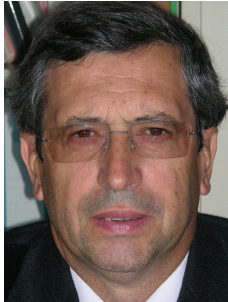


Reforço sísmico do viaduto do Fonte Nova na 2ª circular de Lisboa



Júlio Appleton¹



António Costa²



João Sousa Dias³



João Paulo Costa⁴

RESUMO

O Viaduto do Fonte Nova na 2ª circular de Lisboa tem um desenvolvimento total de 206m. O tabuleiro com uma largura de 25m tem 7 vãos e é constituído por 7 vigas pré-fabricadas em betão armado pré-esforçado de 1,3m de altura e uma laje com 0,18m de espessura. As vigas, com vãos de 24,4m, apoiam em pórticos transversais constituídos por 2 pilares em forma de H encimados por uma travessa tipo caixão, em betão armado pré-esforçado, com 7 m de largura. O tabuleiro, em cada vão, está simplesmente apoiado nas travessas dos pórticos.

O viaduto foi construído em 1974 em regime de conceção-construção pelo empreiteiro JOSÉ MATIAS – ALVES RIBEIRO, em 1999 (entre Abril e Dezembro) houve uma intervenção de reforço do tabuleiro com cabos de pré-esforço não aderentes e trabalhos de reparação geral.

Por iniciativa da CML o ICIST realizou uma avaliação da segurança sísmica dos viadutos em Lisboa tendo identificado a necessidade de intervenção neste viaduto. Com efeito a análise sísmica realizada no âmbito do projeto em apresentação mostrou que os pórticos transversais apresentavam uma relação entre os esforços actantes e os esforços resistentes muito superior a 1, em particular na direção longitudinal devido à elevada rigidez dos pilares nessa direção. Concluiu-se que não era viável nem recomendável o reforço dos pilares e fundações mas sim a implementação de um isolamento sísmico do tabuleiro.

A intervenção consistiu no corte do topo dos pilares e na introdução de isolamento de base do tabuleiro em relação aos pilares e encontros, com aparelhos HDRB e LRB. A comunicação tem como objetivo a apresentação do projeto e obra desta intervenção.

Palavras-chave: [pontes e viadutos, comportamento sísmico, reforço de estruturas de betão]

¹A2P Consult Estudos e Projectos Lda, Lisboa, Portugal. julio.appleton@a2p.pt

²A2P Consult Estudos e Projectos Lda, Lisboa, Portugal. antonio.costa@a2p.pt

³A2P Consult Estudos e Projectos Lda, Lisboa, Portugal. joao.sousadias@a2p.pt

⁴S.T.A.P. Reparação Consolidação e Modificação de Estruturas, jpcosta@stap.pt

1. INTRODUÇÃO

Refere-se o presente artigo à intervenção de reforço sísmico do Viaduto do Fonte Nova na 2ª circular de Lisboa, junto ao centro comercial Fonte Nova.

O viaduto foi construído em 1974 em regime de conceção-construção pelo empreiteiro JOSÉ MATIAS – ALVES RIBEIRO, em 1999 (entre Abril e Dezembro) houve uma intervenção de reforço do tabuleiro com cabos de pré-esforço não aderentes e trabalhos de reparação geral.

Por iniciativa da CML o ICIST realizou uma avaliação da segurança sísmica dos viadutos em Lisboa tendo identificado a necessidade de intervenção neste viaduto. Com efeito a análise sísmica realizada no âmbito do projeto em apresentação mostrou que os pórticos transversais apresentavam uma relação entre os esforços actantes e os esforços resistentes muito superior a 1, em particular na direção longitudinal devido à elevada rigidez dos pilares nessa direção.

Concluiu-se que não era viável nem recomendável o reforço dos pilares e fundações mas sim a implementação de um isolamento sísmico do tabuleiro. A intervenção consistiu no corte do topo dos pilares e na introdução de isolamento de base do tabuleiro em relação aos pilares e encontros, com aparelhos HDRB e LRB.

