

AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE EXPLORAÇÃO DA PONTE DE SÃO GONÇALO EM AMARANTE



Xu Min
Investigadora Auxiliar
LNEC
Lisboa
xumin@lnec.pt



Noemi Schclar Leitão
Investigadora Principal
LNEC
Lisboa
nschclar@lnec.pt



Manuel Pipa
Investigador Principal
LNEC
Lisboa
mpipa@lnec.pt

SUMÁRIO

A presente comunicação refere-se à avaliação das condições de exploração da Ponte de São Gonçalo em Amarante. O estudo efetuado incluiu diversas fases, tendo-se iniciado pela inspeção visual da ponte e o seu ensaio dinâmico de vibração ambiente. Seguiu-se a definição de um modelo numérico calibrado com base nos resultados obtidos, que foi utilizado para avaliação das condições de exploração da Ponte de São Gonçalo, considerando os cenários de carregamento considerados pertinentes.

Palavras-chave: Ponte de alvenaria de pedra, modelo de elementos finitos, caracterização dinâmica, avaliação das condições de exploração.

1. INTRODUÇÃO

A presente comunicação refere-se à avaliação das condições de exploração da Ponte de São Gonçalo em Amarante, motivada pela solicitação da Câmara Municipal de Amarante (CMA) feita ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) sobre a possibilidade de a utilizar para a passagem de determinados veículos pesados, cuja circulação foi interdita em 1967.

Para o efeito, o LNEC realizou um estudo que incluía as seguintes fases:

- uma inspeção da ponte para avaliação do seu estado de conservação e manutenção;
- ensaios *in situ* para identificação experimental das características dinâmicas da estrutura;

- elaboração dum modelo numérico de elementos finitos e sua calibração através dos resultados dos ensaios efetuados;
- avaliação das condições de exploração da ponte, através da utilização do modelo numérico, considerando os cenários de carregamento pertinentes.

Nesta comunicação, após uma breve descrição da obra e de algumas referências históricas relevantes, descrevem-se os principais aspetos dos estudos realizados.

2. DESCRIÇÃO DA OBRA

A Ponte de São Gonçalo localiza-se sobre o rio Tâmega, na freguesia de União das Freguesias de Amarante (São Gonçalo), Madalena, Cepelos e Gatão, na cidade de Amarante. Em conjunto com a vizinha Igreja e Convento de São Gonçalo, representam os *ex libris* da cidade.

A ponte, com cerca de 70 metros de comprimento, foi erguida em finais do século XVIII, sendo em alvenaria de pedra granítica. É composta por um tabuleiro de perfil horizontal, com pavimento lajeado, assente sobre três arcos de volta redonda de dimensões desiguais, Figura 1. Os pilares possuem quebra-mares triangulares, a montante e a jusante. Como coroamento superior dos quebra-mares, abrem-se, no tabuleiro, quatro varandins semicirculares, com bancadas de cantaria. Os guarda-corpos são igualmente em granito, apoiando-se sobre uma cornija, possuindo a ponte ainda dois pares de pináculos barrocos assentes em pequenas esferas colocados nas duas extremidades.



Figura 1. Ponte de São Gonçalo, vista jusante

A Ponte de São Gonçalo foi classificada como Monumento Nacional pelo primeiro decreto português de classificação de construções antigas, em 1910 (Decreto de 16 de junho de 1910, D.G. de 23 de junho), estando atualmente sob alçada da Direção-Geral do Património Cultural (DGPC) e é referenciada no Sistema de Inventário do Património Arquitetónico (IPA) com número de inventário 00003885. Também é classificada como IIP - Imóvel de Interesse Público, na Categoria de Arquitetura Civil / Conjunto, com a designação de “Conjunto definido por diversos arruamentos, bem como os espaços livres públicos que os mesmos ligam, em Amarante” (Decreto n.º 735/74, DG, I Série, n.º 297, de 21-12-1974).

3. ESTUDOS E LEVANTAMENTOS COMPLEMENTARES

Importa realçar que, comparativamente com o caso de estruturas novas, a avaliação de pontes em arco de alvenaria em pedra defronta-se com inúmeras fontes de incerteza, tais como [1], [2]:

- o desconhecimento da geometria externa e interna da estrutura;
- a dificuldade em determinar as propriedades dos materiais;
- a variabilidade das propriedades dos materiais devido às técnicas construtivas antigas ou devido à utilização de materiais naturais;
- o desconhecimento de possíveis danos internos ou de intervenções posteriores;
- a ausência frequente de projeto.

Assim, os estudos prévios ao cálculo numérico revestem-se da maior importância. Dentre estas atividades destacam-se a pesquisa histórica, a inspeção visual, o levantamento da geometria, a caracterização dos materiais e sondagem para verificar o estado das fundações [3].

3.1 Pesquisa histórica

O principal objetivo da pesquisa histórica é entender a conceção, as teorias e as técnicas utilizadas na construção da ponte, e tomar conhecimento das alterações sofridas tanto pela estrutura como pelo seu entorno e de qualquer evento que possa ter causado danos (por exemplo, guerras, terremotos e inundações).

