

Reabilitação da Ponte Hercílio Luz em Florianópolis, Brasil

Rehabilitation of the Hercílio Luz Bridge in Florianópolis, Brazil

João Pedro Carrilho Calado Antunes Lopes

Resumo

A reabilitação da Ponte Hercílio Luz é uma obra de referência a nível mundial no âmbito da reabilitação de pontes, quer pelo carácter único da ponte – é a maior ponte suspensa do Brasil e a única no mundo com uma catenária formada por barras biarticuladas que se integram na corda superior da treliça do tabuleiro – quer pela sua complexidade técnica.

O artigo faz referência aos aspetos técnicos de maior complexidade e originalidade, desde o reforço de fundações ao procedimento criado para a troca dos elementos de suspensão – catenária e cabos pendurais – bem como a tecnologia utilizada para a anulação das tensões nesses elementos (antes da substituição) e a sua reentrada em carga (após a substituição) e do sistema de monitorização implementado a fim de aferir, entre outras grandezas, esforços e deformações da estrutura, principalmente durante as operações críticas de manipulação da deformada do vão central.

Abstract

The rehabilitation of the Hercílio Luz Bridge is a worldwide reference work in the scope of bridge rehabilitation, either because of the unique features of the bridge - it is the largest suspension bridge in Brazil and the only one in the world with a catenary formed by bi-articulated bars that in the upper chord of the truss of the deck - either because of its technical complexity.

The article refers to the technical aspects of greater complexity and originality, from the reinforcement of foundations to the procedure created for the replacement of suspension elements – catenary and hanging cables – as well as the technology used to cancel the tensions in these elements (before the replacement) and its re-entry under load (after replacement) and the monitoring system implemented in order to measure, among other magnitudes, efforts and deformations of the structure, mainly during critical operations of manipulation of the deformation of the central span.

Palavras-chave: Reabilitação / Pontes suspensas / Metálicas / Fundações / Monitorização

Keywords: Rehabilitation / Suspension bridges / Metallic / Foundations / Monitoring

João Pedro Carrilho Calado Antunes Lopes

Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A.
Porto Salvo
Portugal
jal@teixeiraduarte.com

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

LOPES, J. – Reabilitação da Ponte Hercílio Luz em Florianópolis, Brasil. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 105-114.

1 Introdução

A construção da Ponte Hercílio Luz iniciou-se a 14 de novembro de 1922, com o propósito de ligar a parte insular da cidade de Florianópolis (capital do estado brasileiro de Santa Catarina) à sua parte continental, tendo a inauguração ocorrido a 13 de maio de 1926. A ponte Hercílio Luz, assim batizada em homenagem ao governador que impulsionou a sua construção, tornou-se na primeira a permitir o atravessamento do estreito que separa a ilha de Santa Catarina do continente, que até então era realizado por via marítima.

Com um comprimento total de 821 m, um vão suspenso de 339,5 m, pilares de 74 m de altura e uma distância do tabuleiro à linha de água de 31 m, é ainda hoje a maior ponte suspensa do Brasil. No entanto, a sua singularidade deve-se ao sistema estrutural projetado pelos engenheiros americanos David Steinman e Duncan Robinson, que tendo em vista a economia, alteraram a conceção original da ponte, substituindo os habituais cabos de suspensão por cadeias de barras biarticuladas - denominadas barras de olhais – que formam a corda superior da treliça do vão central, conforme mostra a Figura 1 (Steinman, 1928). Esta solução resultou num ganho de rigidez com menor integração de materiais, o que permitiu a viabilização económica do projeto. Atualmente é a única ponte no mundo com este sistema estrutural.

Sem qualquer ação de manutenção nas primeiras décadas da sua existência e com uma manutenção precária a partir dos anos 50, a estrutura começou a evidenciar sinais de deterioração; a descoberta de uma fenda com 5 cm de abertura junto ao olhal de uma barra, localizada no topo de um dos pilares principais, precipitou a interdição total da ponte a 22 de janeiro de 1982. Depois de, a 15 de março de 1988, a ponte ter sido reaberta ao tráfego de pedestres, motociclos e veículos de tração animal, voltou a ser totalmente interditada a 4 de julho de 1991, assim permanecendo até aos dias de hoje. O receio relativamente à estabilidade da própria estrutura motivou a remoção de 400 t de piso asfáltico do vão central (Barth *et al.*, 2014).

A entrada da Teixeira Duarte na história da Ponte Hercílio Luz dá-se em abril de 2015, quando a EMPA (empresa do grupo Teixeira Duarte) foi contratada para concluir a construção da estrutura provisória sob o vão suspenso (visível na Figura 2), que tinha como objetivo evitar o colapso da ponte na eventualidade da rotura do sistema de suspensão. Na sequência da conclusão da estrutura de suporte provisória, foi adjudicada à Teixeira Duarte, em março de 2016, uma nova empreitada com o objetivo de executar os trabalhos de reabilitação e de reforço estrutural que permitissem a reabertura da ponte ao trânsito.

