução das ancoragens dos tirantes.

- Modificação do sistema estático através da introdução de continuidade do tabuleiro no meio vão da obra, introdução de um contrapeso junto de cada carlinga sobre os pilares de transição e alteração do sistema de apoio e fixação do tabuleiro no pilar de transição e nas torres.

O sistema estrutural concebido gera uma força de tracção nos apoios nos pilares de transição, mesmo só para as cargas permanentes (2 x 212 toneladas, nos cálculos do Anteprojecto).

As barras de fixação da ponte de tirantes nos pilares de transição apresentam níveis de corrosão significativos e a modificação introduzida, após alguns anos de funcionamento da Ponte por se ter verificado a rotura de uma dessas barras, alterou o sistema original ao introduzir barras de fixação horizontais que conferem um certo grau de encastramento nessa ligação.

Assim considera-se que se deverá promover uma solução para anular a reacção de levantamento do tabuleiro no pilar de transição, o que poderá ser materializado através da criação de um contrapeso em betão junto às carlingas de extremidade. Para anular a força de tracção devida às cargas permanentes da ponte seria necessário criar um contrapeso com 3.50 m de largura e 2.30 m de altura a toda a largura do tabuleiro.

Com uma solução do tipo da acima descrita será possível libertar o tabuleiro dos pilares de transição para as acções lentas, introduzindo-se nos pilares de transição dispositivos de controlo da acção sísmica, para impedir movimentos relativos excessivos nas juntas entre os viadutos e a ponte.

Com a eliminação do sistema de consolas e tramo simplesmente apoiado no meio vão da obra confere-se uma maior rigidez ao tabuleiro. Por outro lado, destas intervenções resultará também que o comportamento do pilar de transição melhorará substancialmente, pois deixará de suportar de forma tão severa as reacções de tracção transmitidas pela ponte, nomeadamente sob acção sísmica.

A eliminação dos apoios fixos do tabuleiro nas torres tem a virtude de reduzir de forma muito significativa a resposta dinâmica da estrutura sob a acção dos sismos, o que se revela fundamental face à insuficiente capacidade resistente que, segundo o presente estudo, as torres e pilares de transição apresentam para os esforços produzidos por este tipo de acção. Seria necessário introduzir aparelhos de controlo de acção sísmica em cada uma das torres, além dos já referidos anteriormente para os pilares de transição.

- O reforço da resistência sísmica da ponte poderá envolver o reforço das torres, cuja capacidade resistente das travessas superiores e dos montantes é manifestamente insuficiente para as acções da regulamentação actual, em particular a acção sísmica, com o actual sistema de atirantamento e fixação do tabuleiro.

Uma análise dinâmica mais aprofundada poderá, contudo, conduzir a esforços actuantes de cálculo nas torres mais baixos, nomeadamente quando nestes modelos se considerar uma adequada modelação da contribuição de aparelhos de apoio de controlo sísmico que se prevêem vir a montar. Se assim for, a montagem de dispositivos deste tipo permitirá tornar suficientes as secções existentes ou, pelo menos, minorar o reforço a introduzir por forma a assegurar a segurança das torres.

4.2.2. Viadutos de Acesso

a) Reforço das vigas do tabuleiro

Atendendo ao aumento das sobrecargas regulamentares, à fendilhação existente e grau de pré-esforço do projecto e aos defeitos de betonagem referidos propôs-se que as vigas principais sejam reforçadas na zona central com lâminas de fibras de carbono e que seja aplicado um pré-esforço exterior adicional.

b) Alteração do modelo de comportamento e resistência sísmica

Tendo em conta a análise realizada propõe-se introduzir dispositivos de controlo da acção sísmica interpostos entre as vigas do tabuleiro e o encontro. Esta intervenção requer a adaptação das vigas e do encontro.

5. REFERÊNCIAS

[1] - Edgar Cardoso, Projecto da Ponte da Figueira da Foz, JAE, 1977

REHABILITATION OF THE FIGUEIRA DA FOZ BRIDGE

A.Rito

Proponte, Lda, Lisbon, Portugal

J. Appleton

A2P Consult, Lda, Lisbon, Portugal

ABSTRACT: The Figueira da Foz Bridge includes a 405 m long cable stayed bridge with a steel deck and a main span of 225 m and two prestressed concrete approach viaducts with 45 m spans and a total length of 945 m. The rehabilitation included the strengthening of the towers and the replacement of the anchorage system of the deck of the cable stayed bridge to the transition piers. The rehabilitation of the approach viaducts included the strengthening of the deck main girders by external prestressing and the introduction of new dissipating devices between the deck and the abutments. The general rehabilitation also included local repairing and new surface protection of steel and concrete elements.