3.1.1 Projeto da ponte

A ponte de São Gonçalo foi construída sobre as fundações de uma antiga ponte do século XIII. A antiga ponte, construída em 1220, foi atribuída ao frade conhecido como São Gonçalo de Amarante. Em 1763, devido a grandes cheias, a antiga ponte ruiu. A nova ponte foi encomendada ao Arquiteto e Engenheiro Militar Carlos Luís Ferreira da Cruz Amarante (1748-1815) por iniciativa do Dr. Caetano José da Rocha e Melo, cavaleiro professo da Ordem de Cristo, corregedor, provedor e contador da real fazenda da comarca de Penafiel, à qual pertencia, na altura, a vila de Amarante [4].

É de notar que Carlos Amarante era de formação autodidata, pelo que não é de estranhar, como assinala Duarte [4], que tenha adotado para a ponte uma configuração idêntica às pontes romanas divulgadas por diversos tratados de arquitetura, como os de Serlio e Palladio. Este facto vai ao encontro com o afirmado por Durán [5] para Espanha, onde durante a Idade Moderna e até fins do século XVIII as pontes foram sendo construídas à maneira “romana” devido ao diferente grau de estudo e conhecimentos em relação a outros engenheiros e arquitetos europeus, sobretudo de França e Itália.

3.1.2 Factos históricos importantes

Do ponto de vista histórico, a Defesa da Ponte de Amarante foi um dos episódios mais marcantes e decisivos da resistência à II Invasão Francesa. Mais de duzentos anos depois são ainda visíveis alguns vestígios destes factos, nomeadamente nos pináculos danificados da ponte de São Gonçalo. Para recordar este acontecimento encontra-se num dos pináculos uma lápide que testemunha esta heroica resistência.

3.1.3 Exploração da ponte

De acordo com Ribeiro [6] até meados do século passado, era por esta ponte de largura reduzida que se fazia todo o tráfego rodoviário entre Porto e Vila Real. Por esta razão a ponte sofreu várias reparações devidas a acidentes provocados pelo tráfego pesado ao longo dos anos, que afetaram gravemente a ornamentação, provocando o seu derrubamento e a sua consequente inutilização. Em 1967 e para evitar a repetição destes acidentes, a Junta Autónoma das Estradas inaugura uma nova ponte em variante exterior à povoação para desviar os veículos pesados. A mesma encontra-se a aproximadamente 300 m a montante da ponte de São Gonçalo.

3.1.4 Ação das cheias

A cidade de Amarante caracteriza-se por ser uma área de risco de inundação. De facto, todos os anos esta cidade é afetada por cheias [7]. As cheias de 1909, 1939 e 1962 são consideradas as mais importantes do século XX. A cheia de março de 2001, ultrapassando todas as alturas do rio anteriormente verificadas, é hoje referenciada como a cheia centenária [8].

Nesse sentido, é de referir que a ponte de São Gonçalo, dada a dimensão e volume dos seus pilares, atua como um entrave à livre circulação das águas. O formato da ponte em três arcos corresponde a um estreitamento do vale e do canal do rio Tâmega, o que agrava a situação de enchente a montante [9].

3.2 inspeção visual

A inspeção visual da Ponte de São Gonçalo foi realizada na mesma altura da campanha de ensaios de vibração ambiente. Segundo os critérios de avaliação adotados [10] considerou-se que a obra de arte apresenta um estado de conservação “Bom”, não se tendo verificado anomalias que ponham em causa a sua segurança estrutural. No entanto são necessários trabalhos de manutenção.

A ponte apresenta um número reduzido de fendas que afetam apenas blocos isolados, sendo que, em algumas situações, não foi possível verificar se as fendas têm continuidade nos blocos vizinhos uma vez que a presença das manchas de escorrência e de eflorescências dificulta a sua observação.

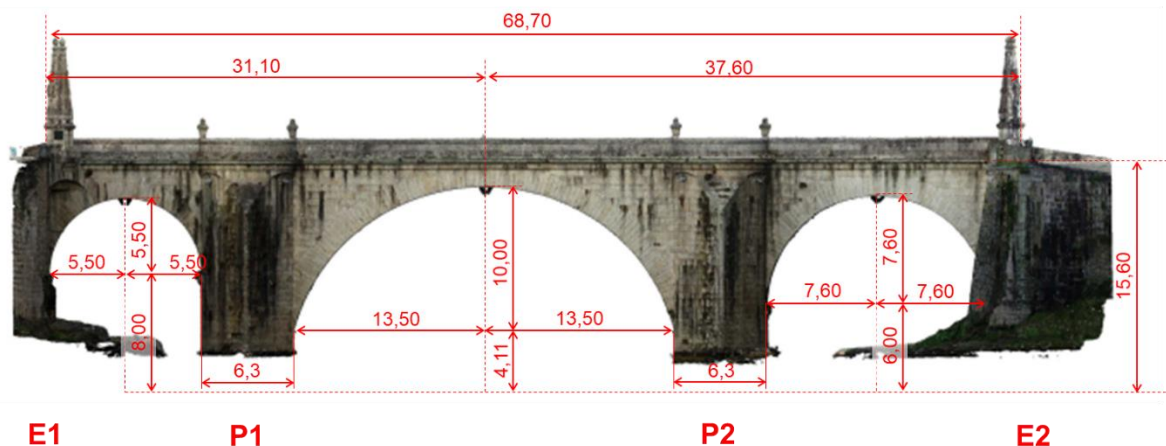
A presença das manchas de humidade e escorrências no intradorso e no tímpano dos arcos indica a infiltração de água proveniente da chuva, o que pode favorecer o desenvolvimento de outras anomalias de durabilidade. A título de prevenção recomendou-se a implementação de um sistema de drenagem eficaz e a impermeabilização do tabuleiro.