Foram substituídas mais de 2000 t de estruturas metálicas, representando cerca de 40% do peso total da estrutura da ponte. Adicionalmente, foram utilizadas cerca de 1700 t de aço em estruturas provisórias de apoio. A ponte é integralmente rebitada e, por se tratar de património classificado, este tipo de ligação foi mantido, tendo sido aplicados mais de 200 mil rebites. Foram ainda utilizados cerca de 8000 m³ de betão e mais de 800 t de armaduras no reforço das fundações e nos maciços de ancoragem das barras de olhais. Toda a estrutura da ponte foi pintada, numa área de cerca de 70 000 m².



Figura 1 Fotografia da ponte antes do início da reabilitação. Fonte: www.vivendofloripa.com.br



Figura 2 Estrutura de suporte provisória

Todos os apoios da ponte tiveram as suas fundações reforçadas, cada qual com soluções diferenciadas consoante a sua localização, dimensão, restrições com a envolvente e, naturalmente, condição de geológico-geotécnica.

Uma das atividades fulcrais da obra foi a substituição integral do sistema de suspensão, que implicou a transferência de carga dos cabos de suspensão para uma estrutura de suporte provisória, com recurso a um sistema hidráulico. A monitorização e controlo são essenciais em casos como este, em que a idade da estrutura e incertezas relativas às dimensões, ao estado de conservação dos elementos estruturais e até à distribuição de esforços inicial, aumentam o risco de respostas imprevisíveis. Por esse motivo foi implementado um sistema com diversos sensores para medição em tempo real de extensões, inclinações, temperatura e velocidade do vento e da corrente marítima, durante as operações de elevação ou abaixamento. Foi feita uma combinação de diferentes tecnologias de sensores, incluindo sensores FBG (*Fiber Bragg Grating*).

2 Reforço de fundações

2.1 Considerações gerais

Com o objetivo de otimizar as soluções adotadas para a reabilitação das fundações foi feita uma revisão geral do Projeto, considerando toda a informação disponível, quer à data da elaboração do Projeto (seis anos antes do início da obra), quer a entretanto recolhida, e ainda com campanha complementar de sondagens.

Essa revisão foi feita pela Direção de Projetos da Teixeira Duarte, em estreita colaboração com o Projetista e a Fiscalização de Obra.

2.2 Bases das torres dos viadutos

Genericamente o projeto de reabilitação das fundações das torres dos viadutos previa dois tipos de solução distintas, uma para bases assentes em rocha e outra para bases assentes em solo. Nas bases

assentes em rocha, excetuando as da torre T6, estava previsto a execução de encamisamento em betão armado com o objetivo de aumentar a durabilidade dos blocos existentes – torres T1, T2 e T9 a T12.

As bases assentes em solo e as da torre T6 previam-se reforçar com estacas raiz (solução muito vulgar no Brasil de estacas de pequeno diâmetro) executadas em torno dos blocos existentes.

Com exceção da torre T6, as linhas gerais do Projeto de reabilitação das fundações dos viadutos foram mantidas, tendo, no entanto sido efetuadas diversas alterações no tipo de estacas e na sua disposição relativa à base das respetivas torres.

Considera-se importante referir que, à data do início desta empreitada realizada pela Teixeira Duarte, já tinham sido realizadas (de forma incompleta) algumas intervenções de reabilitação das fundações nas torres dos viadutos ao abrigo de anteriores contratos entretanto rescindidos e que condicionaram significativamente as soluções que acabaram por ser adotadas. Descrevem-se em seguida, como exemplo, alguns das soluções implementadas.

2.2.1 Torres T9 e T10

No caso das bases das torres T9 e T10, assentes em rocha, não foram feitas alterações ao Projeto, que previa apenas um encamisamento dos blocos em betão armado, conforme Figura 3. Porém, verificou-se que a instalação de uma grua de torre sobre a torre T9, poderia originar trações nas bases das torres T9 e T10, devido ao facto de, durante a restauração da ponte, a carga permanente ser inferior à da fase de utilização da ponte e a área de exposição ao vento ser superior.

As trações calculadas não seriam passíveis de ser equilibradas nas condições previstas pelo Projeto, uma vez que, por um lado alguns dos blocos de fundação não tinham peso suficiente para evitar o levantamento e, por outro, o betão existente não armado, não tinha capacidade para resistir a esforços de tração daquela magnitude.

Assim, para equilibrar as trações nas bases dos montantes, foi necessário transmitir diretamente esses esforços ao terreno através de tirantes. De forma geral, a solução adotada consistiu em tirantes verticais ancorados na rocha e ligados aos montantes através de uma estrutura metálica aparafusada. Os parafusos foram colocados aproveitando a furação existente para os rebites, não tendo sido necessário furação adicional.

Foram executados dois tirantes, em barras em aço de alta resistência $\phi 36$ mm, nas torres T9 e T10, com comprimentos de ancoragem de 6,5 m e de 3,0 m, respetivamente.