1 INTRODUCTION

The Figueira da Foz Bridge over the River Mondego (Fig. 1) has a total length of 1421 m, including a 405 m long cable stayed bridge and two approach viaducts with 630 m (left bank) and 315 m (right bank). The bridge was designed by Prof. Edgar Cardoso and built in 1982. The bridge was subjected to a general rehabilitation and strengthening.

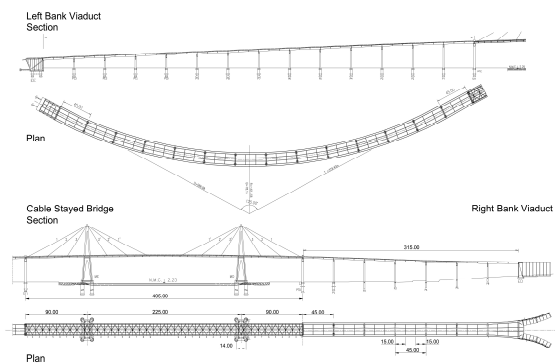


Figure 1. General view and dimensioning of the bridge

2 DESCRIPTION OF THE STRUCTURE

The cable stayed bridge has a central span of 225 m and lateral spans of 90 m. The 85 m above the water level masts include four hollow concrete inclined elements. The stays, spaced 30 m at the deck, are made of galvanised wires passing through saddles at the top of the masts. The deck is a steel construction with two main beams, where the cable stays are fixed (each one made of two 2 m high I beams) interconnected by transverse beams spaced 10 m. These trans-

verse beams support longitudinal girders spaced 8.20 m which in turn support a reinforced concrete slab with a variable thickness of 0.13 m to 0.20 m (Fig. 2).

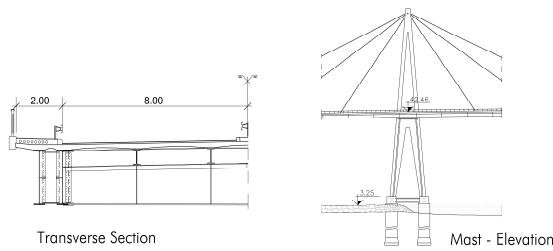


Figure 2. Dimensioning of the cable stayed bridge

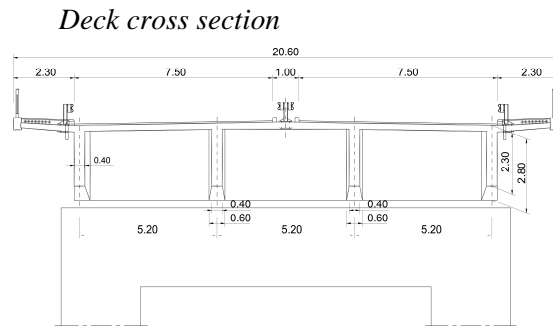


Figure 3. Transverse section of the approach viaduct

The deck of the approach viaducts have a slab 0.18 m (span) to 0.22 m (over the girders) thick supported by 4 longitudinal beams, spaced 5.20 m with 45 m spans. The prestressed concrete girders have a section of 0.40 m \times 2 m at mid span and 0.60 m \times 2.50 m at the supports. The slab is prestressed in the transverse direction (Fig. 3). The deck is continuous for each viaduct. The girders are fixed to the transverse beams of the columns by dowels and plumb bearings. Only in the transition pier to the cable stayed bridge the support of the deck allows relative horizontal movements. The longitudinal beams are also interconnected by transverse beams spaced 15 m. Each support alignment has 2 hollow rectangular columns 3 m \times 1.60 m connected at the top by a hollow rectangular beam 4.00 m \times 1.60 m, with a thickness of 0.25 m. The abutments are apparent. The deck is fixed to the abutment.

3 INSPECTION AND ASSESSMENT

A detailed inspection and assessment of the safety of the structures according to the new codes showed that the bridge and the viaduct had suffered significant deterioration and that a seismic strengthening was also required.

