

Análise da segurança de pontes sujeitas a ações dinâmicas durante a reabilitação dos pilares

Safety analysis of bridges subjected to dynamic loads in pier rehabilitation works

Alfredo Campos Costa
Paulo Xavier Candeias
José Vieira de Lemos
José Manuel Catarino

Resumo

Apresenta-se neste artigo um estudo de análise da segurança das pontes Criz II e de São João de Areias, na albufeira da barragem da Aguieira, em Portugal, durante a execução de novas fundações, no âmbito das empreitadas de reabilitação, na proximidade dos pilares afetados por reações expansivas do betão no seu embasamento. A ação dinâmica induzida pela perfuração de maciços rochosos foi modelada como uma ação periódica composta por um momento torsor aplicado na fundação de cada pilar isolado combinado com três forças ortogonais representando a força imposta pela carotadora e os desequilíbrios das tensões de corte por rotação.

Através da análise dinâmica linear das estruturas completas e de análises não lineares estáticas e dinâmicas dos pilares, foram estabelecidas as condicionantes às vibrações induzidas pelas máquinas caroteadoras, nomeadamente em termos de limites máximos da resposta em velocidade no topo dos embasamentos, e definidas as condições de monitorização da estrutura durante a obra. Estas especificações foram elaboradas em estreita colaboração com técnicos da Infraestruturas de Portugal, I.P., e incluídas nas Cláusulas Técnicas Especiais para o lançamento da empreitada.

Abstract

This paper presents the safety analysis carried out for the Criz II and S. João de Areias bridges, in the reservoir of the Aguieira dam in Portugal, during the construction of new foundations, in the scope of the rehabilitation works, near the bridge piers affected by expansive reactions in the concrete of the basement. The dynamic action induced by the drilling of the rock mass was modeled as a periodic action consisting of a torsional moment applied to the foundation of every single pier combined with three orthogonal forces; these represent the force imposed by the drilling machine and the unbalanced shear stresses caused by the rotation.

Through linear dynamic analysis of complete structures and nonlinear static and dynamic analysis of piers, limits for the vibrations induced by the drilling machines were established, namely in terms of maximum response in velocity at the top of the basement, and set the monitoring conditions of the structure during the construction works. These specifications were developed in close collaboration with technicians of Infraestruturas de Portugal, I.P., and included in the Special Technical Clauses for the launch of the contract.

Palavras-chave: Análise de segurança de pontes / Vibrações induzidas por caroteadoras / Limites de vibração em embasamentos

Keywords: Bridges safety analysis / Drilling induced vibrations / Piers basements vibration limits

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
Departamento de Estruturas
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
alf@lnec.pt

Paulo Xavier Candeias

Investigador Auxiliar
Departamento de Estruturas
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
pcandeias@lnec.pt

José Vieira de Lemos

Investigador-Coordenador
Departamento de Barragens de Betão
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
vlemos@lnec.pt

José Manuel Catarino

Investigador-Coordenador
Diretor do Departamento de Estruturas
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
jmcatarino@lnec.pt

CAMPOS COSTA, A. [et al.] – Análise da segurança de pontes sujeitas a ações dinâmicas durante a reabilitação dos pilares. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 05-18.

1 Introdução

O LNEC apoiou a Infraestruturas de Portugal, IP, nas fases de concurso e de execução das empreitadas de reabilitação da Ponte do Criz II na EN 234 e da Ponte de São João de Areias na EN 234-6 [5], no estabelecimento das condicionantes de limites de vibrações resultantes da execução das estacas de fundação que estas empreitadas implicariam e na elaboração do plano de monitorização das vibrações no embasamento dos pilares onde foram identificadas reações expansivas no betão das pontes Criz II (Figura 1) e de S. João de Areias (Figura 2).

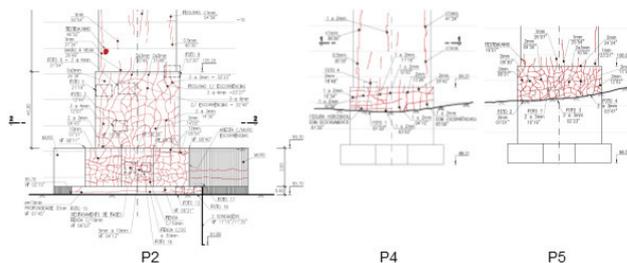


Figura 1 Vista geral da Ponte Criz II sobre o rio Criz e pormenores de embasamentos fraturados ([6] e [8])

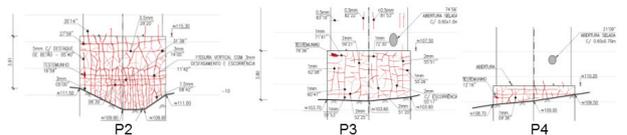


Figura 2 Vista geral da Ponte de São João de Areias sobre o rio Mondego e pormenores de embasamentos fraturados [7]

Face à localização e extensão das zonas em que foram identificadas reações expansivas no betão, foram realizados projetos de reforço dos pilares que consistem na execução de fundações indiretas em torno do pilar, ligadas a este através de maciços pré-esforçados, que permitem a transferência de carga para as novas fundações. Na Figura 3 apresenta-se um exemplo de reforço de um pilar onde se pode observar que, durante a fase de construção, seriam induzidas

vibrações pelas operações de caroteamento cuja amplitude e conteúdo em frequência importava avaliar, no sentido de estabelecer limites às vibrações para evitar situações de insegurança estrutural.

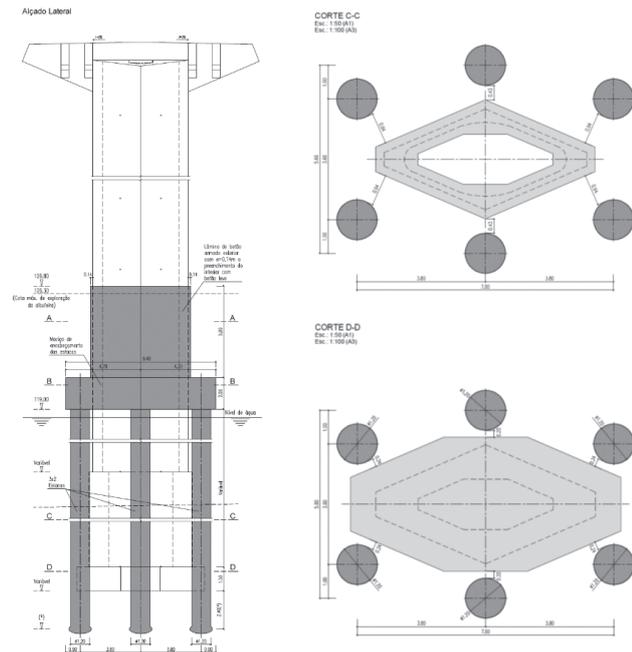


Figura 3 Projeto de reabilitação dos pilares [3]

O estudo efetuado pelo LNEC veio na sequência da avaliação dos riscos na fase de execução das obras de reabilitação/substituição dos pilares das pontes Criz II e de S. João de Areias, e foi realizado com base nos seguintes elementos:

- memórias descritivas e justificativas do projeto de execução da reabilitação dos pilares da ponte de S. João de Areias e da monitorização da ponte de S. João de Areias ([3] e [4]);
- planta de localização de sondagens com perfil geotécnico interpretativo e caderno de encargos do projeto de execução da reabilitação dos pilares da ponte de S. João de Areias ([1] e [2]);
- relatórios de inspeção das pontes Criz II ([6] e [8]) e de S. João de Areias [7];
- memória descritiva e justificativa da execução das estacas de fundação da empreitada de reabilitação/substituição dos pilares [15].

Nesta avaliação de riscos admitiu-se a possibilidade de se aprofundar a análise das vibrações induzidas por caroteamento seguindo metodologias baseadas no cálculo da resposta das estruturas das pontes a excitações localizadas, o que permitiria estabelecer critérios para a escolha dos equipamentos mais adequados para a execução das estacas. Foi também elaborado um plano de monitorização do comportamento das estruturas durante a execução dos trabalhos, por forma a prevenir eventuais fenómenos de ressonância dinâmica decorrentes das obras de caroteamento que pudessem colocar em risco a estabilidade da estrutura. Estes estudos foram realizados entre maio e novembro de 2014, tendo o LNEC fornecido a

informação necessária para as Cláusulas Técnicas Especiais sobre limites de vibração admissíveis durante a execução das estacas e seu controlo, de acordo com o plano de monitorização.

As metodologias seguidas e os resultados do estudo foram apresentados e debatidos com técnicos da Infraestruturas de Portugal, IP e com os projetistas do reforço dos pilares daquelas pontes (A2P para a ponte de S. João de Areias e TRIEDE para a ponte Criz II), que forneceram os elementos necessários para a persecução do mesmo e analisaram os resultados aqui apresentados.

Este artigo contém a informação necessária para a interpretação das características em energia e conteúdo em frequência das vibrações registadas durante a fase de execução da obra para cada pilar isoladamente, podendo ser adotadas metodologias idênticas às que foram desenvolvidas noutras situações em que a segurança das estruturas seja colocada em causa devido à realização de operações que produzam vibrações intensas em determinados pontos da sua fundação.