3.3 Geometria da ponte

Para definir a geometria da ponte a CMA disponibilizou o resultado do levantamento geométrico da Ponte de São Gonçalo em modelo 3D, realizado pela empresa Skycam Aero (Figura 2a). Com base nas informações recolhidas no modelo 3D e na campanha de ensaios foi possível obter as dimensões reais da estrutura. Como mostra a Figura 2b, o comprimento total da ponte é de 68,70 m. Os três arcos de volta redonda possuem vãos de 11 m, 27 m e 15,2 m, e alturas das molduras dos arcos de 1,2 m, 2 m e 1,5 m, respetivamente. A largura da ponte é de 5,5 m.



(a)



(b)

Figura 2. (a) Levantamento geométrico da ponte em modelo 3D (fonte: Skycamaero);
(b) Dimensões apuradas da ponte (m)

4. Modelação numérica

Acompanhando a caracterização dinâmica experimental da ponte foi desenvolvido um modelo de elementos finitos no programa SAP2000 [11].

Para o efeito, a estrutura da ponte foi modelada com 6680 elementos sólidos de 8 nós, Figura 3. Os pilares e encontros foram considerados encastrados na base. Nos encontros foram utilizados elementos de ligação para simular o confinamento dado pelos muros de contenção e muros laterais. Para a espessura dos tímpanos foi adotado um valor de 0,5 m.

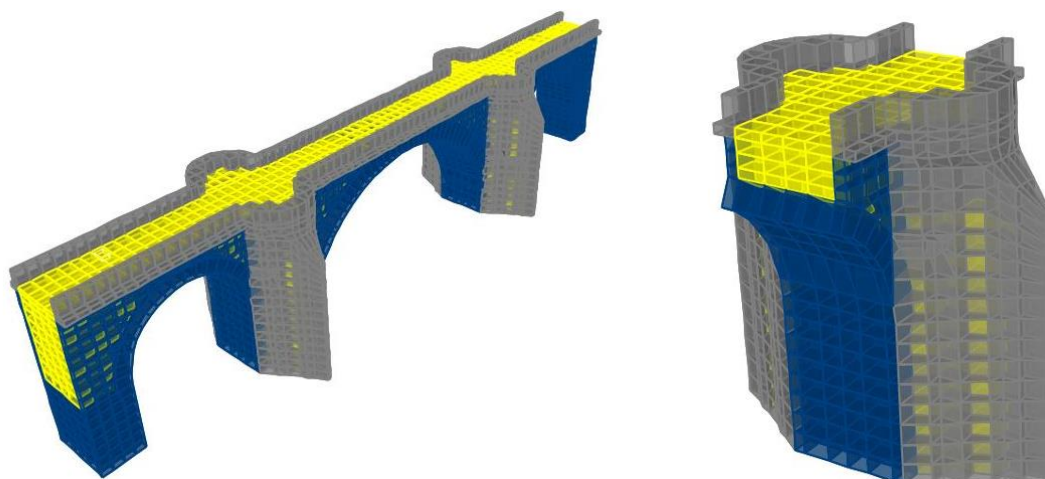


Figura 3. Modelo de elementos finitos

Assume-se que os materiais utilizados ou a forma de aparelho diferem conforme as funções que os componentes desempenham na estrutura. Assim, foram considerados 3 tipos de materiais aplicados nesta estrutura: o material estrutural para os componentes estruturais, como arcos, tímpanos, pilares e encontros, representado em azul-escuro na Figura 3; o enchimento para a parte interior do tabuleiro, confinada pelos arcos e tímpanos, e a parte interior dos quebra-mares (cor amarela); e finalmente, o material não estrutural nas restantes partes não estruturais, tais como guarda-corpos e quebra-mares (cor cinzenta).

O ajuste de alguns parâmetros, principalmente o módulo de elasticidade dos materiais e coeficiente de rigidez dos elementos de ligação, foi baseado no critério de concordância entre os modos principais de vibração identificados e os calculados, tendo em conta, não apenas a aproximação das frequências, mas também das configurações modais.