The main conclusions were the following:

- The quality of execution was low. Concreting defects such as voids in prestressed concrete beams and low reinforcement cover were frequent. The painting of the steel structures was also of poor quality.
- Due to the quality of the concrete and to the defective execution, reinforcement corrosion represented a significant anomaly.
- Locally alcalis silica reactions and sulphate attacks were identified (mainly in the foundations of the tower)
- In the approach viaducts the prestressed longitudinal girders were not conceived to avoid cracking in service conditions and cracks of 0.2-0.3 mm were frequent.
- In the cable stayed bridge there is a permanent tensile reaction at the transition piers, requiring a redundancy of the anchorage system for safety and reliability.
- The seismic design did not guarantee the seismic resistance required by the new codes and for the approach viaducts the decks were fixed to the abutments, generating considerable seismic forces.

For the Assessment of the seismic resistance of the viaducts, a three dimensional model was used. This model showed that the design acting forces in shorter columns exceeded its strength capacity.

The connection of the deck to the abutment presented two problems. The dowel bars do not have the required strength capacity and the connection to the beam is also not robust enough to guarantee the transfer of the seismic action to the abutment. The estimated force transferred to the abutments is 11,268 kN and the strength capacity of 6 Ø 40 per beam is estimated in $4 \text{ m} \times 605 \text{ kN} = 2420 \text{ kN}$.

It is to be referred that an experimental evaluation of the frequencies was done in the viaduct in order to access its behaviour and accuracy of the analytical model.

The vibration modes have frequencies of 0.737 Hz (longitudinal – 79.4 %) and of 0.941 Hz (36.4 % – transversal); 1.562 Hz (23.6% – transversal) (Fig. 4).

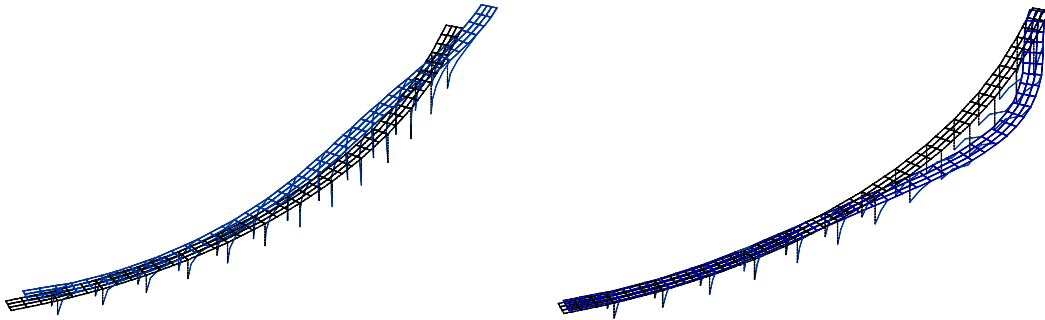


Figure 4. Vibration 1st, 2nd Modes in the 3D Model

The conceptual idea was then to control the force transferred between the deck and the abutment through the use of viscous damping devices to be introduced between the two structures. With this concept not only was the problem of the connection between the deck and abutment solved but also the seismic effects in the columns were reduced.

A three dimensional non linear time dependent dynamic analysis was performed in two orthogonal directions considering a set of 10 artificial accelogramms chosen to simulate the design earthquake action as defined by the Portuguese Code and Eurocode 8 for Seismic Region C, Soil type II and Earthquake Type 2. The model includes 418 node, 408 bars and 164 shell elements.

In the columns a non linear moment-curvature relation was considered adopting $EI_{\text{effect}} = 0.08 EI_{\text{uncracked}} + M_y/X_y$ where M_y and X_y are calculated for the axial load associated with the permanent loads. The ageing effect was considered in the values considered for $E(t)$, $f_c(t)$. The viscous damper was defined by its constitutive law: $F = c v^\beta$. A viscous damper was considered in each of the four beams. The design parameters were obtained from a parametric study varying $C = 1000; 1500 \text{ kN}/(\text{s}/\text{m})^\alpha$; $\alpha = 0.1; 0.2$.