2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DO VIADUTO

O Viaduto do Fonte Nova na 2ª circular de Lisboa tem um desenvolvimento total de 206m. O tabuleiro com uma largura de 25m tem 7 vãos de 30,75m e é constituído por 7 vigas pré-fabricadas de 1,3m de altura e uma laje com 0,18m de espessura, 'Fig. 3'. As vigas com vãos de 24,4m apoiam em pórticos transversais constituídos por 2 pilares em forma de H encimados por uma travessa tipo caixão em betão armado pré-esforçado com 7,0m de largura na direção longitudinal do viaduto. O tabuleiro, em cada vão, está simplesmente apoiado nas travessas dos pórticos, 'Figs. 1 e 2'.

Longitudinalmente a ligação entre o tabuleiro e a travessa dos pilares é alternadamente fixa ou móvel conforme indicado na planta, 'Fig. 2'.

Os encontros são do tipo perdido, constituídos pela viga de estribo. As fundações dos pilares e dos encontros são indiretas por estacas moldadas in situ com 1.00m de diâmetro, no caso dos encontros a viga de estribo está fundada em 2 fiadas de 4 estacas e no caso dos pilares existem 2 estacas sob cada "perna" e dois lintéis que ligam os maciços dos dois pilares paralelamente.



Figura 1. Fotografias do viaduto antes da intervenção

3.1 Corte do topo dos pilares e introdução dos aparelhos de apoio

É introduzida uma travessa em betão armado no topo dos pilares, interligando as duas pernas superiores dos pilares, estas, para além da sua função de travamento dos montantes dos pilares, permitirão no futuro uma fácil substituição dos apoios, se tal vier a ser necessário, 'Fig. 4'.

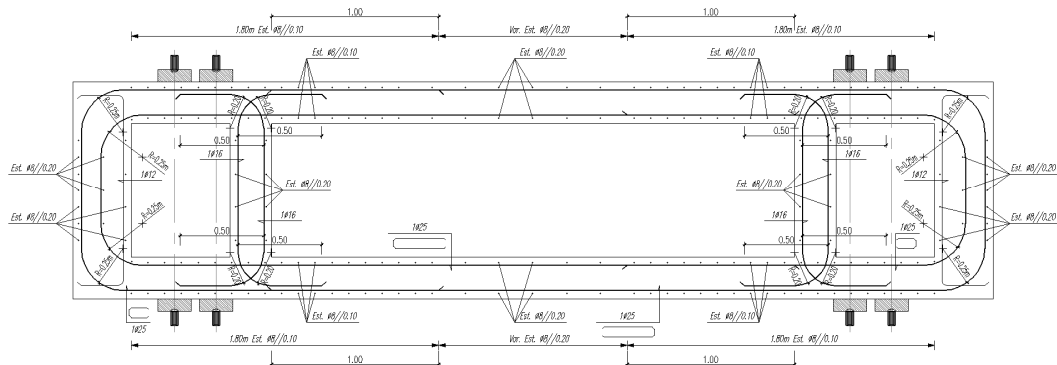


Figura 4. Execução de nova travessa para interligação dos montantes dos pilares e para apoio dos macos hidráulicos utilizados para a transferência provisória de carga, até à instalação dos novos apoios. Vista da travessa executada e da planta de armaduras da viga.

A transferência de carga do pilar para as novas travessas é realizada através de um par de macos hidráulicos para cada perna do pilar (4 por pilar), colocados entre a viga de betão armado e a face inferior das travessas, 'Fig. 5'. Previamente à instalação de carga nos macos é necessário interligar as travessas e os pilares, mobilizando por compressão o atrito na interface travessa/pilar através da instalação de 4 varões pré-esforçados $\phi 36$, sendo instalada uma força útil igual a 800 kN em cada varão. A reação por apoio nos pilares foi estimada em 2170 kN para a carga permanente e 3240 kN para a carga permanente e sobrecarga. Os macos hidráulicos são colocados em carga de forma progressiva, com instrumentação dos deslocamentos mediante réguas metálicas graduadas, sendo bloqueados para uma carga igual à carga permanente.