Para o efeito, a concordância entre um modo de vibração i , identificado experimentalmente, e o seu correspondente valor calculado foi avaliada pela diferença entre as frequências d_{ea}^i e a correlação entre as respetivas configurações MAC_{ea} (*Modal Assurance Criterion*):

$$d_{ea}^i = \left| \frac{f_e^i - f_a^i}{f_e^i} \right| \quad (1)$$

$$MAC_{ea} = \frac{|\mu_e^T \mu_a|^2}{(\mu_e^T \mu_e)(\mu_a^T \mu_a)} \quad (2)$$

onde f_e^i é a frequência do modo de vibração i , identificado experimentalmente, f_a^i é a frequência do correspondente modo de vibração calculado, μ_e e μ_a são, respectivamente, as configurações associadas aos modos identificados experimentalmente e calculados. O valor de MAC_{ea} é igual a 1 quando existe uma correlação perfeita e é próximo de 0 quando essa correlação é fraca.

A análise de sensibilidade efetuada mostrou que a rigidez dos componentes estruturais tem maior influência na frequência dos modos de vibração da estrutura. Além disso, verificou-se que a rigidez dos quebra-mares condiciona a frequência e configuração dos modos de vibração transversais, enquanto o grau de confinamento nos encontros afeta a frequência dos modos longitudinais. Desta forma, foi possível adequar os valores do módulo de elasticidade dos materiais e da rigidez dos elementos de ligação para que os resultados calculados se aproximem dos resultados experimentais, Quadro 1 e Quadro 2.

Quadro 1. Propriedades dos materiais

Material	Peso volúmico [kN/m ³]	Módulo de elasticidade [GPa]
Estrutural	25	7,0
Enchimento	24	2,2
Não estrutural	23	4,0

Quadro 2. Propriedades dos elementos de ligação

Elemento de ligação	Coefficiente de Rigidez [kN/m]
Longitudinal	1,65E+5
Transversal	3,20E+5

5. Caracterização dinâmica experimental

5.1 Ensaios de vibração ambiental

Os ensaios de vibração ambiental, induzida essencialmente pela ação do vento ou do tráfego, têm como objetivo, em geral, a identificação das frequências, coeficientes de amortecimento e configurações dos principais modos de vibração globais da estrutura.

Nos ensaios de caracterização dinâmica efetuados em fevereiro de 2020 utilizaram-se acelerómetros unidirecionais (modelo *EpiSensor* ES-U), configurados para uma sensibilidade de 20 Volt/g. Foram realizados três ensaios, durante os quais se registaram acelerações em 21 pontos, distribuídos ao longo do tabuleiro, Figura 4. A frequência de amostragem utilizada foi de 500 Hz e cada ensaio teve uma duração de cerca de 35 minutos.

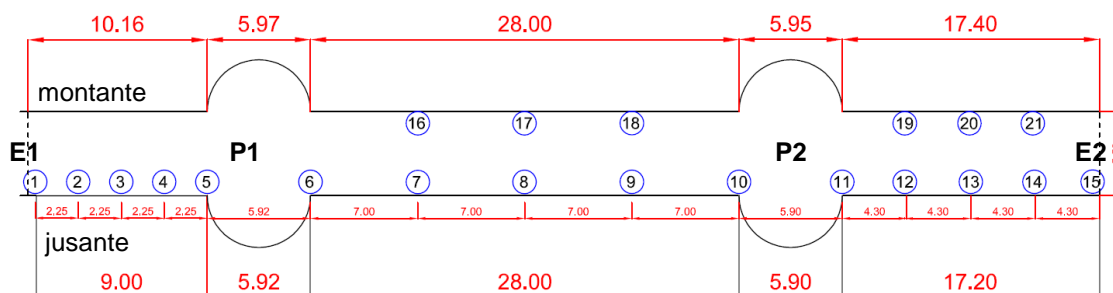


Figura 4. Pontos de medição de aceleração

5.2 Identificação das características dinâmicas

A identificação da frequência, coeficiente de amortecimento e configuração dos modos de vibração foi efetuada recorrendo ao programa *ARTEMIS Extractor* [12]. Foi utilizado o método aperfeiçoado de decomposição no domínio da frequência (método EFDD) baseado, fundamentalmente, na decomposição em valores singulares da matriz de funções de densidade espectral das acelerações medidas nos ensaios.

Antes do processo de identificação modal, todos os registos de aceleração obtidos nos ensaios foram objeto de um pré-processamento constituído por filtragem e decimação. A identificação modal subsequente foi apenas desenvolvida até à frequência de 20 Hz.

As frequências (f) e coeficientes de amortecimento (ξ) associados aos modos de vibração identificados com base nos registos dos três ensaios são apresentadas no Quadro 3, juntamente com os valores das frequências dos modos de vibração obtidos através do modelo de elementos finitos calibrado. Apresentam-se, ainda, a diferença das frequências d_{ea} e os coeficientes MAC_{ea} , de forma a fornecer uma indicação da concordância entre os modos de vibração experimentais e numéricos.

A comparação gráfica entre as frequências dos modos de vibração obtidas por via experimental e por via numérica é efetuada na Figura 5, constituída por um gráfico cujas abcissas se referem aos valores determinados na sequência dos ensaios e as ordenadas se referem aos valores obtidos numericamente. Se as frequências identificadas e calculadas fossem exatamente iguais, os pontos representados no gráfico estariam todos colocados ao longo da reta de declive unitário e de ordenada na origem nula representada nessa figura.