From the results we chose the characteristics of the damper $F = 1500 v^{0.1}$ and we can emphasize the gain we obtained with the use of these devices:

- Yielding at the columns for the design earthquake was avoided.
- The displacement at the abutment was reduced from 79.90 mm to 28.90 mm and at the transition pier from 88.60 mm to 35.90 mm, when compared to a solution of free longitudinal displacement at the abutment.
- The force transferred to the abutment was reduced from 11,268 kN (rigid connection of the deck to the abutment) to $4.00 \times 1206 = 4824 \text{ kN}$.

4 REHABILITATION WORKS

The rehabilitation of such a construction requires proper planning and the introduction of working platforms (Fig. 5) which represent a significant cost of the works.



Figure 5. General view of the bridge under repair and working platforms

For the cable stayed bridge the main interventions were the following:

- a) Strengthening of the transverse top beam of the towers for the seismic action by adding an external prestressing system (Fig. 6);

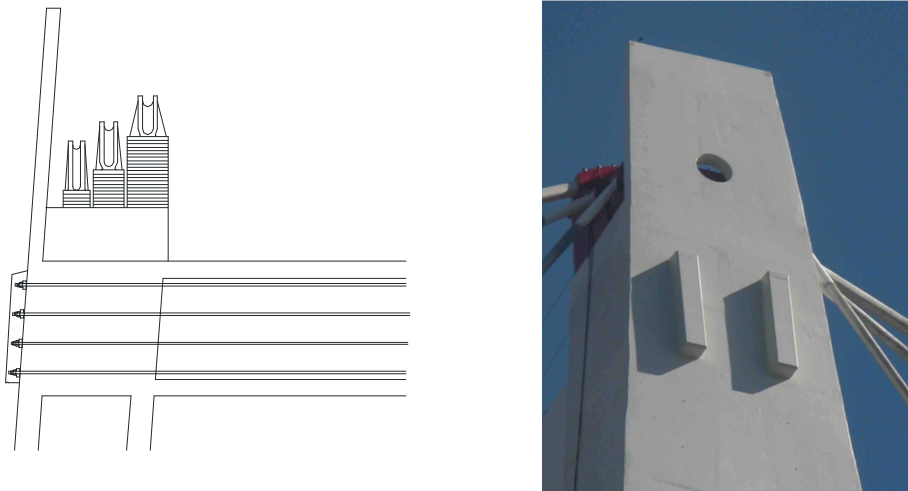


Figure 6. Strengthening of the transverse top beam of the towers

- b) Replacing and strengthening the anchorage system of the deck to the transition piers. The initial conceptual design led to the transfer of tension forces from the deck to the transition pier which was guaranteed by prestressing bars (Fig. 7);

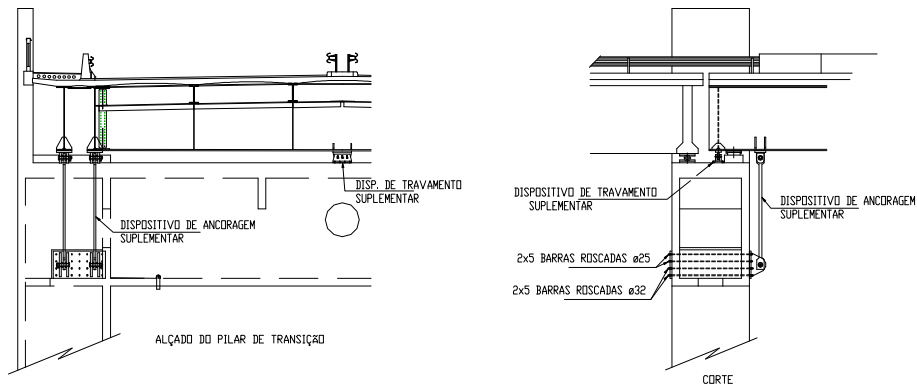


Figure 7. Replacing and strengthening the anchorage system of the deck to the transition piers

- c) General rehabilitation of the structure, including the saddles, the repairing and addition of a new full protection of the steel elements as well as the local repairing and concrete surface protection of the masts (Fig. 8).



Figure 8. General rehabilitation of the saddles

For the approach viaducts the main interventions were the following:

- a) Strengthening of the main girders by external prestressing (Fig. 9). This work was due to the fact that the live load adopted in the design was lower than the recent code values as well as to the damages observed in the beams (cracking, concrete defects).