2.2.2 Torres T13 e T14

Para cada base das torres T13 e T14, o projeto de reabilitação das fundações previa a execução de 4 a 8 estacas raiz com 450 mm de diâmetro nominal em solo e 355 mm de diâmetro nominal em rocha, totalizando 40 estacas no conjunto das duas torres. Em cada bloco, o centro geométrico destas estacas coincidia com o eixo do respetivo pilar da torre, o que implicava a execução de estacas no interior da torre. Por outro lado, cada bloco iria funcionar individualmente, uma vez que o projeto não previa nenhum elemento de ligação entre eles.

Deste modo, a principal alteração feita ao projeto foi a execução de estacas apenas no exterior da área de implantação das torres, de modo a evitar a necessidade de remoção temporária de



Figura 3 Encamisamento, perfuração e tirantes tensionados

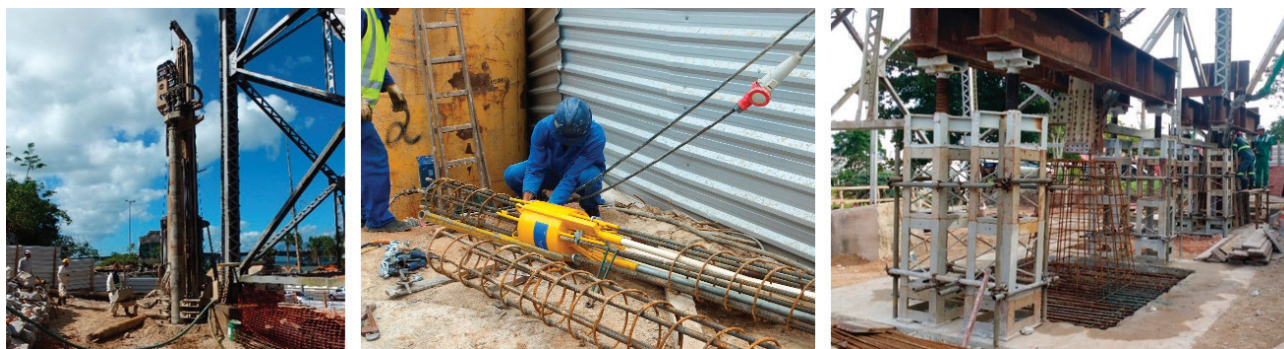


Figura 4 Execução de estacas raiz pelo exterior da torre, montagem de célula expansiva e faseamento construtivo dos blocos

contraventamentos, procedendo-se à uniformização do número de estacas por bloco, passando a 4 estacas raiz com diâmetros nominais iguais aos anteriormente previstos, dispostas em linha paralelamente ao eixo longitudinal da ponte, reduzindo de um total de 40 para 32 estacas no conjunto das duas torres. De modo a equilibrar o momento fletor gerado pela excentricidade do centro geométrico das estacas em relação ao eixo dos pilares das torres, foram consideradas vigas de travamento transversais, ligando os blocos do lado Norte aos do lado Sul.

Tal como previsto projeto foram realizadas transferências de carga dos blocos antigos para os novos. Para isso, foi necessário executar os novos blocos de coroamento de estacas em duas fases, com ligação estrutural através de luvas de emenda entre os varões de armadura de ambas as fases.

De realçar a realização de um ensaio de carga estático com recurso a célula expansivo e ensaios de integridade PIT na totalidade das estacas.

2.2.3 Bases dos pilares principais (T7 e T8)

As fundações dos pilares centrais consistem em blocos de betão simples formados por trechos de seção transversal circular, octogonal e quadrada, com dimensões crescentes em profundidade assentes diretamente na rocha.

Com o objetivo de melhorar a durabilidade do betão dos quatro blocos dos pilares, o projeto preconizava o encamisamento superficial do trecho superior de seção transversal circular com um anel de betão armado com 5,5 m de diâmetro exterior com um alargamento para 5,7 m numa faixa de 0,50 m no topo. Uma vez

que parte dos trabalhos foi realizada abaixo do nível do mar, foi necessário instalar ensecadeiras de modo a permitir a execução dos trabalhos a seco. A concepção e o detalhamento das ensecadeiras couberam à Teixeira Duarte.

Foram fabricadas duas ensecadeiras, primeiramente utilizadas em simultâneo nos blocos de fundação do pilar T7 (Figura 5) e, posteriormente, reutilizadas nos blocos do pilar T8. As ensecadeiras foram pré-fabricadas integralmente em estrutura metálica e transportadas em duas metades separadas, sobre um pontão até ao bloco a reabilitar, onde foram então posicionadas com auxílio de grua automóvel, uma de cada vez e suspensas em vigas montadas sobre cada bloco de fundação.

A ligação de cada ensecadeira ao fuste do respetivo bloco foi feita por intermédio de uma selagem do espaço livre entre o fundo da ensecadeira e o bloco com betão armado e ancoragens químicas horizontais. Esses anéis de betão armado no fundo das ensecadeiras foram feitos com o auxílio de mergulhadores, no trecho dos fustes com seção transversal octogonal, imediatamente abaixo dos trechos cilíndricos que se pretendia encamisar. Por esse motivo, tanto os anéis de betão armado, como as ensecadeiras, foram projetados com geometria octogonal em planta.