Os varões de pré-esforço são removidos após a instalação dos aparelhos de apoio, o furo foi mantido o que permite uma nova montagem em caso de necessidade de, no futuro, se substituir novamente os aparelhos de apoio.



Figura 5. Montagem dos macacos hidráulicos e instalação de barras de pré-esforço (provisórias) para ligação entre a viga e os pilares

Transferida a carga para os macacos hidráulicos, procede-se ao corte do topo dos montantes dos pilares em cerca de 30 cm de altura, realizado com equipamento de corte do betão com fio diamantado, 'Fig. 6'.



Figura 6. Corte do topo dos pilares com fio diamantado (durante e após o corte)

Procede-se à montagem dos novos aparelhos de apoio HDRB e LRB e sua fixação à travessa do pórtico e aos montantes dos pilares. A operação termina com a remoção dos macacos hidráulicos e dos varões de pré-esforço, 'Figs 7 e 8'.

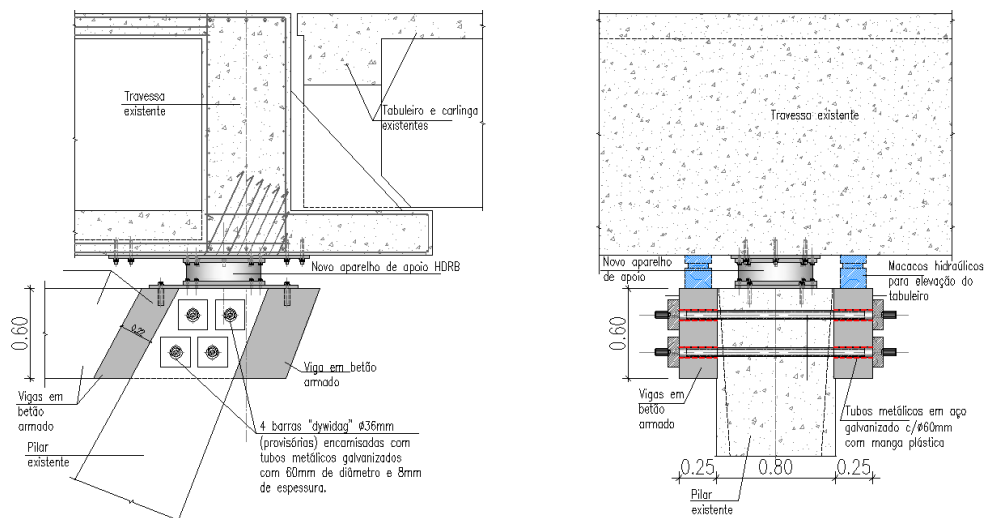


Figura 7. Pormenores para a montagem dos novos aparelhos de apoio



Figura 8. Montagem dos novos aparelhos de apoio em pilares (durante e após)

Nos alinhamentos P2 a P5 foram introduzidos aparelhos LRB 0.4-10 \varnothing 550 x126 (amortecimento de 39% e rigidez horizontal equivalente igual a 1590kN/m) e nos alinhamentos P1, P6 e encontros foram adotados aparelhos HDRB 0.8-10 \varnothing 500x80 (amortecimento de 10% e rigidez horizontal equivalente igual a 1960kN/m). A rigidez total destes aparelhos é de 68 560 KN/m (38 aparelhos, dos quais 24 sobre os pilares e 2x7 sobre os encontros).

3.2 Introdução de novos aparelhos de apoio nos encontros

Indica-se em seguida a sequência dos trabalhos relativos à introdução dos aparelhos de apoio do tabuleiro nos encontros, 'Fig. 9'. Em primeiro lugar é preparada a base de assentamento dos novos aparelhos de apoio através do corte e reforço o topo da viga de estribo com uma lâmina de microbetão armada. O novo aparelho de apoio é introduzido sob um macaco plano, a transferência de carga dos apoios existentes para os novos aparelhos de apoio é realizada através da introdução de pressão por injeção dos macacos planos, para uma carga igual à carga permanente, 450kN. Segue-se a selagem dos vazios em torno do macaco plano com calda de cimento (grout) e a fixação das chapas de posicionamento dos aparelhos de apoio.