Os resultados que aqui se apresentam resultam do desenvolvimento e exploração de três modelos numéricos:

- modelo de simulação da ação dinâmica induzida ao nível da fundação de cada pilar que resulta das perfurações por caroteamento de camadas de formações rochosas do tipo xistoso ou granítico com graus variáveis de deterioração e fragmentação; neste modelo a ação é representada como um sistema dinâmico, composto por três forças ortogonais e um binário em torno do eixo vertical definido no centroide da fundação e de regime periódico; tal sistema equivalente é conservativo para as potências admissíveis das máquinas de caroteamento e para a capacidade dos estratos rochosos a serem atravessados;
- modelos lineares dinâmicos globais de ambas as pontes, com malhas de elementos finitos refinadas ao nível dos embasamentos dos pilares de forma a que sejam reproduzidos os modos de vibração locais dessas zonas, permitindo reter os efeitos das deformações dinâmicas ao longo dos embasamentos dos pilares induzidas pelas ações definidas no ponto anterior; neste modelo procede-se à exploração exaustiva em termos de velocidades de rotação e número de elementos de corte, expressos de forma equivalente em frequências fundamentais de excitação, para o limite máximo de potência da caroteadora;
- modelos não lineares dinâmicos dos pilares das pontes, desde a fundação até ao tabuleiro, cujas condições de fronteira estáticas de ligação pilar-tabuleiro foram determinadas pelos modelos globais definidos no ponto anterior; estes modelos têm por objetivo avaliar a vulnerabilidade dos pilares das pontes para intensidades de ações extremas definidas no primeiro ponto, devendo, em consequência, reproduzir os movimentos vibratórios dos embasamentos até estados limites muito próximos do colapso através da idealização dos comportamentos não lineares, físico e geométrico que venham a ocorrer nos embasamentos para situações de magnitude da excitação da fundação elevadas.

Estes modelos são complexos, envolvendo um elevado número de parâmetros e de graus de liberdade.

2 Idealização das ações dinâmicas produzidas por máquinas de perfuração de rocha por caroteamento

A informação geotécnica relativa às fundações dos pilares P2 a P5 da Ponte Criz II e dos pilares P2, P3 e P4 de S. João de Areias foi disponibilizada ao LNEC pela Infraestruturas de Portugal, IP ([1], [3] e [15]). Nos estratos de fundação, a profundidades de 3 m a 5 m nos pilares P2 a P5 da ponte Criz II, são referidas formações xistosas medianamente alteradas a desagregadas e medianamente a muito fraturadas, com valores da qualidade do maciço rochoso (RQD – Rock Quality Designation) entre 20% e 80%. Já para os pilares P2 a P5 da Ponte de S. João de Areias, à mesma profundidade, são referidos estratos de fundação graníticos, provavelmente menos alterados e fraturados, apresentando valores de RQD relativamente elevados entre 50% e 100%. Mais concretamente, no caso dos pilares P2, P4 e P5 desta ponte o estado de alteração (I.S.R.M) é classificado em W4-3 (rocha muito a medianamente alterada) sendo no caso do pilar P3 classificado em W3-2 (rocha medianamente a pouco alterada).

Considerando ainda o grau de alteração e de fraturação dos estratos rochosos de fundação dos pilares de ambas as pontes, e os valores estimados para estas situações apresentados em [14], optou-se neste estudo por aceitar os seguintes valores médios de coesão e ângulo de atrito para todas as formações existentes em todos os pilares das duas pontes:

- Coesão $c_i = 0,4 \text{ MPa}$ a 10 MPa
- Ângulo de atrito interno $\theta_A = 40^\circ$
- Resistência à compressão uniforme $UCS = 10 \text{ MPa}$ a 70 MPa

A perfuração por caroteamento com diâmetros superiores a um metro de formações rochosas com as características apresentadas acima pode ser efetuada por diferentes equipamentos fornecidos por diversos fabricantes. Neste estudo foi utilizada a informação de um catálogo de máquinas com características genéricas que se afiguram adequadas [16] e que sucintamente se resumem aos seguintes valores:

- Plataforma hidráulica rotativa tipo *Soilmec SR 80*
 - Potência máxima 300 kW (408 hp) a 1900 rpm
 - Binário máximo disponível 292 kN.m
 - Rotação máxima 8,7 rpm (perfuração em rocha)
 - Força máxima de compressão 220 kN
- Plataforma hidráulica rotativa tipo *Soilmec SR 125 HIT*
 - Potência máxima 470 kW (630 hp) a 1800 rpm
 - Binário máximo disponível 435 kN.m
 - Rotação máxima 8,7 rpm (perfuração em rocha)
 - Força máxima de compressão 345 kN

Tomando os valores limites de referência de resistência UCS assumidos como representativos dos estratos rochosos a serem perfurados (entre 10 MPa e 70 MPa), e os valores de RQD entre 40% e 100%, considerou-se adequado utilizar equipamentos de corte do tipo Core Barrel, caracterizados pelo seu diâmetro exterior e número de elementos de corte (bits), conforme se exemplifica na Figura 4.

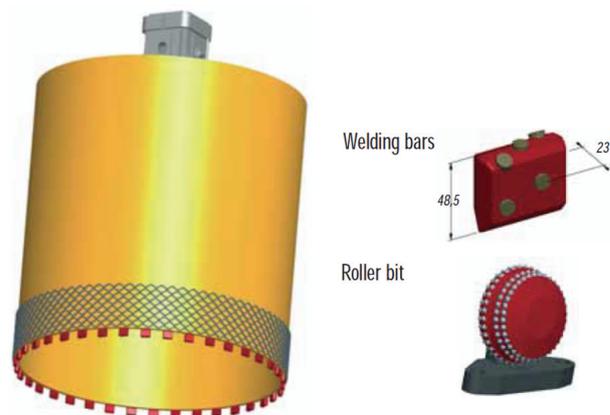


Figura 4 Características genéricas de caroteadoras do tipo Core Barrel

Na modelação da ação dinâmica induzida ao nível da fundação dos pilares P2 a P5 da Ponte Criz II e dos pilares P2, P3 e P4 da Ponte de S. João de Areias recorreu-se a um modelo numérico de simulação de funcionamento de uma caroteadora com as características idênticas às dos tipos apresentados anteriormente. No presente caso as estacas que estão previstas possuem diâmetros de 1,5 m e 1,2 m para os pilares das pontes Criz II e de S. João de Areias, respetivamente. As vibrações induzidas pelo funcionamento deste tipo de máquinas rotativas são do tipo periódico, ou quase-periódico, podendo mesmo ser aleatórias caso a heterogeneidade do meio fraturado no processo de corte seja muito elevada.

Na Figura 5a) ilustra-se a idealização do processo de fratura da rocha causado por um fluxo de corte combinado com uma tensão normal vertical introduzida por uma caroteadora do tipo Core Barrel adotado no presente estudo. A progressão dos elementos de corte (bits) ocorre numa sucessão de impulsos, durante os quais a tensão tangencial na rocha no bordo de ataque de cada bit aumenta gradualmente até à rotura que está associada à fratura súbita da rocha e à queda abrupta da tensão tangencial. Obtém-se assim um padrão de comportamento semelhante a uma função periódica em “dente de serra” (Figura 5b) para descrever a evolução temporal das forças generalizadas envolvidas neste mecanismo (forças e momento torsor).

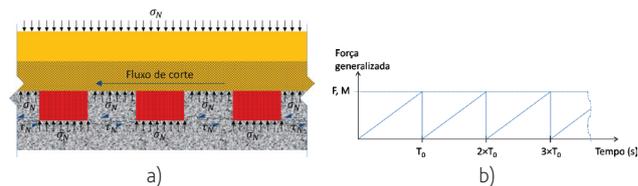


Figura 5 Idealização do mecanismo de fratura da rocha por corte através de uma força introduzida por uma caroteadora: a) esquema das tensões desenvolvidas; b) função temporal dos esforços resultantes em “dente de serra”

Para definir esta função periódica em dente de serra, considerou-se que o momento torsor máximo (M_t) desenvolvido pela caroteadora durante o corte é dado pela seguinte expressão:

$$M_t = N_b \times f_b \times \frac{\varnothing_c}{2}$$

em que N_b é o número de elementos de corte (*bits*), \varnothing_c é o diâmetro da caroteadora, e $f_b = \tau_N \times e \times L_b$ é a força de corte exercida num bit. Nesta expressão τ_N é a tensão de corte do maciço rochoso (ver Figura 5a), calculada utilizando os valores de coesão e ângulo de atrito anteriormente apresentados e considerando um critério de rotura de Mohr-Coulomb, o parâmetro e é a espessura dos bits de corte (tipicamente 23 mm) e L_b é a distância entre dois bits, medida ao longo do perímetro da caroteadora:

$$L_b = (1 - \alpha) \times \frac{\pi \varnothing_c}{N_b}$$

sendo α a percentagem de espaço vazio entre bits. Obtém-se assim:

$$M_t = \frac{(1 - \alpha) \pi}{2} \times \tau_N \times e \times \varnothing_c^2$$

A excitação periódica produzida por este equipamento, com forma em dente de serra, possui um desenvolvimento em série de Fourier. Dada a natureza periódica da ação, esta repete-se a cada instante $t + T_0$ pelo que, em regime permanente, é necessário analisar apenas a resposta no intervalo $[0, T_0]$.