Após a bombagem da água do interior das ensecadeiras, a maior parte da força de impulsão foi equilibrada com a carga de compressão dos pilares principais. A força de impulsão foi transmitida às vigas posicionadas sobre os blocos dos pilares principais, através de oito montantes incorporados nas paredes das ensecadeiras. Por sua vez, essas vigas transmitiam a carga vertical às escoras diagonais, ligadas a tubos de aço horizontais atravessando o interior dos blocos, selados com resina epoxi e preenchidos com grout.

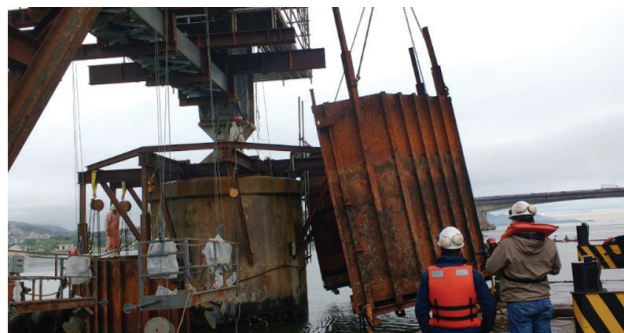
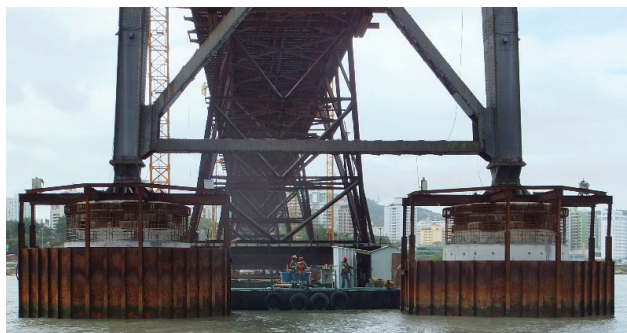


Figura 5 Montagem e colocação em serviço das ensecadeiras em serviço, primeira fase de betonagem e nível de escoramento

A dimensão da ensecadeira foi definida de modo a garantir uma largura livre mínima de 1,50 m entre os seus paramentos e a superfície do betão do encamisamento a executar e uma altura mínima de 0,50 m acima da altura de água máxima prevista, resultando numa altura de 4,15 m.

No reforço dos blocos foram ainda instaladas cintas metálicas de seção 250 × 20 mm instaladas no topo de cada bloco, que permitiram efetuar o seu tensionamento a 150 kN. Estas cintas foram instaladas previamente à execução dos encamisamentos e ficaram embebidas no betão. Introduzindo-se assim elementos adicionais de confinamento do topo dos blocos de fundação para equilíbrio das tensões horizontais decorrentes da dispersão das compressões induzidas na base dos macacos posicionados no topo das fundações, próximo do bordo, durante a troca dos aparelhos de apoio dos pilares principais.

Na reabilitação destes blocos foram também realizadas oito perfurações verticais em cada bloco em toda a altura das fundações e até 3,0 m abaixo da base dos blocos, para consolidação dos blocos através da injeção de calda de cimento de eventuais fissuras ou vazios. Em cada furo foram colocados varões $\phi 40$ em aço CA-50, conferindo robustez adicional às fundações existentes.

2.3 Maciço de ancoragem lado Continental

O maciço de ancoragem do lado do Continente encontrava-se suportado por estacas de madeira cravadas no solo residual. O projeto de reabilitação deste elemento foi desenvolvido partindo da premissa de que que o mesmo não seria demolido, o que implicou a alteração da posição das novas ancoragens das barras biarticuladas e, consequentemente, o aumento dos momentos de derrube. A solução de reforço de fundações passava pela execução de estacas posicionadas fora da sua área de implantação e a criação de um maciço de reforço com grandes dimensões, envolvendo o existente. Essa solução, resultaria numa alteração muito significativa da aparência do maciço, incompatível com o estatuto de património classificado, definido pelo IPHAN. Assim, a Teixeira Duarte desenvolveu uma solução alternativa para o reforço das fundações do maciço admitindo a demolição do maciço existente.

A solução alternativa adotada consistiu do maciço, até à face superior do bloco de coroamento das estacas de madeira existentes, atualmente abaixo da superfície do terreno, executar 29 estacas moldadas com 1,50 m de diâmetro e cerca de 13 m de comprimento médio, com a prévia carotagem do bloco de coroamento existente (desprezando na totalidade o efeito das estacas de madeira originais), construir o novo bloco de coroamento sobre o atual, com 2,00 m de altura e 24,30 × 24,30 m em planta, posicionar as novas ancoragens das barras biarticuladas e reconstruir o maciço com geometria semelhante à original.