Como se pode verificar, em geral, obteve-se uma boa concordância nos principais modos de vibração, em que uma diferença de frequências inferior a 0,5% e um valor MAC_{ea} acima dos 0,9 indicam uma boa simulação da rigidez global da estrutura real. Pelo contrário, o nível de concordância é menos satisfatório nos modos superiores, o que, possivelmente, estará associado ao grau de refinamento da malha, nomeadamente no interior da estrutura.

Finalmente, na Figura 6 apresenta-se a comparação das configurações obtidas com o modelo de elementos finitos calibrado e as configurações identificadas no ensaio de vibração.

Quadro 3. Modos de vibração identificados

Modo	f [Hz]		d_{ea} [%]	MAC_{ea}
	Ensaio	Modelo		
1º transversal	4,94	4,94	0,1	0,918
2º transversal	6,63	6,62	0,1	0,639
1º longitudinal	7,20	7,20	0,1	0,929
3º transversal	8,98	8,49	5,4	0,854
1º vertical	10,64	10,67	0,3	0,968
2º longitudinal	12,02	11,18	7,0	0,902
4º transversal	11,61	11,27	2,9	0,799
5º transversal	13,86	14,67	5,9	0,451
2º vertical	14,66	15,24	4,0	0,689
3º vertical	16,06	16,12	0,4	0,536

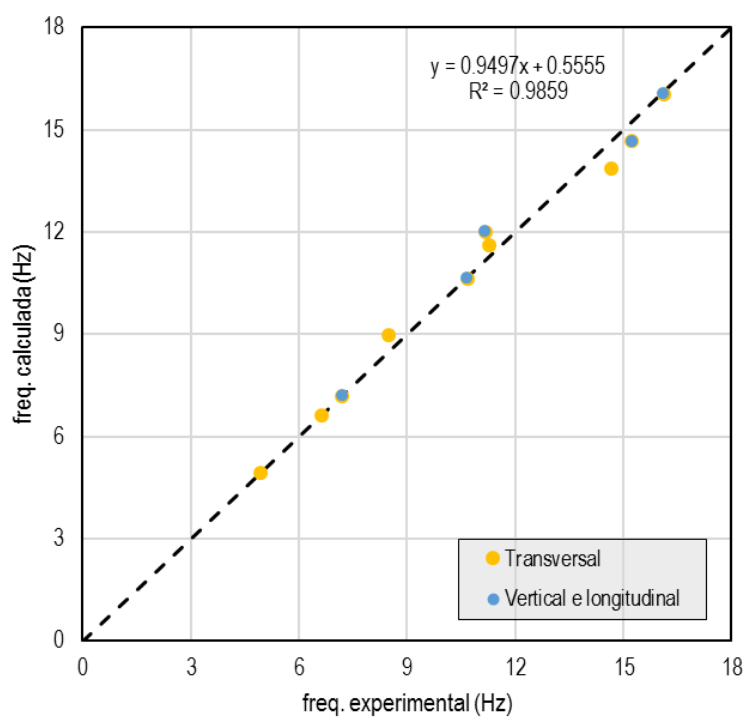


Figura 5. Comparação das frequências identificadas experimentalmente e calculadas