Assumiu-se, como situação de referência naquele estudo, que o momento torsor máximo, com base na potência da máquina caroteadora, seria de 400 kNm, próximo do binário máximo disponível do equipamento. Para esse valor de binário, considerando uma força máxima de compressão de 345 kN, referida no catálogo, e um ângulo de atrito (θ_A) de 40° obtiveram-se, pela formulação dada, valores da coesão máxima admissível, da tensão normal devida à força máxima de compressão, da tensão de rotura por corte máxima e da potência para 8 rpm, para diâmetros de caroteadora de 1,2 m e 1,5 m. Estes resultados são independentes do número de elementos de corte (*bits*).

Os valores de tensão máxima de compressão, de cerca de 4,0 MPa, estão abaixo dos valores da resistência à compressão uniforme (UCS) para os xistos e granitos alterados. Relativamente aos valores da coesão máxima admissível da rocha de 7,6 MPa, verifica-se que estes são intermédios dos valores apontados para os xistos e granitos alterados. Conclui-se portanto que o binário máximo de 400 kNm poderá ser indicado como um valor limite superior para os binários a aplicar nas operações de caroteamento.

Considerou-se igualmente que a ação da caroteadora gerava forças dinâmicas com três componentes iguais, duas horizontais e uma vertical, com magnitude proporcional ao momento torsor máximo de $0,20 \times M_t \times \frac{1}{m}$, ou seja, com andamentos em “dente de serra” iguais e em fase com o andamento já definido para o momento utilizado para M_t .

3 Modelo linear para a quantificação das vibrações induzidas nas estruturas das pontes

A análise dinâmica linear realizada tem por objetivo determinar curvas que relacionem as amplitudes de movimento (deslocamentos, velocidades e/ou acelerações, lineares e/ou angulares) em pontos de controlo dos pilares das pontes Criz II e de S. João de Areias para diferentes frequências fundamentais de excitações periódicas que resultam das características das máquinas de caroteamento e das velocidades de rotação da forma definida na secção anterior.

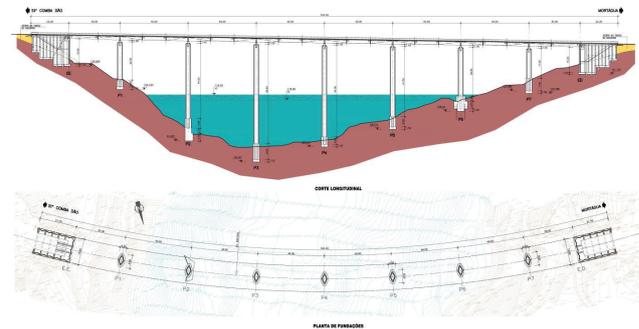


Figura 6 Alçado e planta da Ponte Criz II [6]

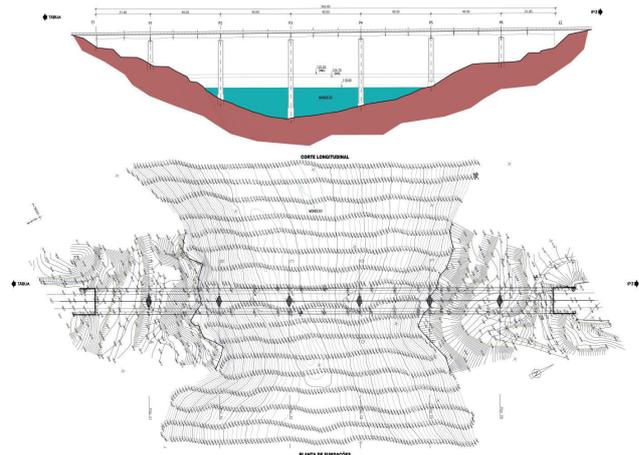


Figura 7 Alçado e planta da Ponte de S. João de Areias [7]

A obtenção da resposta em regime estacionário de estruturas sujeitas a ações periódicas, com várias componentes harmónicas, a partir de análises dinâmicas por sobreposição modal no domínio da frequência, é feita eficientemente no domínio da frequência para ações independentes e para excitações periódicas com diversas frequências fundamentais. Considerando que estas variam entre 0,5 Hz e 50 Hz, com uma resolução de 0,025 Hz, o número total de análises dinâmicas a realizar nestas condições, tendo em consideração o número de pilares em análise em ambas as pontes, é de 19 800.

Procedendo a uma análise no domínio da frequência é possível automatizar o processo de cálculo das respostas das estruturas recorrendo à sobreposição modal de funções de resposta em

frequência. Consegue-se desta forma reduzir consideravelmente o número de análises a realizar, uma vez que é necessário apenas proceder a uma análise modal, para identificar as frequências e modos de vibração da estrutura, e a análises estáticas em número igual ao dos casos de carga, o que no caso presente totaliza 34 análises no conjunto das duas pontes.

As estruturas são excitadas dinamicamente por meio de movimentos rápidos impostos quer globalmente quer localmente. No primeiro caso, onde se inclui a ação sísmica, são impostos movimentos ao nível das fundações, que podem ser distintos de fundação para fundação, e que posteriormente são transmitidos à estrutura. No segundo caso, os movimentos são impostos de forma localizada, por exemplo devido à presença de equipamentos em funcionamento na própria estrutura ou próximo dela. A Figura 8 procura ilustrar estas duas situações, sendo que, no segundo caso, a ação localizada é imposta numa fundação isolada e daí transmitida para a estrutura.

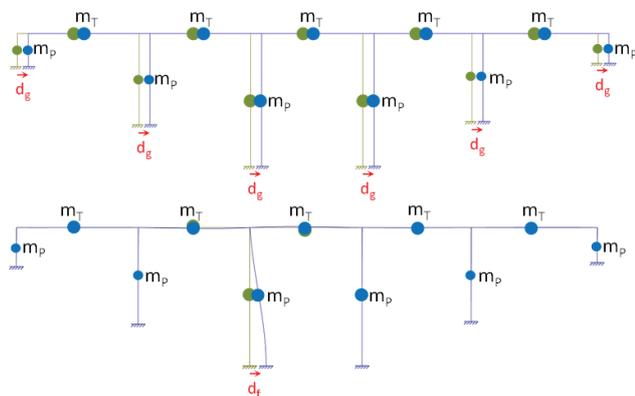


Figura 8 Estrutura com vários graus de liberdade sujeita a ações dinâmicas: a) movimentos impostos em todas as fundações; b) movimentos impostos numa fundação localizada

Conforme se pode observar, as massas mobilizadas são muito diferentes em ambos os casos, o que se reflete naturalmente no cálculo da resposta dinâmica da estrutura. No primeiro caso deve ser incluído um número necessário e suficiente de modos de vibração para que a percentagem da massa modal relativamente à massa total da estrutura seja elevada, sendo frequentemente recomendados valores superiores a 90% [13]. No segundo caso, os modos de vibração a considerar devem ser selecionados em função da sua contribuição para os efeitos da excitação localizada sobre a estrutura, devendo permitir quantificar 100% dos mesmos.

Em qualquer dos casos, existe um limite inferior para o número de modos a incluir, definido em termos da relação entre a frequência de excitação e as frequências modais, sendo que devem ser incluídas na análise modos de vibração correspondentes a frequências superiores à frequência de excitação.

A modelação numérica das pontes foi efetuada com recurso a modelos de elementos finitos desenvolvidos no programa de cálculo automático SAP2000 [9]. De uma forma geral, os elementos estruturais – pilares (embasamento, fuste e topo) e tabuleiro – foram modelados com elementos de barra, divididos em vários troços retos.

No caso particular da ponte Criz II, o tabuleiro com traçado curvo em planta foi aproximado através de uma sucessão de troços lineares. As vigas transversais nos topos dos pilares foram simuladas através de peças lineares com uma secção transversal ajustada em função da informação disponível ([6], [7] e [8]).

Os embasamentos dos pilares P2 a P5 de ambas as pontes foram modelados com uma malha de elementos finitos planos com comportamento de casca por forma a simular as paredes fissuradas, como se observa na Figura 9. Estas respeitam a geometria em planta das secções dos embasamentos e foram discretizadas com uma malha relativamente densa (dimensão máxima de cerca de 0,5 m) por forma a captar os modos de vibração locais de parede.

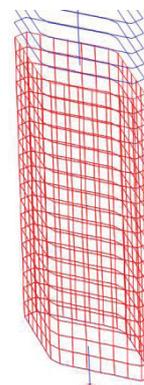


Figura 9 Ilustração do embasamento de um pilar modelado com elementos de casca

Em relação às condições de fronteira, os encontros foram considerados como rígidos para todas as translações e para a rotação em torno do eixo vertical. Para simular a ligação entre as fundações dos elementos verticais e o maciço rochoso consideraram-se apoios elásticos, com constantes de rigidez calculadas [14] nos seis graus de liberdade da base dos pilares.

A massa da estrutura foi gerada automaticamente a partir do peso volúmico do material e das secções transversais dos elementos estruturais. Nos troços de pilar modelados com elementos de barra foram adicionadas massas de rotação em torno do eixo vertical de modo a simular os momentos polares de massa uma vez que o programa gera apenas massas nodais de translação.

Foi adotado um amortecimento modal do tipo Rayleigh [13], com valores entre 3% e 5% para frequências compreendidas entre 5 Hz e 45 Hz.