Tendo o maciço sido totalmente demolido, foi necessário desmontar a torre T4 (apoiada neste maciço). Após a reconstrução do maciço, a torre T4 foi novamente instalada, repondo as atuais condições de apoio do tabuleiro. Porém, durante o período de remoção da torre T4, foi necessário criar apoios provisórios para o tabuleiro entre as torres T3 e T5. Tendo em conta a distância do tabuleiro ao solo e o espaço necessário para realizar os trabalhos de demolição, reforço

de fundações e reconstrução do maciço, optou-se por suspender o tabuleiro numa estrutura metálica treliçada, com um vão de aproximadamente 45 m, formada por treliças modulares travadas entre si e com apoio sobre as torres T3 e T5. A suspensão do tabuleiro foi realizada pelas longarinas principais, em seções próximas dos nós de ligação aos pilares da torre T4, com recurso a 8 barras de aço de alta resistência com 32 mm de diâmetro.

3 Substituição do sistema de suspensão

3.1 Desmontagem dos cabos pendurais

A desmontagem do sistema de suspensão da ponte começou pela remoção dos cabos pendurais.

O corte e remoção dos cabos pendurais iniciou-se pelos 4 cabos de maior comprimento, junto aos pilares principais, avançando sequencialmente no sentido do centro da ponte. Durante a realização destas operações de remoção dos cabos pendurais foi necessário manter sob controlo a distribuição de forças nos macacos e acompanhar a evolução dos esforços nos restantes elementos através do sistema de monitorização.

Apesar do sistema de suspensão ter sido aliviado pelas operações de transferência de carga (capítulo desenvolvido mais à frente) para reduzir a força nos cabos pendurais, estes elementos mantiveram alguma força residual.

Para ser possível a remoção dos cabos com garantia de que a sua tensão fosse efetivamente nula e o corte se desse em total segurança, foi desenvolvido um dispositivo constituído por barras roscadas de alta resistência que permitiria transferir para estas as tensões residuais.

3.2 Remoção das barras biarticuladas

Desmontados os cabos pendurais, procedeu-se à remoção das barras de olhal.

Para tal foi necessário assegurar que também as barras de olhal estivessem sem tensão o que só foi possível com a elevação das barras de olhal em cada nó, através de cilindros hidráulicos posicionados no topo das torres da estrutura auxiliar superior, na direção ortogonal ao seu eixo axial até se atingir o deslocamento que teoricamente anularia as tensões residuais. Isto correspondeu a uma elevação média de cerca de 700 mm a meio vão da catenária.

Estas operações de macaqueamento foram efetuadas em várias etapas e com o auxílio de 14 macacos hidráulicos de 50 toneladas, entre os lados Norte/Sul e continente/ilha, com o objetivo de minimizar a torção das torres principais.

As primeiras barras de olhal a serem retiradas foram as do nível inferior nos viadutos, junto aos maciços de ancoragem, seguindo-se de forma ascensional a remoção de todas as barras dos viadutos até às selas do topo dos pilões e sempre de forma simétrica entre o lado do continente e do lado da ilha.

Após a remoção das barras de olhal nos viadutos e no vão central na zona dos pendurais, subsistiam as barras constituintes da treliça do vão central, que agora se apresentava defletida para cima e com a

corda superior tracionada axialmente.

Para proceder à remoção destas últimas barras de olhal foi necessário anular estas tensões, através do abaixamento de 950 mm do tabuleiro da ponte na região central e da elevação de 430 mm nas extremidades, reinstalando o sistema hidráulico utilizado na transferência de carga, complementado com 4 macacos colocados sob as vigas transversais dos extremos.

Foi necessário também desmontar os apoios pendulares nas extremidades da treliça para permitir estes movimentos do tabuleiro.

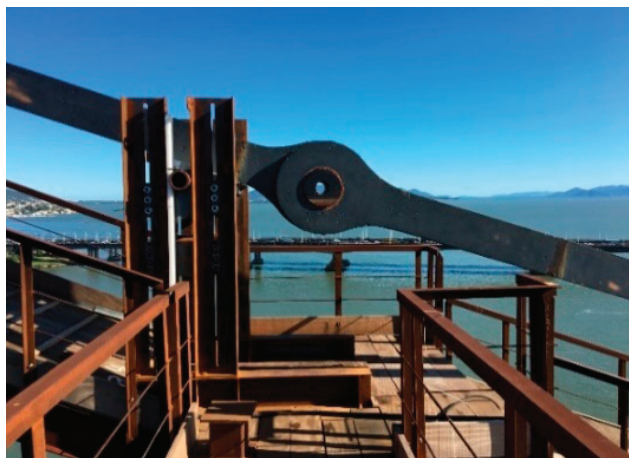


Figura 6 Estrutura de suporte provisória para cilindros hidráulicos junto aos olhais das barras de ligação aos maciços em terra

3.3 Montagem das barras de olhal

A montagem das barras de olhal foi uma das atividades mais complexa ao longo de toda a obra.

A sequência de montagem foi inversa à sequência de desmontagem, no entanto, para garantir o alinhamento rigoroso de todas as barras e a montagem dos pinos foi necessário realizar alguns ajustes na estrutura durante o decorrer do processo.

As primeiras barras a serem montadas foram aquelas que formam a corda superior da treliça de rigidez do vão pênsil, na parte central, totalizando 88 peças. A montagem iniciou-se pela barra central e teve seguimento simultaneamente nos lados Norte e Sul e simetricamente nos sentidos meio vão para as torres T7 e T8.