Figura 9. Introdução de novos aparelhos de apoio nos encontros

3.3 Estabelecimento de continuidade axial do tabuleiro

A continuidade do tabuleiro é estabelecida nas juntas móveis existentes nos alinhamentos P2, P4 e P6 e inclui o preenchimento do espaço existente entre a carlinga e a travessa dos pilares com betão projetado, a ligação da carlinga à travessa através de varões roscados com um diâmetro de 25mm afastado de 0.25m em furos com um diâmetro de 30mm injetados com resina epóxi, 'Fig. 10'.

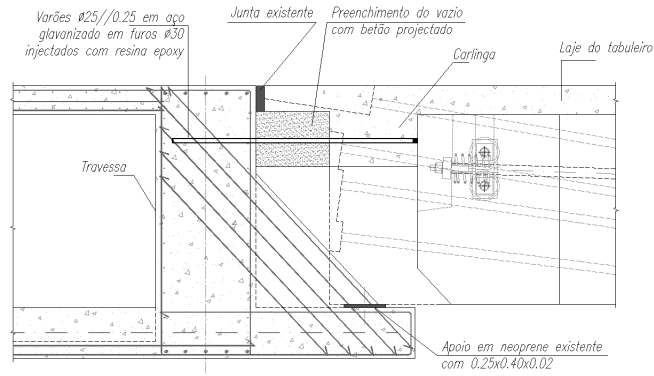


Figura 10. Pormenor para estabelecimento de continuidade axial do tabuleiro

3.4 Introdução das novas juntas de dilatação nos encontros

Foram introduzidas novas juntas de dilatação nos encontros para acomodar os movimentos previstos de 65 mm na direção longitudinal e 40mm na direção transversal, para a combinação de ações envolvendo o sismo frequente (tomou-se um deslocamento de 50% do valor obtido para o sismo de projeto) e a variação de temperatura. Inclui-se nesta tarefa o corte do betão para aumentar o espaço entre o tabuleiro e o espelho da viga de estribo, conforme ilustrado nas 'Figs 11 e 12'.

Esta intervenção foi realizada durante o período noturno e uma vez que não foi possível o desvio de tráfego durante o período diurno foi necessário montar juntas provisórias, realizadas com chapas metálicas amovíveis, instaladas durante o período diurno e removidas durante o período noturno para a realização dos trabalhos.



Figura 11. Montagem das juntas provisórias para assegurar a circulação diurna e introdução das novas juntas de dilatação nos encontros

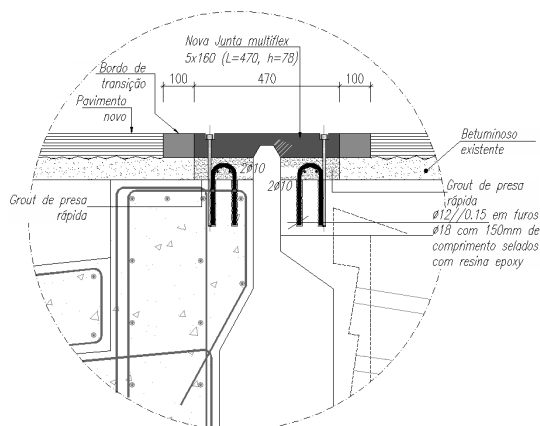


Figura 12. Pormenor da nova junta

3.5 Trabalhos de reparação geral

Estes trabalhos incluíram a reparação das superfícies de betão delaminado, limpeza da rede de drenagem e proteção do betão com uma pintura acrílica.

O betão apresentava delaminação em especial na viga de bordadura e na base dos pilares até uma profundidade de 0.50m. O betão deteriorado foi removido e substituído com argamassa de reparação, na base dos pilares aumentou-se a proteção das armaduras através da aplicação de um revestimento espesso na superfície do betão.

A 'Fig. 13' mostra uma vista do viaduto antes e após a intervenção sendo de realçar a reduzida alteração do aspecto visual do viaduto.



Figura 13. Vista do viaduto antes e após a intervenção

4. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Os materiais considerados para a estrutura existente foram os de projeto: betão B35 e aço A400 em pilares, vigas e lajes, betão B30 e aço A240 em encontros e maciços de encabeçamentos das estacas, betão B18 e aço A240 em estacas.