Foram desenvolvidos modelos numéricos das duas pontes cujas propriedades, entre as quais as condições de fronteira e os valores dos módulos de elasticidade do embasamento dos pilares P2 a P5 ($E_{\text{embasamento}} = 10 \text{ GPa}$) e do maciço rochoso de fundação, foram ajustadas com base nos modos de vibração identificados experimentalmente na ponte Criz II. Os modelos calibrados (Figura 10) permitiram identificar ao todo 715 modos de vibração na ponte Criz II e 490 modos de vibração na ponte de S. João de Areias até aos 500 Hz.

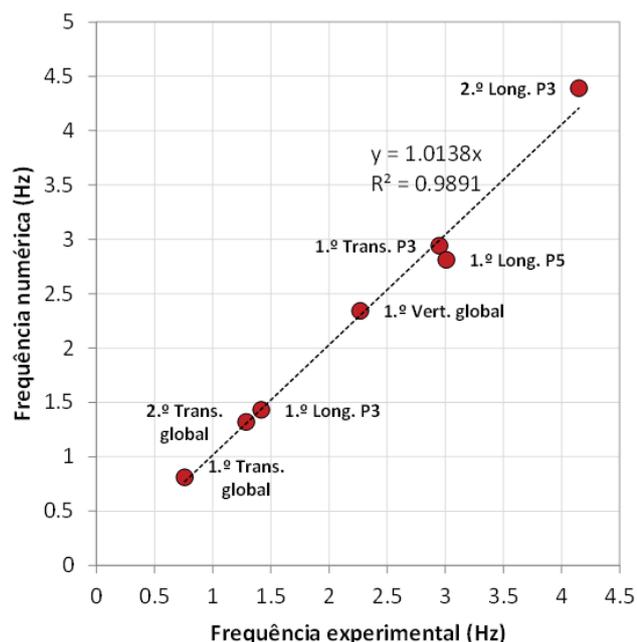


Figura 10 Ajuste entre frequências experimentais e numéricas para a Ponte Criz II

Na base dos pilares P2 a P5 foram aplicados, simultaneamente, um momento torsor (M), com um valor de 400 kNm, e três forças (F) ortogonais, de 80 kN cada uma, nas direções tangencial (longitudinal), radial (transversal) e vertical. O mesmo desenvolvimento em série de Fourier foi utilizado para todas as componentes de momento e de força o que, de forma conservativa, as coloca todas em fase.

As respostas temporais em regime estacionário foram obtidas por síntese modal partindo do conhecimento da matriz das configurações modais, da matriz das respostas estáticas, em todos os graus de liberdade da estrutura, a forças generalizadas unitárias aplicadas nos graus de liberdade da base dos pilares P2 a P5 e da matriz de massa diagonal (*lumped mass system*) associada aos graus de liberdade da ponte completa.

No cálculo da resposta dinâmica selecionaram-se como pontos de controlo nos pilares P2 a P5 os localizados na base e no topo do embasamento, e, no fuste, os correspondentes a dois níveis acima do nível de água na albufeira (Figura 11). Atendendo à forma alongada da secção dos pilares, foi calculada em cada nível a resposta em dois dos pontos mais afastados do centro da secção, um no extradorso e outro no intradorso.

Neste modelo foram analisadas as respostas estáticas nas coordenadas generalizadas da estrutura, relativas aos pontos de controlo no topo do embasamento, para forças generalizadas unitárias, e das contribuições modais para aquelas respostas estáticas mas determinadas para um sistema de forças triortogonais e momento torsor em torno do eixo vertical do pilar, aplicado isoladamente no nó da base de cada pilar em ambas as pontes. Este sistema é equivalente ao adotado na secção anterior e correspondente a forças unitárias segundo cada eixo e a um binário unitário com um braço de 5 m.

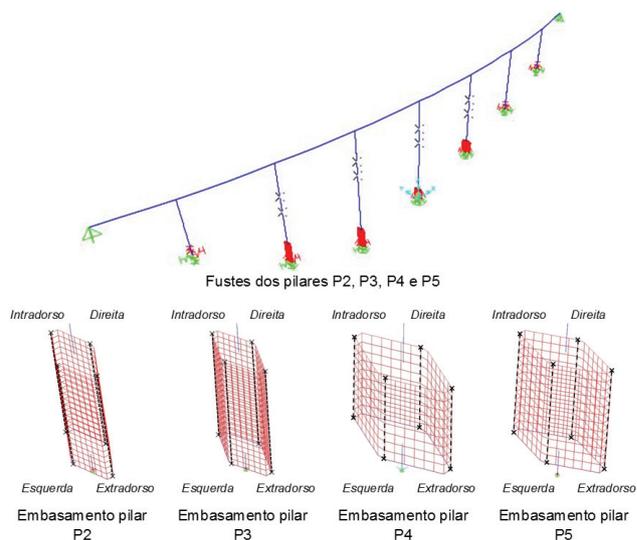


Figura 11 Pontos de controlo na estrutura da Ponte Criz II

O topo do embasamento foi escolhido pelo facto de aí ocorrer uma transição de rigidez entre o embasamento e o fuste do pilar, em resultado não só da redução da espessura das paredes do embasamento para o fuste como também, e principalmente, das propriedades elásticas equivalentes homogeneizadas assumidas para cada embasamento. As respostas foram calculadas em quatro pontos de controlo, dois mais afastados do eixo do pilar, nas faces de extradorso e intradorso na Ponte Criz II e poente e nascente na Ponte de S. João de Areias, e dois mais próximos do eixo do pilar, nas faces direita e esquerda em ambas as pontes.

As amplitudes das respostas estáticas dos pontos de controlo às forças generalizadas aplicadas nos centroides das fundações de cada pilar são relativamente baixas, tendo em consideração a amplitude das forças máximas que as máquinas de caroteamento podem aplicar, com valores relativamente próximos para todos os pilares de ambas as pontes. A combinação dos efeitos dos momentos torsores e das forças induzidas na base dos pilares resulta, nos pontos de controlo no topo do embasamento, em valores mais elevados no extradorso do que no intradorso. Os valores nas faces esquerda e direita não são tão amplificados pela rotação da secção transversal devido à rotação. Esta distribuição de deslocamentos horizontais está associada a uma rotação do pilar, que é máxima na base e praticamente nula no topo do pilar, em torno de um ponto localizado próximo do intradorso (centro de rotação para forças generalizadas estáticas). Para esta configuração de torção do pilar, o embasamento roda praticamente como um corpo rígido, acomodando o fuste a quase totalidade da rotação imposta na base.

Na direção vertical os valores da amplitude máxima são ligeiramente inferiores aos do deslocamento estático horizontal. Os deslocamentos verticais são desacoplados dos deslocamentos horizontais, resultando fundamentalmente de deformações axiais do pilar e da fundação.

Os resultados das contribuições modais foram normalizados ao valor total das contribuições modais de cada resposta estática, tendo-se considerado apenas as contribuições modais que, somadas,

totalizam 80% da resposta estática nos quatro pontos de controlo, sendo os respetivos modos de vibração designados como de torção ou de translação com base nas respetivas configurações modais. Estas, não sendo absolutamente puras em termos de torção ou de translação, mobilizam fundamentalmente os graus de liberdade locais associados a cada um dos pilares, com pequeno envolvimento da restante estrutura, facto que resulta da natureza localizada da ação dinâmica considerada.

Os modos de torção são representados separadamente dos de translação, o que permite identificar a contribuição relativa de cada modo para a resposta estática em deslocamento no topo do embasamento para as excitações definidas na base do pilar. Os modos de translação incluem as direções tangencial, radial e vertical dos pilares.

Na Figura 12 apresentam-se as contribuições modais para as respostas estáticas em deslocamento no topo do embasamento do pilar P3 da Ponte Criz II nos pontos de controlo. As contribuições modais mais elevadas ocorrem, na sua maioria, para modos de vibração com frequências compreendidas entre 5 Hz e 50 Hz. Os modos de vibração dominantes naquela banda de frequências são locais, contribuindo predominantemente para os deslocamentos generalizados de cada pilar, desenvolvendo deformações concentradas evidentes ao nível do embasamento.

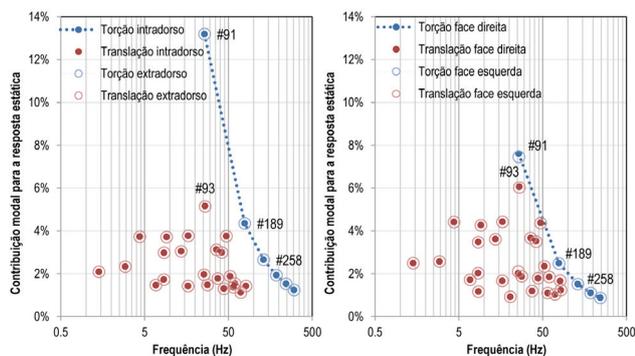


Figura 12 Contribuições modais no topo do embasamento do pilar P3 da Ponte Criz II (extradorso e intradorso, faces esquerda e direita)

Ao nível do topo do embasamento a contribuição do primeiro modo de torção é predominante na face do pilar mais afastada do ponto de aplicação das forças e momentos (pontos no intradorso e extradorso ou nas faces nascente e poente). As contribuições desses modos de torção nas faces esquerda e direita do embasamento dos pilares são naturalmente inferiores, aproximando-se das contribuições relativas às respostas estáticas dos modos de translação.