A montagem do último conjunto de barras de cada lado foi a mais complexa desta etapa. Para fechar a última malha da treliça de rigidez foi necessário montar em simultâneo o primeiro conjunto de barras pertencentes à catenária no vão pênsil.

Para conseguir concluir esta operação e alinhar os olhais das barras com a corda superior foi necessário fazer a movimentação complementar da treliça, com a elevação de ambas as extremidades, Continente e Ilha, cerca de 110 mm. Após a montagem das barras centrais executou-se a elevação da parte central da treliça de 950 mm e abaixamento das extremidades de 540 mm.

Concluída esta etapa, prosseguiu-se com a montagem das demais

barras de olhal, começando pelas barras no topo das torres principais, seguindo em ordem descendente até às barras de olhal de fecho, tanto nos viadutos quanto no vão pênsil, sempre em simultâneo do lado Norte e Sul e simetricamente do lado Ilha e Continente.

Após a conclusão da montagem das barras de olhal do vão pênsil, para se proceder ao fecho da cadeia com a montagem dos 8 pinos finais, correspondendo 2 no viaduto Continente, 4 no vão pênsil e 2 no viaduto Ilha, nos lados Norte e Sul, foi necessário realizar duas operações distintas.

Em primeiro lugar as barras de olhal do vão pênsil foram elevadas e reposicionadas na cota teórica, porque por motivos operacionais, todos os pinos tinham sido montados a uma cota inferior para facilitar o acesso dos operários e instalação dos equipamentos auxiliares. Em segundo lugar foi necessário movimentar o topo das torres principais em direção às margens, por meio de afinação cuidada das cargas no sistema de atirantamento provisório das torres principais, a distância necessária até garantir a concentricidade de todos os furos das peças a ligar. No viaduto Ilha, após a movimentação do pilone T8 o valor teórico, não se conseguiu garantir a concentricidade total dos furos sem ultrapassar a carga admissível no sistema de atirantamento. Por esse motivo, desenvolveu-se um dispositivo auxiliar que se fixou por atrito às barras de olhal que faltavam ligar e permitiu o ajuste de 30 mm do topo da torre T8 e garantir a concentricidade do furo exigida para a montagem dos últimos 2 pinos.

3.4 Montagem dos cabos pendurais

Com as novas barras de olhal instaladas, passou-se à montagem dos cabos pendurais e afinação simultânea dos lados Continente e Ilha, Norte e Sul. A afinação seguiu as orientações do projeto definidas em termos de força e posição relativa entre o nó superior e nó inferior.

A sequência de instalação dos cabos pendurais foi inversa à sequência de desmontagem, ou seja, começou-se pelo cabo mais curto, localizado próximo ao centro da treliça e seguiu-se em direção às torres. Após a conclusão da montagem, realizada a análise das cargas de instalação e feito o levantamento topográfico, o projetista dispensou a verificação adicional das cargas nos pendurais que tinha sido prevista, remetendo a mesma para uma fase posterior ao final da obra, já sem as estruturas auxiliares e apenas com o peso próprio final da ponte.

4 Transferência de carga

A fim de substituir as 360 barras de olhais e os 28 cabos pendurais que compõem a estrutura de suspensão do vão central, foi necessário elevar a treliça de modo faseado, impondo um conjunto de deformadas especificamente dimensionado para alívio das tensões nos elementos a substituir, transferindo o peso da parte suspensa da ponte para as estruturas provisórias. O procedimento de transferência de carga foi concebido pela empresa projetista RMG Engenharia (Carvalho, 2017) e posteriormente desenvolvido e detalhado pelo consultor Massimo Marini da Studio MMI, contratado para o efeito pela Teixeira Duarte.

Numa primeira fase, foi feito o apoio da ponte sobre a estrutura provisória, elevando-a 130 mm a meio-vão, aplicando 20% da

carga total. Esta elevação foi realizada com 24 cilindros hidráulicos de 50 t, posicionados sob alguns nós da corda inferior da treliça e controlados por 4 centrais hidráulicas. Com esta pré-elevação executada, iniciou-se a montagem de torres metálicas provisórias, sobre a estrutura da ponte, para apoio das barras de olhais, num total de 660 t de aço.

Os restantes 80% da carga total da ponte foram transferidos para a estrutura inferior em 4 fases, totalizando uma elevação adicional de 400 mm no meio vão da ponte. Para isso foram usados 30 cilindros hidráulicos de 50 t e 28 de 100 t, instalados na estrutura de suporte provisória, sob os nós da corda inferior da treliça (Figura 7). O sistema hidráulico utilizado para a elevação da treliça compôs-se de 3 centrais hidráulicas sincronizadas, interligadas entre si e comandadas num único posto de comando (Master), onde era possível visualizar as informações de todos os cilindros hidráulicos. A operação através de centrais hidráulicas sincronizadas permitiu o controlo automatizado de todos os cilindros hidráulicos, garantindo com precisão o deslocamento pretendido em cada alinhamento e minimizando o risco de desalinhamentos no tabuleiro da ponte durante as várias etapas de elevação.