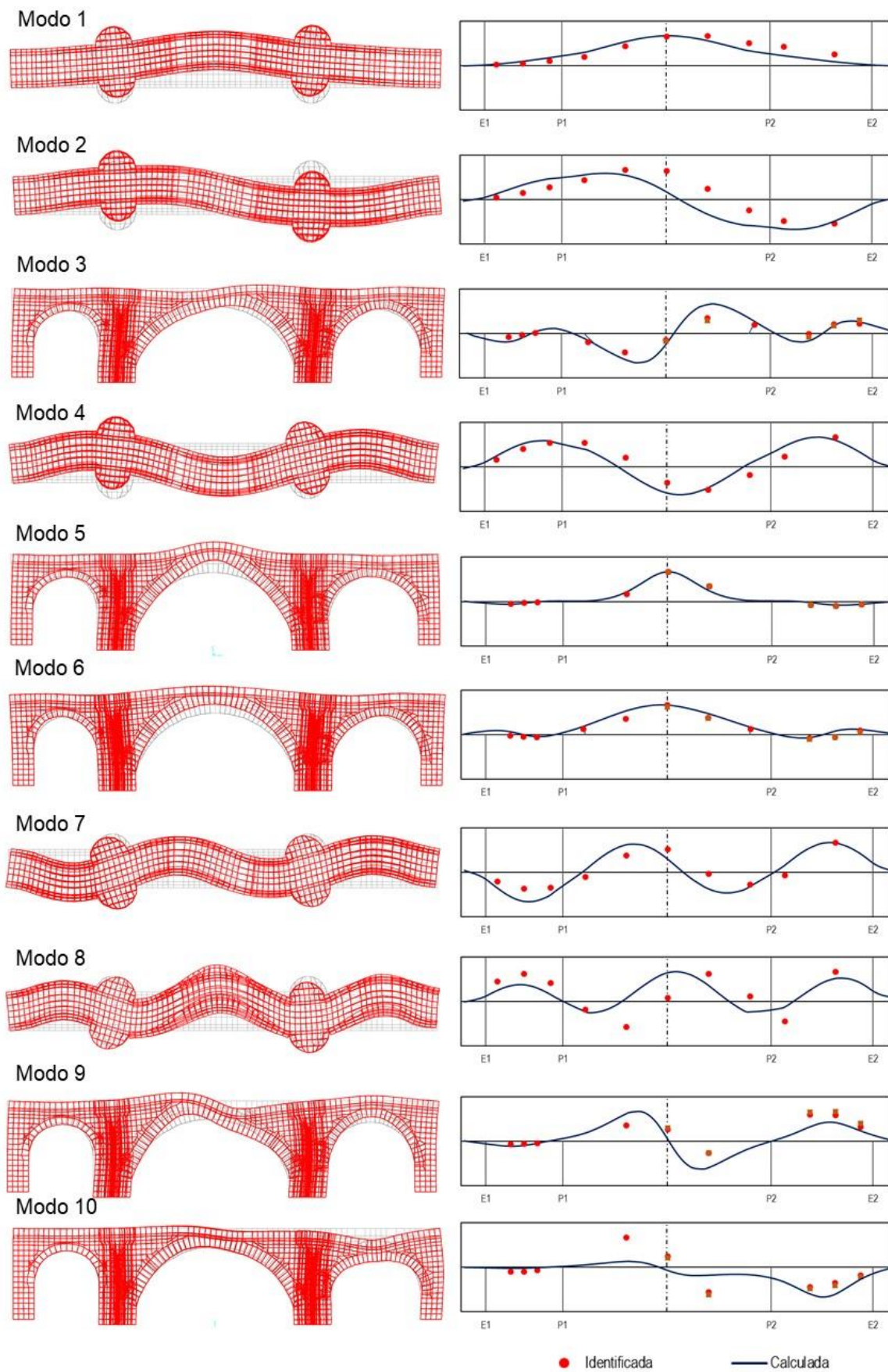


Figura 6. Configuração calculada e identificada

6. AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE EXPLORAÇÃO DA PONTE

Na avaliação da segurança de estruturas existentes é usualmente recomendado que se usem os mesmos princípios e métodos utilizados para as estruturas novas a construir (NP EN 1990:2009, 2009; CS 454 [13]). Assim, as avaliações estruturais devem ser feitas em relação a estados limite, utilizando o método dos coeficientes parciais de segurança.

A secção 7 da CS 454 refere-se especificamente à avaliação da segurança de arcos de alvenaria, e para a verificação do estado limite último de resistência específica que o valor de cálculo da resistência do material constituinte deve ser superior ao valor de cálculo do efeito das ações que atuam na estrutura, como é usual.

Os coeficientes parciais de segurança a aplicar aos valores característicos das ações com vista à obtenção do valor de cálculo dos efeitos das ações são os indicados na Quadro 4.

Quadro 4. Coeficientes de parciais de segurança para ações (CS 454)

Carga	Coeficiente
Peso próprio da alvenaria	1,15 ou 1,0
Restantes cargas permanentes	1,20 ou 1,0
Sobrecargas de tráfego	1,5

Para o caso particular de arcos de alvenaria, a CS 454 especifica que deve ser considerado um fator adicional de segurança aplicável às sobrecargas (*live load*) que evite que as cargas do tráfego atinjam valores que possam provocar danos progressivos na estrutura que, conseqüentemente, diminuam a sua vida útil, e que toma os valores de 1,2 ou 1,5 para os casos de tráfego normal ou condicionado ou tráfego anormal, respetivamente.

Assim, no presente caso, para as sobrecargas de tráfego, deve ser considerado um coeficiente parcial de segurança de $1,5 \times 1,2 = 1,8$.

O valor de cálculo da resistência do material constituinte, neste caso alvenaria de granito, é função da sua resistência e de um fator de condição F_c que reflete o estado da obra, considerando-se neste caso um coeficiente parcial de segurança unitário para a alvenaria. Ou seja, o fator de condição já minora adequadamente a resistência característica da alvenaria e está evidentemente dependente da avaliação do estado da estrutura obtida através da sua inspeção.

O fator de condição F_c é obtido pelo produto de duas grandezas, uma que traduz o estado do arco de alvenaria, F_{cM} , e uma outra que traduz o tipo e qualidade das juntas, F_j . Por sua vez este último depende de três grandezas que traduzem o efeito da espessura da junta F_w , da qualidade da junta F_d e do estado da argamassa das juntas F_{mo} .

$$F_c = F_{cM} \times F_j \quad (3)$$

$$F_j = F_w \times F_d \times F_{mo} \quad (4)$$

No presente caso, tendo em vista os resultados da inspeção efetuada, e adotando os valores propostos nas tabelas da secção 7 da CS 454, foram considerados os seguintes valores:

$F_{cM} = 0,9$ (pequenos defeitos, sem fissuras ou deformações significativas);

$F_w = 0,9$ (juntas com espessura entre 6mm e 12,5mm);

$F_d = 0,9$ (juntas bem acabadas, mas algumas não preenchidas até 12,5 mm da borda);

$F_{mo} = 0,9$ (alguma argamassa solta ou friável).