As contribuições modais das configurações predominantes de translação são muito semelhantes para faces opostas do embasamento dos pilares para ambas as pontes. No caso da ponte de S. João de Areias essas diferenças decorrem apenas do facto de os pontos selecionados no topo do embasamento não serem simétricos relativamente à secção transversal mas sim radialmente opostos.

A análise dos registos das respostas temporais em velocidade foi

realizada para frequências fundamentais de excitação f_0 compreendidas entre 0,5 Hz e 50 Hz, com uma resolução de 0,025 Hz. A adoção desta gama de frequências resulta da importância relativa das contribuições dos vários modos para a resposta dinâmica da estrutura das pontes. Obtiveram-se desta forma espectros que representam o valor máximo absoluto da velocidade nos vários pontos em função da frequência fundamental da excitação periódica do sistema de forças triortogonais e binário aplicadas na base de cada pilar, com amplitudes de força e de momento de 80 kN e 400 kNm respetivamente.

A análise dos espectros das velocidades na fundação dos pilares demonstra alguns aspetos que são comuns a todos os pilares de ambas as pontes. As ordenadas espectrais crescem quase linearmente com a frequência de excitação fundamental f_0 , até uma frequência próxima de 1,5 Hz, entrando num ramo de velocidade constante para frequências entre 3 Hz e 7 Hz, quando as respostas da estrutura começam a ser afetadas por modos com frequências relativamente baixas associadas a configurações modais dos modos de vibração axiais ou de flexão localizados. Para frequências de 10 Hz a 50 Hz as ordenadas espectrais das vibrações na fundação começam a ter a contribuição dos modos de torção dos pilares.

O andamento das ordenadas espectrais reflete a importância relativa das contribuições dos modos de vibração localizados para a resposta ao nível da fundação. Em particular, o efeito dos modos de torção localizada é mais evidente nas fundações dos pilares nas faces de extradorso/nascente e intradorso/poente a partir dos 10 Hz, devido à sobreposição das componentes de rotação, afetadas pela geometria retangular da fundação, com as componentes de translação, uniformes. Ilustra-se na Figura 13 o espectro das vibrações periódicas em velocidade induzidas na fundação do pilar P3.

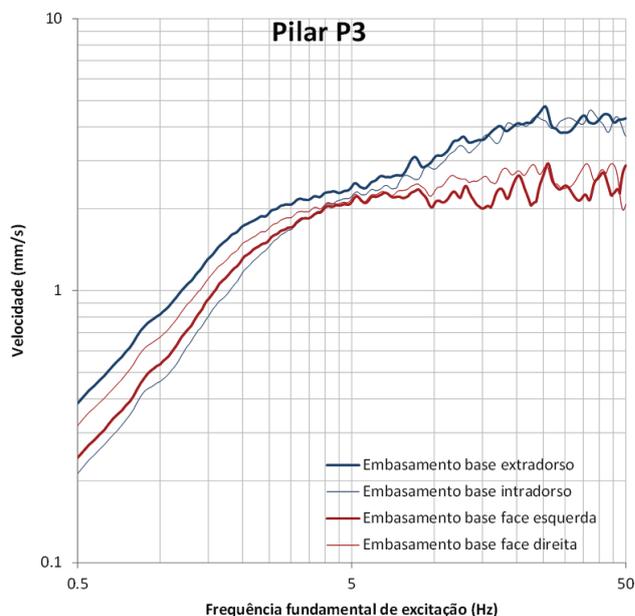


Figura 13 Espectro de resposta periódica em velocidade na fundação do pilar P3 da Ponte Criz II

Os espectros das velocidades ao longo dos embasamentos, desde a fundação até ao topo, revelam alguns aspetos que são também comuns a todos os pilares de ambas as pontes. As respostas periódicas em velocidade mostram, em geral, picos na frequência associada ao primeiro modo de vibração local de torção dos pilares. Este aspeto é particularmente evidente nos pontos de controlo nas faces de extradorso/nascente e intradorso/poente e estão associados a ressonância dinâmica daqueles modos. Nas faces esquerda e direita dos embasamentos tais fenómenos são também evidentes, estando algumas vezes associados a modos de deformação axial e/ou de flexão.

As referidas ressonâncias dinâmicas estão associadas à excitação de modos de vibração localizados dos pilares. As respostas nestas frequências são máximas, surgindo no entanto outros picos no espectro que correspondem a sub-harmónicas destas frequências de excitação. As amplitudes espectrais das respostas nas sub-harmónicas resultam da excitação de modos de vibração cujas frequências naturais são próximas de um múltiplo inteiro da frequência fundamental da excitação periódica. Na Figura 14 ilustram-se os espectros de resposta periódica calculados no embasamento do pilar P3 da Ponte Criz II.

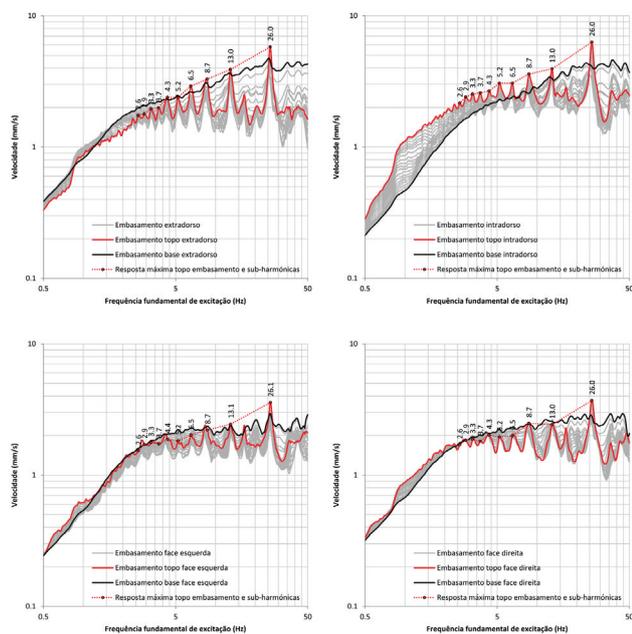


Figura 14 Espectros de resposta periódica em velocidade no pilar P3 da Ponte Criz II

A análise destes resultados permite tirar algumas conclusões importantes. Em primeiro lugar, destaca-se o facto de as respostas nos pontos de controlo estarem associadas a modos de vibração locais nos pilares, principalmente de torção e de deformação axial e de flexão. Em segundo lugar, as amplitudes máximas das respostas em velocidade nos pilares para a frequência fundamental e para as três primeiras sub-harmónicas são da mesma ordem de grandeza, não excedendo 6,7 mm/s na Ponte Criz II e 6,4 mm/s na Ponte de S. João de Areias, embora ocorram para frequências fundamentais

de excitação diferentes. Por último, esta semelhança entre pilares justifica a realização de análises mais sofisticadas com modelos parcelares, representando um pilar genérico, para obter a resposta não linear às vibrações induzidas nas estruturas das pontes e quantificar estados limites, que se apresentam na secção seguinte.

4 Avaliação dos limites de deformação dos embasamentos dos pilares

No sentido de avaliar a capacidade dos pilares às vibrações produzidas pelo caroteamento das estacas, foram efetuadas análises não lineares estáticas e dinâmicas desenvolvendo e explorando um modelo genérico de um pilar com um embasamento que reproduzisse de forma adequada e envolvente o comportamento de todos os embasamentos até valores próximos do colapso, para as excitações periódicas apresentadas anteriormente.

A idealização do comportamento foi realizada com base num modelo numérico de elementos discretos (MED). Este método numérico destina-se particularmente ao estudo de estruturas com descontinuidades importantes ou formadas por blocos, tendo uma utilização significativa no campo das estruturas de alvenaria e da mecânica das rochas, permitindo analisar o desenvolvimento de processos de rotura originados pela ocorrência de deslizamento ou separação ao longo de superfícies de descontinuidade, sob a ação de cargas estáticas ou dinâmicas.

Tendo em consideração os propósitos destas análises, de comportamento mais local do que global, a relativa homogeneidade de resultados da fase anterior do estudo, como descrito na secção precedente, e a complexidade e esforço de cálculo excessivo envolvido neste tipo de análise, adotou-se uma idealização do embasamento de um pilar genérico das pontes Criz II e de S. João de Areias como um conjunto de blocos discretos que se representam na Figura 15.

Relativamente à homogeneidade geométrica da rede de descontinuidades, foram testadas inicialmente duas hipóteses: uma primeira mais regular e uma segunda bastante irregular seguindo, *grosso modo*, os blocos de fissuração observados nos embasamentos dos pilares, representados na mesma Figura 15.

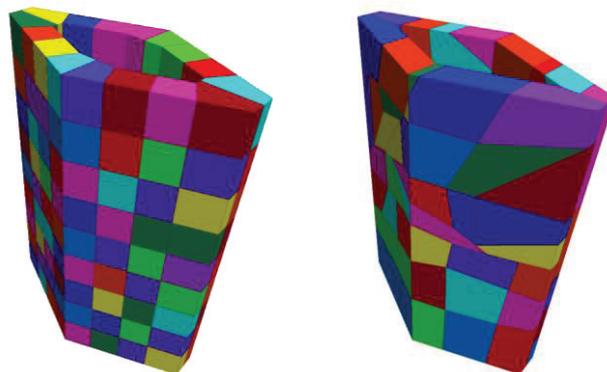


Figura 15 Modelo MED do embasamento

Tais blocos são separados por descontinuidades sem resistência à tração e com uma resistência ao corte devida apenas ao atrito, sem componente coesiva. Trata-se de uma hipótese simplificada, conservativa do ponto de vista da segurança, uma vez que despreza as ligações existentes entre os vários blocos definidos pela rede de fissuras.