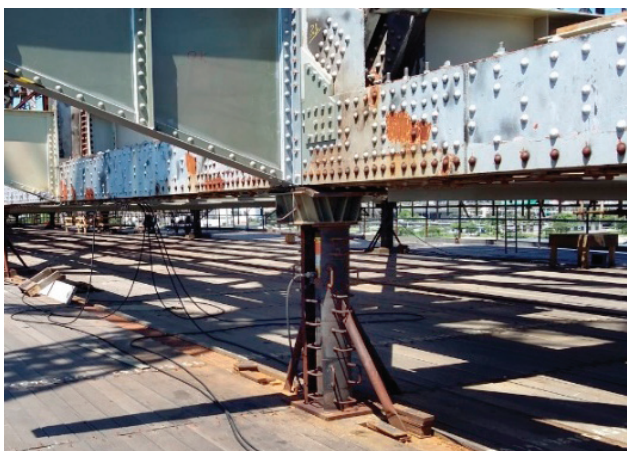


Figura 7 Cilindros hidráulicos e calços posicionados sob a treliça do vão central

Concluída a transferência de carga, deu-se início à desmontagem do sistema de suspensão da ponte, começando pela remoção dos cabos pendurais e posteriormente das barras biarticuladas.

5 Monitorização e controlo

Todas as etapas de elevação e abaixamento foram realizadas durante a noite, evitando deformações devidas às variações térmicas diurnas. Após cada etapa e durante o dia seguinte, foram efetuadas as análises e interpretações de todas as medições topográficas, dos outputs das centrais hidráulicas (forças em cada cilindro hidráulico) e dos resultados do sistema de monitorização. O sistema de monitorização foi montado com equipamento da HBM, incluindo sensores e sistemas de aquisição de dados.

Desenvolveu-se um sistema de monitorização topográfico para acompanhar o deslocamento de pontos críticos tanto na ponte

como na estrutura de suporte provisória. No total, foram instalados 62 prismas refletores GPR112 e 10 alvos refletores. Os alvos GPR112 permitiram a aferição da sua posição durante as operações noturnas com uma estação total Leica TS30. Os resultados obtidos foram comparados com os valores teóricos e a informação recolhida do sistema hidráulico.

O sistema de monitorização incluiu vários sensores e dispositivos de aquisição de dados de diferentes tipos, todos recolhidos e sincronizados pelo mesmo software. Para medições de extensão e de temperatura, a tecnologia escolhida foi a ótica, nomeadamente *Fiber Bragg Grating* (FBG). No total, foram usados 284 sensores para medir cargas em 64 locais críticos. A opção por sensores FBG foi tomada sobretudo pela sua resistência à humidade e à corrosão, fatores importantes face à duração da obra. (Casas *et al.*, 2003). Além dos sensores óticos, foram instalados 26 elétricos, 20 inclinómetros nas bases da estrutura provisória e nos pilares, 2 termómetros, 2 anemómetros e 2 fluxómetros.

Entre os sensores e a sala de controlo onde foram instalados os sistemas óticos de aquisição de dados, foram instalados cabos multifibra com emendas feitas insitu. Estes cabos foram também usados como meio de comunicação entre os 6 sistemas elétricos de aquisição de dados PMX, posicionados junto aos sensores elétricos.

Todos os sensores foram ligados à sala de controlo através de controladores Ethernet óticos: os PMX do cabo ótico e os interrogadores óticos diretamente. Como referido anteriormente, foram usadas 6 unidades PMX para a aquisição dos 26 sinais elétricos. Para os quase 300 sensores FBG, usou-se 3 interrogadores BraggMETER com 8 canais óticos. Todos os dispositivos foram sincronizados via software Catman e as medições foram gravadas e processadas. Foram usados 2 PCs, um para aquisição de dados em direto e de forma contínua e outro para o pós-processamento de dados anteriormente guardados. A Figura 7 mostra a sala de controlo e uma imagem da monitorização em tempo real. O software utilizado permitiu, com facilidade, a configuração de dados, visualização, armazenamento e processamento, tendo possibilitado ainda a criação de scripts em VBA visando a criação automática de relatórios periódicos em MS Word ou Excel e de alarmes para trabalhadores no local ou localizados remotamente, via e-mail ou SMS.

Durante as operações de transferência de carga, ia sendo feita uma análise em tempo real da evolução dos esforços nos elementos monitorizados, comparando os resultados com as previsões teóricas. No final de cada operação elaborou-se um relatório através do software com os dados de todos os sensores. Este relatório foi sempre comparado com os outros dados disponíveis como as relações força-deslocamento do sistema hidráulico, o controlo topográfico e o modelo teórico.

6 Conclusões

A Reabilitação da Ponte Hercílio Luz é um exemplo a reter no que respeita à complexidade de uma recuperação estrutural de grande porte, onde o trabalho de equipa entre projetista e entidade executante foi primordial, requerendo uma equipa multidisciplinar e na qual foram aplicadas técnicas de reabilitação inovadoras.