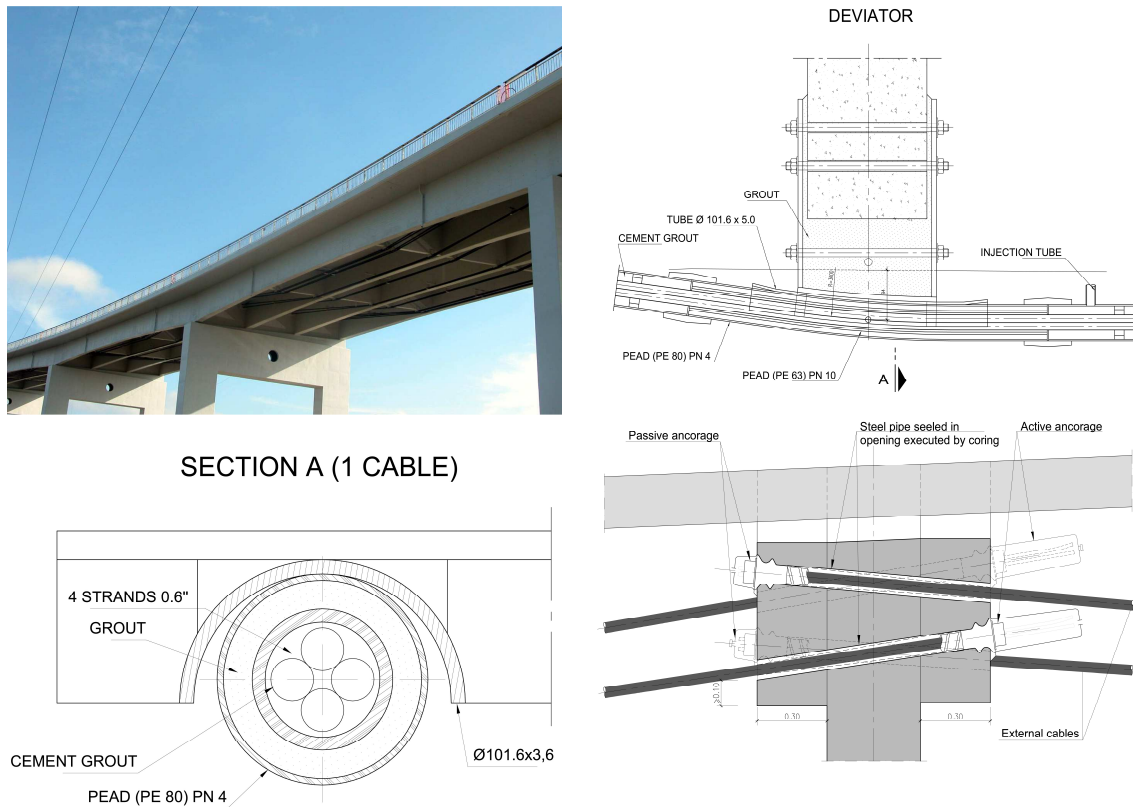


Figure 9. External prestressing of the approach viaducts and details

The prestressing system, by VSL, included 4 cables for each beam (with a total of 16 strands for each internal beam and 14 strands for each external beam). A trapezoidal layout was adopted with deviators under the two existing transverse beams in each span.

The strands are located inside a $\varnothing 75$ mm PEAD duct which was injected with cement grout. A double PEAD duct was used at the deviators. Near the active anchorage a free unbounded length was provided to enable the cable replacement (on that length the strands are protected by individual ducts and grease).

At the deviators and at the anchorages the PEAD duct is inserted in a $\varnothing 88.90$ mm steel pipe (Fig. 9).

The deviators include a $\varnothing 101.60$ mm steel curved plate connected to a steel box fixed to the main girders and filled with grout to provide a rigid support to the cable.

A prototype test was done to check the behaviour of the deviators and of the cables.

The anchorages are standard VSL type EC 6-4 active anchorages with galvanised steel caps. The anchorages are fixed to anchor concrete blocks which are fixed to the transverse beams and deck (Fig. 9).

The cables were stressed at 65% of its ultimate strength to achieve the effective prestressing force of 2480 kN for the internal beams and of 2170 kN for the external beams.