Contudo, independentemente da discretização adotada para o embasamento, é fundamental reproduzir adequadamente as condições de fronteira, estáticas e cinemáticas e os estados de tensão inicial para cargas gravíticas em que se encontram os blocos, antes de iniciar a excitação dinâmica periódica prevista.

Assim, o pilar acima do embasamento (fuste), embora também simulado por blocos, foi admitido como elástico. No topo do pilar foram aplicadas as cargas e as condições de fronteiras definidas pelo tabuleiro. O maciço de fundação foi simulado por uma malha de elementos finitos com comportamento elástico. Na Figura 16 representa-se a estrutura de um pilar reduzido das pontes, idealizado através do MED.

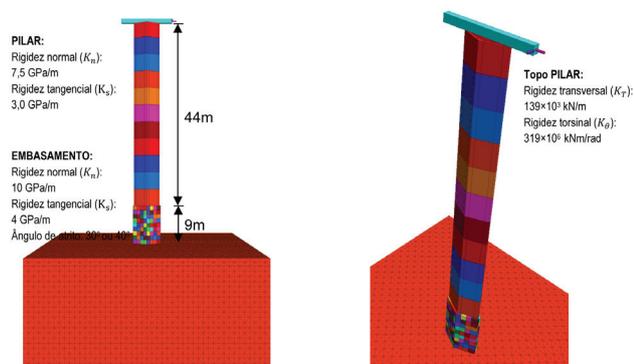


Figura 16 Modelo reduzido MED de um pilar genérico das pontes da Agueira: maciço de fundação, embasamento e pilar

A malha do maciço de fundação tem uma extensão horizontal de 48 m e vertical de 21,5 m, tendo sido discretizada em elementos tetraédricos com uma dimensão de 1 m. O módulo de elasticidade considerado foi de $E = 1$ GPa. Na realidade, sendo a ação dinâmica aplicada no maciço sob o pilar, um valor mais baixo do módulo de elasticidade do maciço conduz a uma maior solicitação do pilar. Um valor de 10 GPa, possivelmente mais realista, levaria uma maior percentagem da ação a ser absorvida pela fundação; tendo em vista maximizar a solicitação no embasamento fissurado foi adotado o valor baixo do módulo de elasticidade para a fundação.

O embasamento e o fuste do pilar foram representados por blocos rígidos ligados ao longo das descontinuidades por molas elásticas, cujos parâmetros de rigidez, na direção normal e tangencial, foram calculados para se obterem os módulos de elasticidade estimados para o betão. Na Figura 16 apresentam-se as propriedades consideradas para as juntas do embasamento, as quais, para um espaçamento entre juntas de 1 m, correspondem a um módulo de elasticidade equivalente $E = 10$ GPa.

Também na Figura 16, mas relativamente ao fuste, referem-se as propriedades consideradas para as juntas do fuste, as quais, para um espaçamento entre juntas de 4 m, correspondem a um módulo

de elasticidade equivalente $E = 30$ GPa. No topo do pilar, foram aplicadas condições de apoio elásticas, tendo os valores da rigidez sido definidos pelo modelo de elementos finitos do pilar e tabuleiro. Na direção longitudinal, foi considerado um apoio fixo.

Na direção vertical foi simulado o peso do tabuleiro através de uma carga aplicada, $W = 8600$ kN, também fornecida pelo modelo de elementos finitos. Nos cálculos dinâmicos foi considerada no topo do pilar uma massa concentrada adicional de 860 toneladas correspondente àquela carga.

Assumindo a hipótese de que todas as descontinuidades se mantêm elásticas, é possível determinar os modos de vibração da estrutura, o que permitiu confirmar que os parâmetros de rigidez atribuídos às descontinuidades são adequados. Posteriormente, para os cálculos à rotura, as descontinuidades do embasamento foram consideradas não lineares, com um dado ângulo de atrito, mantendo-se a hipótese de linearidade no fuste do pilar.

Tendo em vista verificar o comportamento dinâmico do modelo MED de um pilar genérico, foram determinadas as suas frequências próprias, na hipótese de comportamento elástico de todas as juntas. O embasamento foi considerado encastrado na fundação, mantendo as restantes condições de apoio referidas anteriormente.

Figura 17 apresentam-se as frequências e configurações dos três primeiros modos de vibração relativos às duas flexões laterais ortogonais e de torção em torno do eixo vertical obtidos com modelo reduzido do pilar.

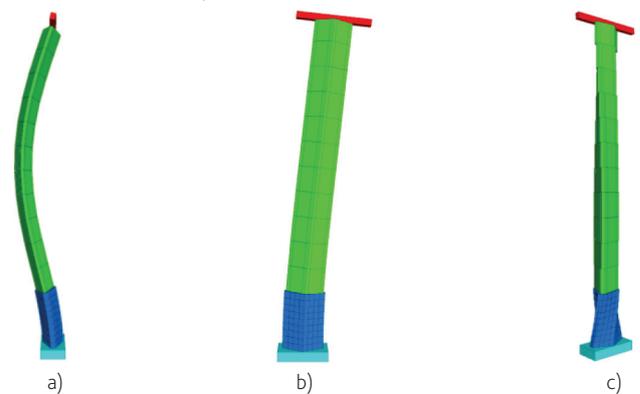


Figura 17 Primeiros modos de vibração do pilar: a) flexão na direção transversal (#1) 1,94 Hz, b) flexão na direção longitudinal (#2) 2,53 Hz e c) de torção vertical (#8) 14,7 Hz

Genericamente estes valores ajustam-se razoavelmente aos dados experimentais obtidos na ponte Criz II e aos resultados dos modelos de elementos finitos de ambas as pontes, havendo discrepâncias óbvias resultantes do facto de ser um modelo simplificado apenas de um pilar genérico em que a ligação ao resto da estrutura da ponte é representada de forma elementar.

A avaliação da capacidade resistente do embasamento fissurado foi realizada através de um conjunto de cálculos estáticos, em que o modelo de blocos do embasamento foi sujeito a cargas crescentes até se desenvolver um mecanismo de rotura. Foram utilizados os dois modelos de blocos do embasamento já referidos, com configuração regular e irregular.

Nestes cálculos, o fuste do pilar não é representado, considerando-se apenas o embasamento e o maciço de fundação elástico. As ações foram aplicadas ao nível do topo do embasamento. Em todos os cálculos foram aplicadas as cargas correspondentes ao peso próprio do pilar e cargas verticais devidas ao peso do tabuleiro. Foram considerados dois casos de cargas adicionais: (i) momento torsor apenas (M_t); (ii) momento torsor e forças em três direções ortogonais (F_x , F_y e F_z) cuja amplitude é dada por:

$$F_x = F_y = F_z = 0,20 \times M_t \times \frac{1}{m}$$

Para as juntas do embasamento, foram considerados os dois casos de ângulo de atrito, 30° e 40°, referidos anteriormente.

Na Figura 18 representa-se a evolução do momento torsor (M_t), combinado com as três forças ortogonais acima referidas (F_x , F_y e F_z), com o deslocamento do ponto de controlo no topo do embasamento no extradorso/intradorso. O último ponto em cada gráfico corresponde à última situação de equilíbrio, seguindo-se a rotura do modelo. Pode-se constatar que, para os valores de ângulo de atrito considerados, a resistência do pilar aumenta com o ângulo de atrito, atingindo-se valores máximos, expressos em termos de momento torsor, de 2000 kN.m e 2500 kN.m, respetivamente, para os ângulos de atrito de 30° e 40°.

Relativamente à deformabilidade do pilar, observa-se que os modelos com juntas regulares são mais deformáveis, logo desde a origem, atingindo deformações últimas entre 1,2 e 2,6 vezes superiores às do modelo irregular para os ângulos de atrito de 30° e 40°, respetivamente.

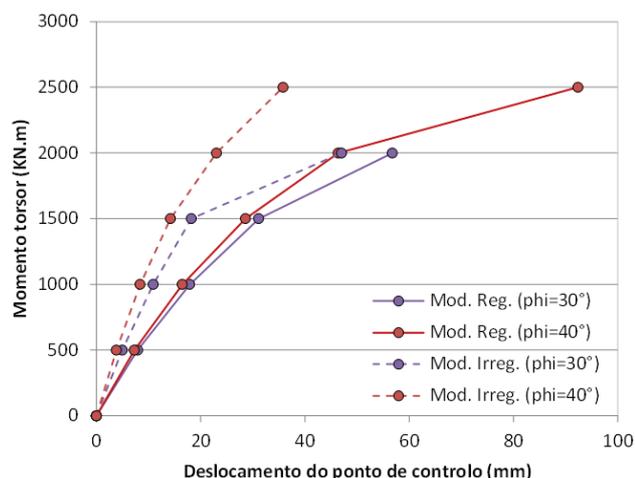


Figura 18 Relação da rotação no topo do embasamento com o momento torsor aplicado – Modelos regular e irregular sob a ação de momento torsor e forças nas três direções

Apresenta-se na Figura 19 as três fases do processo de rotura do modelo de blocos regular sob a ação de um momento torsor aplicado no topo do embasamento. O processo de rotura dos modelos de blocos irregular, não ilustrado, é semelhante.