Da consideração destes valores resultou um valor de $F_c = 0,66$, o que corresponderia a um coeficiente parcial de segurança de aproximadamente 1,5.

A CS 454, na secção 4.2 apresenta gráficos para estimar os valores característicos da resistência à compressão de alvenarias de tijolo e de pedra. Para o caso da alvenaria de granito, em blocos de cantaria, como é o caso da Ponte de São Gonçalo, propõe um valor da ordem de 18 N/mm^2 (MPa). Assim, o valor de cálculo da resistência à compressão da alvenaria a considerar para ponte de São Gonçalo foi de $11,8 \text{ N/mm}^2$ (MPa).

6.1 Ações

As ações consideradas foram:

- Peso próprio (PP) considerando os valores de massa volúmica indicados no Quadro 1
- Sobrecarga uniformemente distribuída (SU) de 3 kN/m^2 ;
- Sobrecarga de tráfego (ST) representativa do camião de 26 t, o mais pesado dos que passam excecionalmente na ponte, de acordo com o referido pela Câmara Municipal de Amarante. Este camião foi simulado conforme se apresenta na Figura 7, 3 eixos afastados de 3,4 m e 1,3 m, o primeiro, frontal, com 30 kN por roda, e os outros dois, traseiros, com 50 kN por roda, totalizando 260 kN.

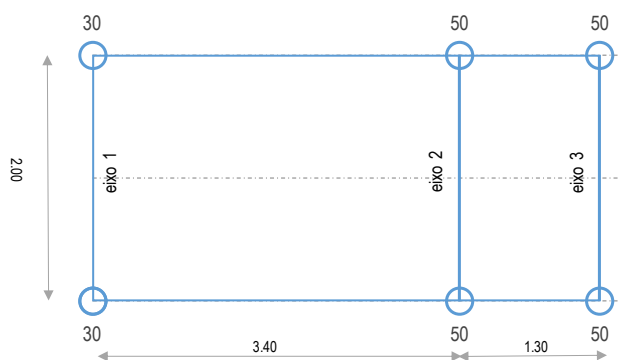


Figura 7. Camião tipo (260 kN)

O veículo foi posicionado nas situações consideradas mais desfavoráveis:

- posição 1 - o 2º eixo do veículo no terço vão (ST1);
- posição 2 - o 2º eixo do veículo no meio vão (ST2).

6.2 Combinações de ações e verificação da segurança

Os coeficientes parciais de segurança considerados foram os seguintes:

- Ações permanentes (peso próprio): 1,0 ou 1,2 conforme for mais desfavorável;
- Ação do tráfego (camião tipo ou sobrecarga uniforme): $1,5 \times 1,2 = 1,8$.

Os valores de cálculo das tensões atuantes mais desfavoráveis foram obtidos considerando as seguintes combinações de ações:

- Combinação 1: 1,2 PP + 1,8 SU
- Combinação 2: 1,0 PP + 1,8 SU
- Combinação 3: 1,2 PP + 1,8 ST1
- Combinação 4: 1,0 PP + 1,8 ST1
- Combinação 5: 1,2 PP + 1,8 ST2
- Combinação 6: 1,0 PP + 1,8 ST2

No Quadro 5 resumam-se os valores máximos e mínimos das tensões principais ao longo dos arcos, no plano vertical do centro dos elementos, indicando a combinação de ações que lhes deram origem.

Quadro 5. Tensões principais no plano vertical [kPa]

Caso	mínimas	máximas
PP	-1 066	13
SU	-44	9
ST1	-24	5
ST2	-23	6
COMB1	-1 342	15
COMB2	-1 129	13
COMB3	-1 283	17
COMB4	-1 069	14
COMB5	-1 298	15
COMB6	-1 084	12

Verifica-se que em todos os elementos de arco, no sentido normal às juntas de alvenaria dos arcos, a tensão é de compressão, sendo que a zona com maior compressão se encontra nas nascenças do arco central. Em todas as combinações a tensão de tração localiza-se em elementos do arco menor, da margem direita, e é no sentido radial (paralela às juntas). O valor de tração é muito inferior à resistência à tração do granito.

As tensões de compressão determinadas são tensões de cálculo uma vez que resultam de combinações de ações devidamente afetadas pelos respetivos coeficientes parciais de segurança. Assim, comparando o valor máximo obtido de 1,34 MPa para a Combinação 1, com o valor da tensão resistente de cálculo considerada para a alvenaria da ponte de

11,8 MPa, conclui-se que, para as ações consideradas, a ponte verifica a segurança em relação ao estado limite último de resistência.

Na Figura 8 apresenta-se a distribuição das tensões principais nos arcos correspondente à Combinação 1 (COMB1).