- b) Introduction of new dissipating devices between the deck and the abutments. To introduce the viscous dampers (one in each of the four beams) the structure of the abutment had to be modified to accommodate the dampers and new sliding bearings were introduced between the girders and the abutment (Fig. 10).

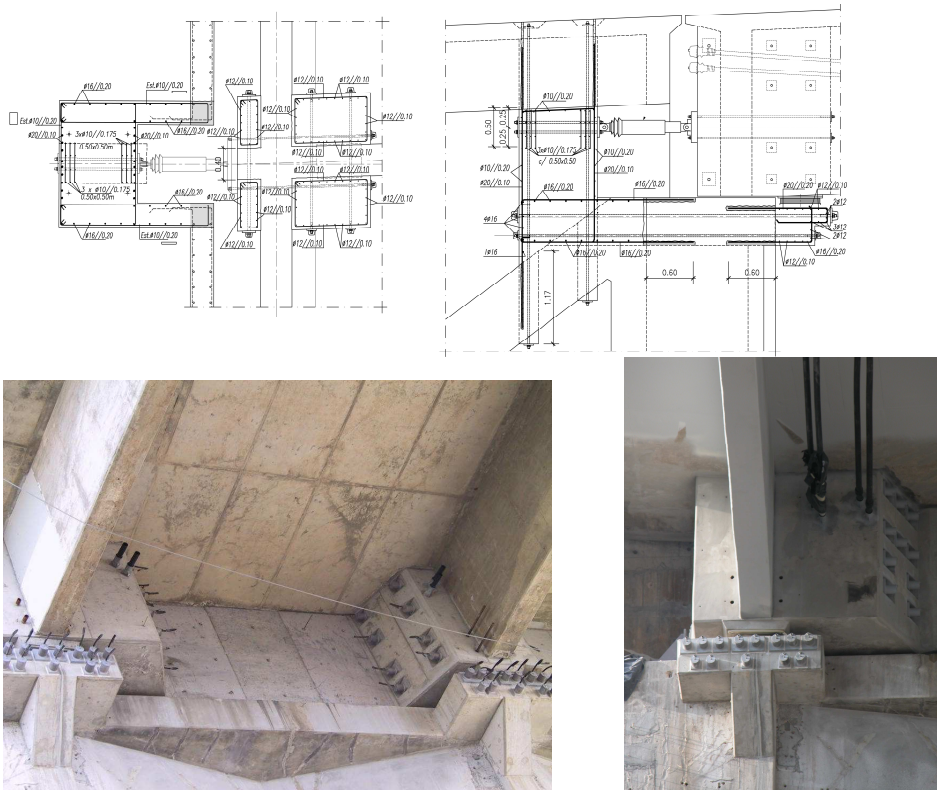


Figure 10. Details of the changes in the abutment to introduce the dampers

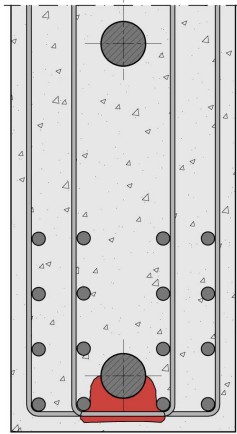
- c) General rehabilitation of the concrete structures, including local repairing and a concrete surface protection (Fig. 11).
 When local repairing involved a thickness greater than 6 cm, micro concrete was used (obtained from a mixture of 70% of pre packed grout with 30% of weight of 9 mm aggregates).
 Fig. 11 also shows the repairing of the towers of the bridge affected by sulphate attack.

5 GENERAL INFORMATION

Owner: Estradas de Portugal E.P.E.
 Design: Edgar Cardoso
 Rehabilitation Design: Armando Rito / Julio Appleton
 Contractor: Soares da Costa, SA

Prestressing steel: 76,2 ton
 Surface protection
 Steel structure: 22.500 m²
 Concrete: 93.500 m³
 Concrete repair: 11.300 m³
 Reinforcing steel A500: 35 ton
 Replacement of steel elements: 25 ton
 Total cost: 9.000.000 €
 Service date after rehabilitation: June 2005

The cost of the intervention was about 35% of that of the construction of a new bridge.



Void under a cable



Repairing of the prestressed beams of the viaduct



Repairing of the foundations blocks of the bridge tower

Figure 11. Deterioration and repairing of concrete structures