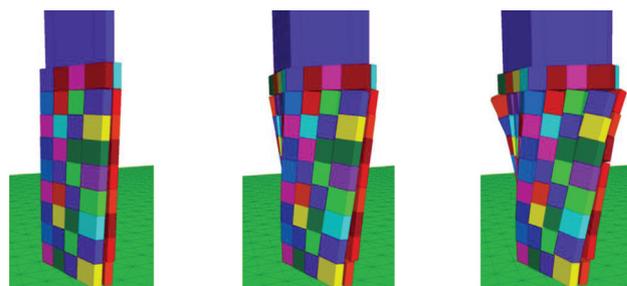


Figura 19 Sequência do processo de rotura do modelo de blocos regular sob a ação de um momento torsor

A análise da resposta dinâmica do pilar sob a ação da carreteadora foi realizada com o modelo MED completo, incluindo o maciço de fundação, embasamento e fuste (Figura 16). Foi realizada uma análise no domínio do tempo considerando o comportamento não linear das descontinuidades do embasamento, tendo sido estudada apenas a configuração regular da fissuração, uma vez que é a mais desfavorável. O objetivo principal destas análises dinâmicas foi o da avaliação da extensão dos efeitos não lineares nas fissuras do embasamento, que se refletem essencialmente na acumulação de deslocamentos permanentes. Estes movimentos podem ser de separação ao longo das descontinuidades, que se admitiram desprovidas de resistência à tração, ou de deslizamento relativo.

O maciço de fundação foi considerado elástico, tendo sido aplicadas condições de fronteira absorventes nas fronteiras base e laterais da malha de elementos finitos, de modo a simular a radiação das ondas para um meio de extensão infinita. O fuste do pilar foi assumido elástico, com as condições de ligação ao tabuleiro conforme já referidas. As propriedades elásticas do embasamento, pilar e ligações elásticas no topo foram as já referidas. Para as descontinuidades foi adotado o valor mais baixo para o ângulo de atrito, $\phi = 30^\circ$, por conduzir, como se se referiu anteriormente, a valores mais conservativos. Foi utilizado amortecimento de Rayleigh, caracterizado por um valor mínimo de 3% do amortecimento crítico centrado na frequência de 15 Hz, o qual corresponde a valores de amortecimento entre 3% e 9% na gama de frequências 2,5 Hz 90 Hz.

Foi adotada uma representação simplificada, mas desfavorável, da ação dinâmica da carreteadora sobre o pilar. O efeito principal foi assimilado a um momento torsor que foi aplicado ao nível do topo da sapata, portanto imediatamente sob o embasamento, e centrado no eixo do pilar. Tendo a malha da fundação uma dimensão do elemento de 1 m, as forças que compõem o momento torsor foram aplicadas nos nós exteriores de um segmento de 4 elementos, portanto um quadrado com 2 m de lado. Os valores nominais máximos de torque durante as operações de carreamento seriam, previsivelmente, de 400 kNm, conforme foi já definido como situação de referência. Contudo, dada a necessidade de atingir valores limites de vibrações, próximos do colapso, e assim estabelecer os correspondentes níveis de excitação máxima admissível associados a este estado limite, foram considerados quatro fatores multiplicativos do nível de excitação dinâmico: $\lambda_1 = 0,45$; 5 e 10, sendo naturalmente $\lambda_1 = 1,0$ o nível de referência. Tal como nos cálculos estáticos à rotura, a ação do momento torsor foi agravada, aplicando-se em simultâneo forças

dinâmicas nas direções x, y e z com os valores também afetados pelos mesmos fatores multiplicativos.

Dado o elevado esforço computacional necessário para realizar o conjunto de cálculos efetuados com os modelos lineares baseados no MEF, optou-se nesta fase de análises dinâmicas não lineares realizadas com o MED considerar apenas uma variação de frequências de rotação entre 1 e 24 rpm (entre 0,6 Hz e 30,4 Hz). De salientar que cada cálculo realizado leva entre 4 e 5 horas e que foram realizados um total de 18 casos.

Na Figura 20 apresenta-se a relação entre a frequência de excitação e a velocidade máxima no topo do embasamento para os três níveis de excitações aplicados na fundação considerados na análise pelo MED. Conforme se pode observar, a cada valor de fator de carga corresponde um grupo de valores de velocidade máxima que variam com a frequência de excitação em torno de um valor médio indicados também nessa figura e que são: 4,6 mm/s e 3,0 mm/s para fatores $\lambda_t = 0,45$ e de referência; 18 mm/s para um fator $\lambda_t = 5$; e 27 mm/s para o nível de excitação máxima correspondente ao fator $\lambda_t = 10$.

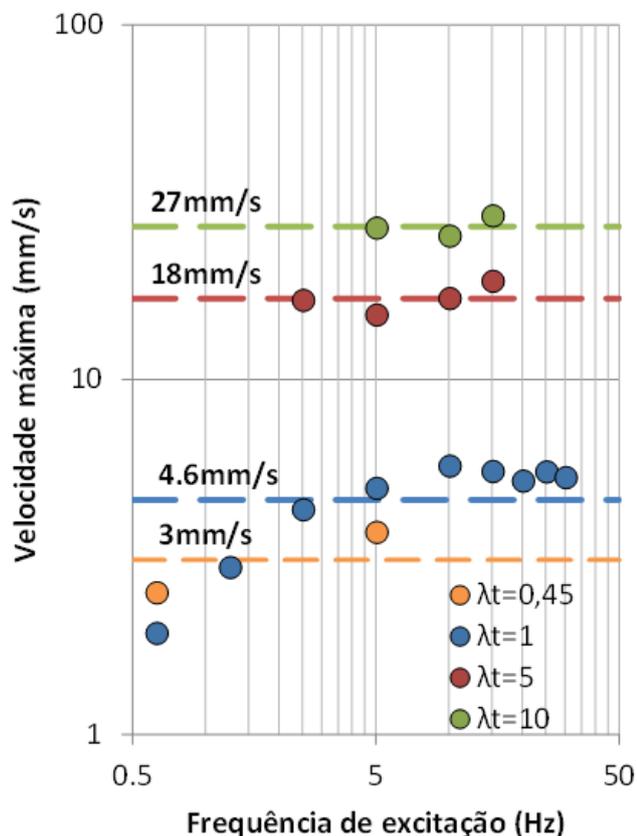


Figura 20 Velocidade máxima no topo do embasamento em função da frequência de excitação para os vários fatores de carga considerados nas análises não lineares no MED

Um outro Aspeto de grande interesse para se avaliar a proximidade de uma situação de colapso iminente da estrutura do embasamento, e que decorre da análise de resultados na idealização pelo MED, são os

deslizamentos relativos permanentes nas descontinuidades verticais e horizontais dos blocos do embasamento observados no final dos cálculos dinâmico. Na Figura 21 ilustram-se esses deslizamentos para juntas verticais (a) e para juntas horizontais (b).

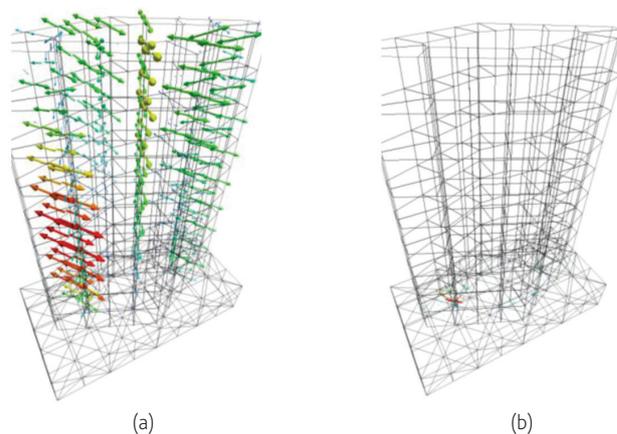


Figura 21 Deslizamentos permanentes nas descontinuidades verticais (a) e horizontais (b) do maciço de embasamento obtidos da simulação pelo MED do pilar reduzido para o caso da excitação harmónica $\lambda_t = 5$ e 24 rpm de velocidade de caroteamento

Conforme se pode observar, os deslizamentos permanentes através das juntas verticais são bastante superiores aos horizontais. Tal parece normal tendo em consideração que as juntas horizontais estão sujeitas a esforços normais elevados, provenientes das cargas gravíticas, que reduzem substancialmente a possibilidade de deslize relativo entre blocos pelas juntas horizontais. Além disso, o deslizamento pelas juntas verticais é predominantemente horizontal, de expulsão lateral dos blocos uns relativamente aos outros, ocorrendo os máximos junto à base do embasamento e evidenciando uma atenuação desde a fonte de excitação na base até ao topo num andamento semelhante ao exibido na Figura 19, mas invertido, uma vez que, naquele caso, se trata de uma força estática aplicada no topo.

Refira-se que o nível de deslizamentos relativos permanentes entre blocos é observado praticamente durante os primeiros impulsos da excitação harmónica, permanecendo praticamente inalterado em impulsos sucessivos. Tal deve-se à parcela transitória da resposta que contribui para a resposta total inicial de sistemas estruturais, sujeitos a ações dinâmicas e que, após alguns ciclos de resposta desses sistemas, é amortecida totalmente.