Foram consideradas as sobrecargas rodoviárias e forças de frenagem para uma ponte da classe I, sobrecargas nos passeios, temperatura, ação do vento e ação sísmica.

Para as condições de terreno existentes no local do viaduto verifica-se que a ação sísmica do RSA (zona A, terreno tipo II, sismo tipo 2) majorada pelo coeficiente de segurança de 1,5 apresenta valores da aceleração espectral idênticos ao da ação sísmica da NP EN 1998-1 (EC8) (zona 1.3, terreno C, sismo tipo 1) para períodos de vibração superiores a 1,0 s (frequências inferiores a 1 Hz). Na 'Fig. 14' estão indicados os espectros de resposta elástica do RSA e do EC8.

Para efeito da avaliação da segurança considerou-se a ação sísmica do EC8.

Devido à baixa frequência própria da estrutura com isolamento de base ($f \approx 0,5\text{Hz}$ longitudinal e $f \approx 0,4\text{Hz}$ transversal) a ação sísmica tipo 1 (sismo afastado) é a condicionante. Foram utilizados 7 acelerogramas artificiais, gerados de forma a serem compatíveis com o espectro de resposta para a ação sísmica tipo 1, terreno tipo C e amortecimento de 5%.

A simulação do comportamento da estrutura foi realizada recorrendo a um modelo de elementos de barra, representado na 'Fig.15', com o objetivo de quantificar o nível de segurança sísmica existente e o nível de segurança sísmica após a realização dos reforços propostos.

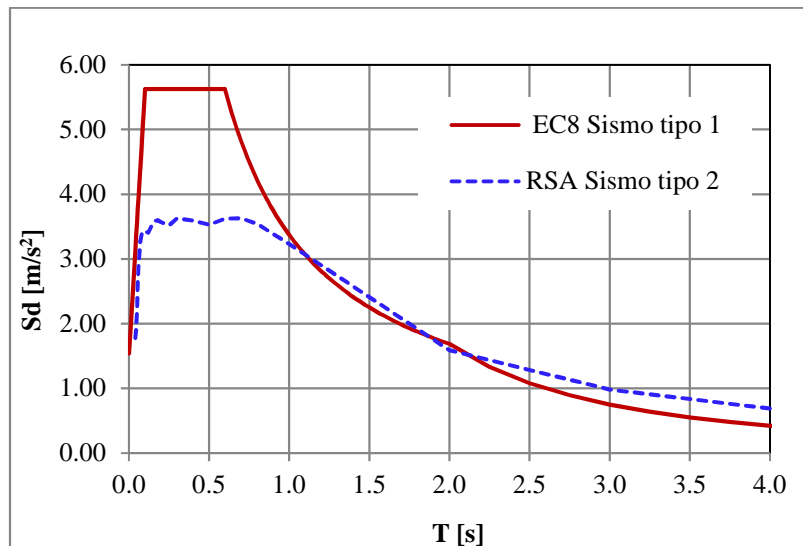


Figura 14. Espectro de resposta do RSA (majorado por 1,5, zona A, terreno II, sismo tipo 2) e do EC8 (zona 1.3, terreno C, sismo tipo 1)

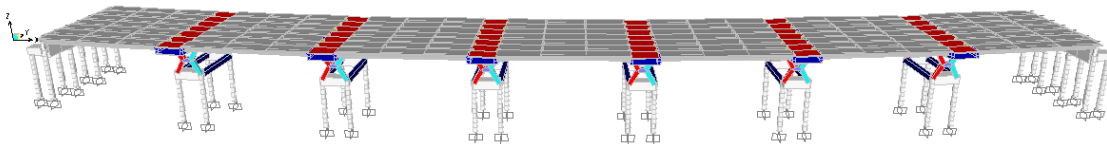


Figura 15. Modelo de cálculo

O isolamento é tanto mais eficaz quanto maior for a diferença entre a frequência da estrutura existente e a estrutura isolada. Para pré-dimensionamento dos apoios poderá adotar-se o critério proposto por (Skinner et. al, 1993) que aponta como 1/3 a relação máxima entre frequências para um isolamento eficaz.