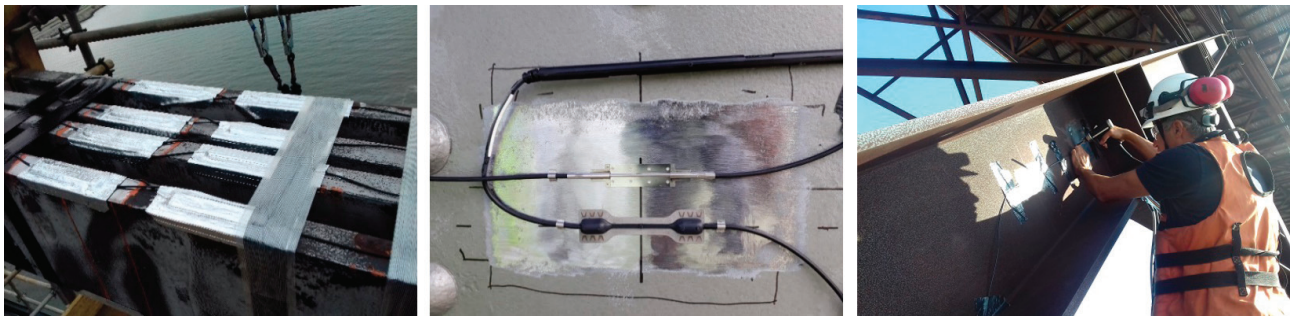


Figura 8 Sensores óticos de deformação (FS62) e de temperatura (FS63). À esquerda: Compósitos. No meio: Soldáveis. À direita: Processo de soldadura

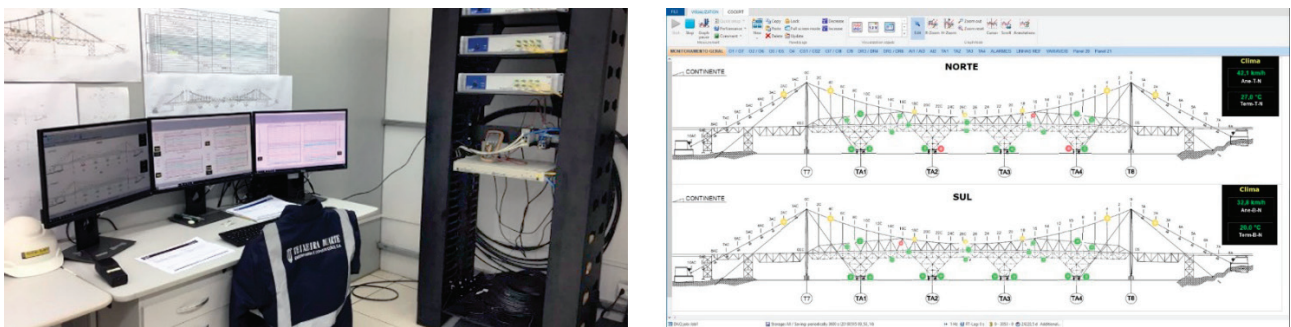


Figura 9 À esquerda: Sala de controlo com 3 interrogadores BraggMETER industriais. À direita: Exemplo de um painel com visualização de dados em tempo real sobre um alçado da ponte

As soluções de reforço de fundações abordadas foram aquelas que, de alguma forma, tiveram abordagens diversas do inicialmente proposto e foram desenvolvidas e adequadas à expertise da empresa nesta área.

A substituição integral do sistema de suspensão foi o mais desafiante de todos os aspetos desta obra, obrigando a um desenvolvimento de soluções, estruturas auxiliares, adequação de equipamentos e ferramentas, apenas possível com uma equipa altamente especializada que esteve afeta a este projeto ao longo de mais de 4 anos.

Por fim, o sucesso das operações de transferência de carga não teria sido possível sem o controlo e a segurança que o extensivo sistema instalado de instrumentos de medição proporcionou. A monitorização e a comparação entre os dados reais e o comportamento esperado pode ser uma ferramenta poderosa para a calibração de modelos, particularmente em obras de reabilitação.

Referências

- [1] Barth, F.; Hayashi, F.; Silveira, W. (2014) – Ponte Hercílio Luz: restauração, manutenção e perspectivas de usos. Revista Electrónica Técnico-Científica do IFSC n. 5.
- [2] Carvalho, Hermes; Fakury, Ricardo Hallal; Vilela, Paula Moura Leite. (2017) – The Challenges of Rehabilitating the Hercilio Luz Suspension Bridge. Latin American Journal of Solids and Structures, 14(4), 700-713. <https://dx.doi.org/10.1590/1679-78253401>.
- [3] Casas, J.; Cruz, P. (2003) – Fiber Optic Sensors for Bridge Monitoring. Journal of Bridge Engineering, Volume 8, Number 6, 362-373.
- [4] Steinman, D.B.; Grove, W.G. (1928) – The eye-bar cable suspension bridge at Florianopolis, Brazil. American Society of Civil Engineers Transactions.