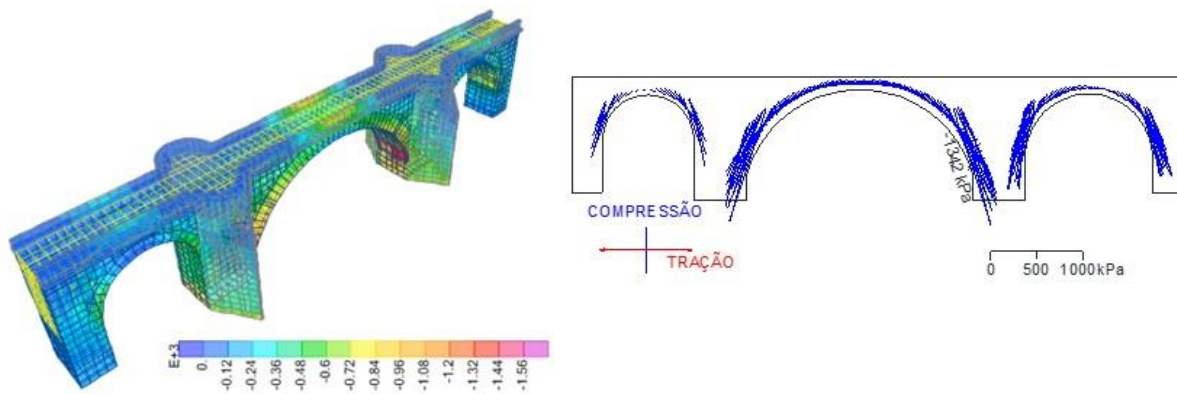


Figura 8. Combinação COMB1 [kPa]

7. CONCLUSÕES

O estudo realizado incidiu em diversas fases, incluindo a pesquisa histórica, a inspeção visual e o ensaio dinâmico de vibração ambiente. Foi elaborado um modelo numérico que foi calibrado com base nos resultados obtidos *in situ*. A avaliação das condições de exploração da Ponte de São Gonçalo foi efetuada através do modelo aferido, tendo em conta os cenários de carregamento considerados pertinentes.

A inspeção visual efetuada atribuiu à ponte a classificação de “Bom” do estado de conservação. A avaliação das condições de exploração da ponte com base no modelo numérico calibrado concluiu que a passagem de um veículo pesado, de 3 eixos, com um peso bruto de 26 toneladas, conforme especificado pela Câmara Municipal Amarante, não provoca um acréscimo de tensões que ponha em causa a sua segurança estrutural.

No entanto, dado que se trata de uma ponte classificada como Monumento Nacional e havendo uma alternativa adequada ao desvio do tráfego de pesados, o LNEC recomendou que se mantivesse a limitação da utilização da ponte para a passagem de veículos ligeiros e se estabelecesse um regime de excecionalidade para a passagem de veículos pesados, mediante autorização prévia da CMA, até ao limite de peso bruto de 26 toneladas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Câmara Municipal de Amarante a possibilidade de apresentar este trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] Proske, D.; van Gelder, P. – *Safety of historical stone arch bridges*. Springer, 2009, 366 p.
- [2] Lourenço, P.B. – “Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations”. Em *Historical constructions*, Lourenço, P.B.; Roca, P. (Eds.), 2001, p.91-116.
- [3] Urzaiz, J.L. (2017) – “Auscultación de puentes de fábrica”. *Los puentes de piedra (o ladrillo) antaño y hogaño*, León, J.; Goicolea, J.M. (Eds.), Fundación Juanelo Turriano, 2017, p. 169, 182.
- [4] Duarte, E.A. – Carlos Amarante (1748-1815) e o Final do Classicismo. Um arquitecto de Braga e do Porto. FAUP - Faculdade de Arquitectura da Universidade Porto, 2000, 358 p.
- [5] Durán, M. – “Componentes de los puentes de piedra. Morfología e historia”. Em *Los puentes de piedra (o ladrillo) antaño e hogaño*, León, J.; Goicolea, J.M. (Eds.), Fundación Juanelo Turriano, 2017, p. 145-156.
- [6] Ribeiro, A.S. – *Pontes antigas classificadas*. Junta Autónoma das Estradas, 1998, 235 p.
- [7] Tedim, F.; Ramos, A.; Campos, P.; Carvalho, S.; Ramalheira, D. – “Cem anos de história: A frequência e a intensidade das cheias do rio Tâmega na cidade de Amarante (Portugal) aumentaram ao longo do século XX?”. *Actas do XII Colóquio Ibérico de Geografia*, 2010, Porto <http://web.letras.up.pt/xiicig/comunicacoes/208.pdf>.
- [8] Gomes, S. A. L.; Costa, F. S. – “As cheias urbanas em Amarante - o caso da cheia do rio Tâmega em 2001”. *VII Congresso da Água*, 2004, Lisboa.
<https://www.aprh.pt/congressoagua2004/PDF/12.PDF>
- [9] Martins, M.M.C.; Gomes, A.A.T.; Santos, P.P. – “Delimitação de áreas inundáveis no centro urbano de Amarante, norte de Portugal, utilizando o software IBER”. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, 2019, Nº 20, p. 185-200.
- [10] Infraestrutura de Portugal, S.A. 2010 – Inspeções Principais – Especificações Técnicas.
- [11] CSI – SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design. Software, 2010.
- [12] SVS – ARTeMIS Extractor Handy. Structural Vibration Solution. Software, 2005.
- [13] CS 454 – Highway structures and bridges. Inspection and assessment. Assessment of highway bridges and structures. DMRB Volume 3 Section 4, 2020.