As frequências na direção longitudinal e transversal são respetivamente iguais a 2,2Hz e 1,1Hz, assumindo a relação de 1/3, resulta que o valor de objetivo para a frequência da estrutura isolada é igual a 0,73 Hz e 0,37 Hz para as duas direções em causa. A massa suportada pelos apoios é a do tabuleiro isolado e é igual a 5775 t. Com base na frequência pretendida para o tabuleiro sobre os apoios (estrutura isolada) determina-se a rigidez total dos apoios pela 'Eq. (1)':

$$K_{Total} = (f_i \times 2\pi)^2 \times M_{isol} \quad (1)$$

Obtêm-se os seguintes valores para a rigidez total dos apoios: 121000 kN/m para a direção longitudinal e 31200 kN/m para a direção transversal. Os valores que foram adotados para a rigidez dos apoios conduzem a um valor total de rigidez intermédio entre as rigidezes acima referidas.

Para conseguir controlar o comportamento da estrutura a um nível adequado relativamente a esforços e a deslocamentos houve a necessidade de aumentar o amortecimento da estrutura. Deste modo equacionou-se a utilização apoios com alta capacidade de dissipação de energia (aparelhos de borracha com núcleo de chumbo) e realizaram-se vários testes com o objetivo de chegar a uma solução equilibrada que garanta por um lado esforços compatíveis com a capacidade resistente da estrutura e por outro deslocamentos que evitem efeitos de 2ª ordem demasiado elevados.

Nos 4 alinhamentos centrais de pilares (P2 a P5) foram introduzidos aparelhos LRB, tipo LRB 0.4-10 Ø550x126. Este aparelho tem amortecimento equivalente de 30%, uma rigidez horizontal equivalente igual a 1590kN/m para o deslocamento de 100mm, capacidade máxima de deformação de 175 mm, capacidade para suportar cargas verticais de 2100 kN para a combinação sísmica. Até um nível de força

horizontal da ordem de 100kN, este tipo de aparelhos funcionam elasticamente. Após esse valor e até 200kN, entram em regime não linear por plastificação do núcleo de chumbo. Como a rigidez elástica inicial deste tipo de aparelhos é muito elevada, o deslocamento horizontal até se atingir a força de cedência do núcleo de chumbo será muito reduzido, até para a força de frenagem.

Nos restantes alinhamentos foram adotados aparelhos HDRB, tipo HDRB 0.8-10 \varnothing 500x80. Este aparelho de apoio tem um amortecimento de 10%, suporta um deslocamento máximo de 153mm, tem uma rigidez horizontal de 1960kN/m e capacidade de suportar cargas verticais de 2550kN durante a ocorrência do sismo de projeto.

Os aparelhos de apoio LRB foram modelados no programa de cálculo automático por elementos com relação força-deslocamento bilinear para simular o comportamento hysterético. Estes elementos modelam o comportamento dos sistemas LRB antes e depois da cedência do núcleo de chumbo.

Na 'Fig. 16' apresenta-se a forma da relação força-deslocamento do aparelho de apoio onde os parâmetros indicados são os seguintes:

- F_y – força de cedência;
- d_y – deslocamento de cedência;
- K_e – rigidez elástica;
- d_{bd} – deslocamento de cálculo do aparelho de apoio induzido pelo sismo;
- F_{max} – força máxima no aparelho correspondente ao deslocamento máximo d_{bd} ;
- K_p – rigidez pós-cedência;
- K_{eff} – rigidez efetiva;
- E_d – energia dissipada por ciclo.