Na Figura 22 apresenta-se a relação entre as velocidades máximas no topo do embasamento (para os três níveis de excitações) e o deslizamento relativo permanentes entre blocos ao nível das juntas verticais e horizontal, observados no final dos cálculos dinâmicos. Verifica-se que para excitação correspondente a $\lambda_t = 5$, os deslizamentos relativos nas descontinuidades verticais não ultrapassam 0,1 mm. Porém para o caso $\lambda_t = 10$, há um aumento exponencial dos movimentos que atingem valores de cerca de 0,4 mm nessas mesmas descontinuidades verticais.

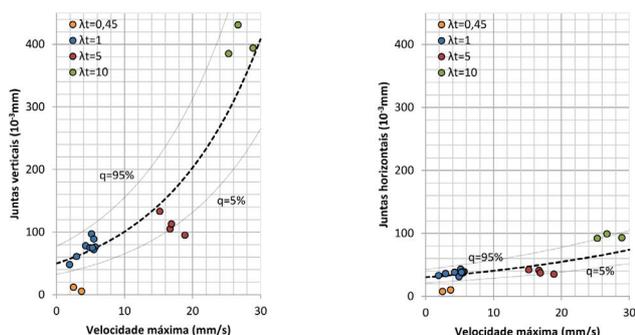


Figura 22 Abertura das juntas verticais (esq.) e horizontais (dir.) em função da velocidade máxima para os vários fatores de carga e diferentes frequências de excitação considerados nas análises não lineares no MED

Relativamente ao nível de deslizamentos entre blocos pelas juntas horizontais, obtido no final das análises dinâmicas, observa-se que as mesmas são muito inferiores às reportadas para as juntas verticais, situando-se entre dois limites extremos: um mínimo de 0,04 mm, para a excitação de referência e de 0,1 mm, para o maior nível de excitação, correspondente a $\lambda_t = 10$. Para o caso do nível de excitação de referência ($\lambda_t = 1$) os resultados são naturalmente inferiores, tendo sido obtidos deslizamentos permanentes máximos nas juntas verticais e horizontais na ordem dos 0,08 mm e 0,04 mm, respetivamente.

A baixa magnitude destes valores aponta para uma resposta praticamente linear da estrutura para este nível de excitação, validando assim os resultados obtidos através do MEF apresentados na secção anterior.

5 Conclusões

No decorrer do estudo foram desenvolvidos três tipos de modelos numéricos diferentes com objetivos complementares.

Foi modelada a ação dinâmica induzida ao nível da fundação de cada pilar que resulta das perfurações por caroteamento de camadas de formações rochosas do tipo xistoso ou granítico com graus variáveis de deterioração e fragmentação

A análise linear pelo método dos elementos finitos (MEF) da estrutura completa das pontes Criz II e de S. João de Areias permitiu obter resultados sobre o comportamento das pontes quando sujeitas a vibrações induzidas na base dos pilares pela ação de caroteamento. Dada a natureza dinâmica da excitação, definida como uma ação periódica, e a possibilidade da máquina caroteadora operar com frequências diferentes, apresentou-se uma formulação que permite obter resultados no domínio da frequência para ações localizadas em fundações independentes.

A análise das estruturas das pontes permitiu evidenciar a importância dos modos de vibração locais dos pilares para a resposta em velocidade nos pontos de controlo no topo dos embasamentos. Em cada pilar foi identificado um número limitado de modos cuja contribuição para a dita resposta é predominante. Estes correspondem a modos de torção local dos pilares, combinados com modos locais de deformação axial e de flexão dos pilares.

Obtiveram-se a partir destes modelos lineares espectros de resposta periódica em velocidade no topo dos embasamentos dos pilares afetados pelo fenómeno de reações expansivas do betão. Por fim, foi determinada uma envolvente para as velocidades máximas esperadas nos pontos de controlo no topo do embasamento dos pilares.

Foram realizadas várias análises não lineares, pelo método dos elementos discretos (MED), de um pilar genérico num modelo detalhado do embasamento que inclui o fuste e o maciço de fundação rochoso. As condições de fronteira estática foram ajustadas por forma a reproduzir genericamente o efeito da estrutura completa sobre o pilar modelado. Este modelo foi justificado pelos resultados obtidos através das análises lineares pelo MEF, os quais demonstraram as semelhanças existentes entre os resultados calculados para os vários pilares de ambas as pontes.

Estas análises permitiram identificar as cargas de rotura dos pilares, resultantes da ação representada como um sistema dinâmico equivalente de três forças ortogonais e binário em torno do eixo vertical definido no centroide da fundação e de regime periódico. Foram igualmente estimadas as velocidades máximas nos pontos de controlo no topo do embasamento dos pilares e a abertura das juntas no embasamento em regime dinâmico não linear para vários valores do momento torsor conjugado com as três forças.

A conjugação dos resultados destes modelos permitiu identificar os limites da vibração induzida a monitorizar nos pontos de controlo do topo do embasamento dos pilares devidos à operação de caroteamento planeada levar a cabo nas fundações dos pilares afetados nas pontes Criz II e de S. João de Areias. Foram por fim estabelecidos os dois limites de vibração e as respetivas medidas a tomar em obra.

Como conclusão do estudo realizado pode referir-se que são necessários valores muito elevados da excitação dinâmica localizada na base dos pilares para induzir uma resposta indicativa do início de um processo de colapso. Para os valores estimados da excitação associada ao caroteamento ao nível das fundações dos pilares, a estrutura degradada por reações expansivas do embasamento nas pontes Criz II e de São João de Areias apresenta ainda uma reserva de resistência considerável.

Agradecimentos

Agradece-se a colaboração do Eng.º Carlos Pimentel e do Eng.º Rodrigo Menezes Basto, da Infraestruturas de Portugal, IP, durante a realização do estudo efetuado pelo LNEC.

Referências

- [1] A2P, 2011a – *Reabilitação dos pilares da ponte de S. João das Areias sobre o rio Mondego, na EN 234-6. Projecto de Execução*. Planta de localização de sondagens. Perfil geotécnico interpretativo. P596-A2P-EXE-DE-001-0, Setembro.
- [2] A2P, 2011b – *Reabilitação dos pilares da ponte de S. João das Areias sobre o rio Mondego, na EN 234-6. Projecto de Execução*. Caderno de encargos. Prescrições complementares. P596-A2P-EXE-CE-001-0, Setembro.

- [3] Appleton, J., 2011 – *Reabilitação dos pilares da ponte de S. João das Areias sobre o rio Mondego, na EN 234-6* (Albufeira da Barragem da Aguieira). Projecto de Execução. Memória Descritiva e Justificativa. P596-A2P-EXE-MD-001-0, Setembro.
- [4] Appleton, J., 2013 – *Ponte de S. João das Areias. Monitorização*. Memória Descritiva e Justificativa. P596-A2P-MOE-MD-001-0, Abril.
- [5] Campos Costa, A.; Candeias, P.X.; Lemos, J.V., 2016 – *Análise de segurança das pontes Criz II e de S. João das Areias para ações dinâmicas isoladas aplicadas nas fundações dos pilares*. Impactos das empreitadas de reabilitação do embasamento dos pilares, estabelecimento dos limites de vibração induzida e plano de monitorização durante a fase de obra. Relatório 253/2016 – DE/NESDE, Agosto.
- [6] Carlos, C.M.T., 2012 – *Ponte sobre o rio Criz II. Inspeção subaquática dos pilares*. PROFICO, setembro.
- [7] Carlos, C.M.T., 2013a – EN234-6 – *Ponte de São João das Areias sobre o rio Mondego. Inspeção subaquática dos pilares*. PROFICO, setembro.
- [8] Carlos, C.M.T., 2013b – EN234 – *Ponte sobre o rio Criz II. Inspeção subaquática dos pilares*. PROFICO, novembro.
- [9] CSI, 2014 – *SAP2000® (v15.1.0) Integrated Software for Structural Analysis and Design*. Computers & Structures Inc., USA.
- [10] Dowding, Charles H., 1996 – *Construction Vibrations*. First Edition, ISBN 013299108X
- [11] Gazetas, G., 1991 – "Foundation vibrations", *Foundation Engineering Handbook*, 2nd Ed., Fang, H.Y. (Ed.), pp. 553-593, Van Nostrand Reinhold, New York, USA.
- [12] Hajdarwish, A.; Shakoor, A., 2006 – *Predicting the shear strength parameters of mudrocks*. Paper number 607, IAEG2006. The Geotechnical Society of London.
- [13] Paultre, P., 2010 – *Dynamics of structures*. ISBN: 978-1-84821-063-9. October, Wiley-ISTE, USA-UK.
- [14] Rocha, M., 1971 – *Mecânica das Rochas*. Coleção Cursos e Seminários CS 5, 1.ª edição, 4 volumes, 448 p., LNEC, Lisboa.
- [15] Soares da Costa, 2013 – EN234 – *Pontes sobre o rio Criz I e II e ponte de S. João das Areias sobre o rio Mondego na EN234-6. Reabilitação / substituição dos pilares. Estacas de fundação*. Memória descritiva e justificativa da execução.
- [16] Soilmec, 2016 – *Drilling tools. Hydraulic rotary rig. Buckets, augers, rock augers, underreamers, chisels, core barrels*. Disponível no endereço de internet (última consulta em 2016-04-28)
<http://www.soilmec.com.au/uploads/model/pdf/c8f9d327f7b6f233d5bf.pdf>