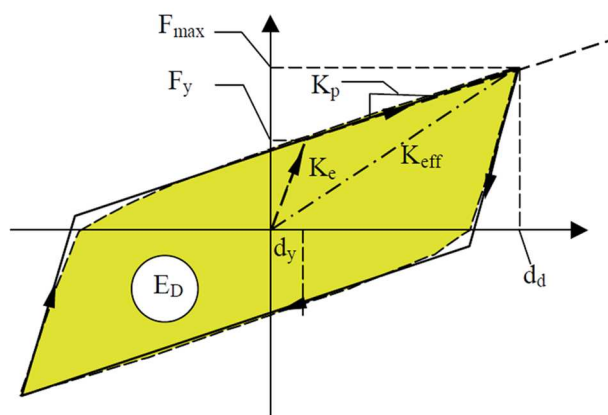


Figura 16. Relação força-deslocamento bilinear de um apoio tipo LRB

Os aparelhos do tipo HDRB foram introduzidos no modelo de cálculo como elementos com relação força-deslocamento linear.

Na 'Fig. 17' apresenta-se a resposta de um aparelho de apoio LRB a um dos acelerogramas artificiais.

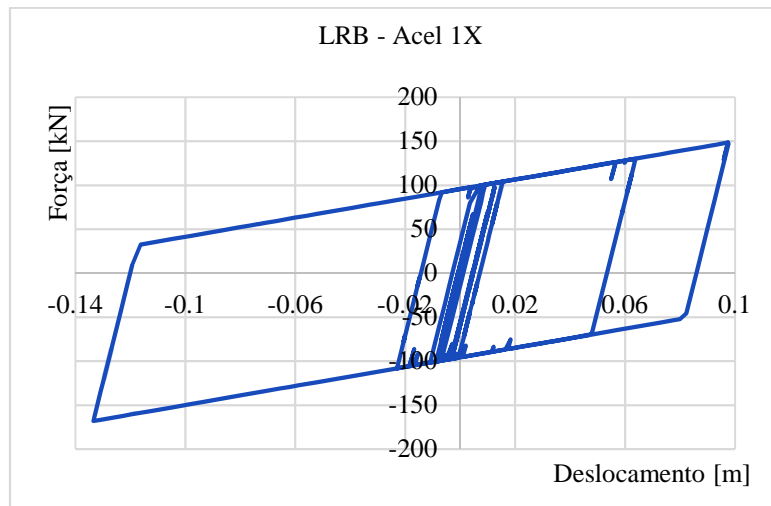


Figura 17. Resposta de um aparelho de apoio LRB a um acelerograma

A introdução do isolamento de base no viaduto teve os seguintes resultados principais:

- Redução das forças de corte basal: 75% na direção longitudinal e 70 % na direção transversal;
- Redução dos deslocamentos no topo dos pilares: de 23 mm para 8 mm na direção longitudinal e de 100 mm para 54 mm na direção transversal (pilares dos alinhamentos centrais);
- Aumento dos deslocamentos do tabuleiro: de 28 mm para 108 mm na direção longitudinal e de 102 mm para 175 mm na direção transversal (zona central);
- Os esforços de flexão nos pilares passam para valores da ordem de grandeza dos esforços resistentes reais (sem consideração de coeficientes de segurança) o que significa que os pilares se mantêm em fase elástica face às deformações induzidas pelo sismo de projeto;
- Os esforço transversal atuante é reduzido para um valor compatível com a capacidade resistente dos pilares. Refira-se que esta é a principal preocupação quanto ao comportamento do viaduto dado que as ruturas por corte são de natureza frágil.

Foram ainda realizadas as verificações de segurança para a estrutura isolada da nova travessa realizada com viga de betão armado, dos chumbadouros de ligação dos novos aparelhos de apoio, das fundações (estacas, maciços e lintéis), encontros e dimensionamento da abertura das juntas sobre os encontros.

5. CONCLUSÕES

A intervenção sísmica foi realizada com um custo reduzido, 570 000€, a que corresponde um valor por m² de tabuleiro de 114€/m², e dotou o viaduto de um comportamento e segurança adequados para a ação sísmica. A obra decorreu num período de 6 meses com perturbação mínima do tráfego da 2^a circular.

A importância de evitar colapsos em viadutos inseridos em vias de acesso fundamentais em caso de ocorrência de um sismo de elevada intensidade justifica esta e outras intervenções a realizar em outras obras.

REFERÊNCIAS

- [1] Skinner, R.I.; Robinson, W.H.; McVerry G.H. (1993). An Introduction to Seismic Isolation. Wiley: England.