

CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA E ANÁLISE SÍSMICA DA PONTE DA LAGONCINHA



CRISTINA COSTA
Assistente DEC
EST – IPT
Tomar



ANTÓNIO ARÊDE
Prof. Auxiliar
FEUP
Porto



ANÍBAL COSTA
Prof. Associado
FEUP
Porto

SUMÁRIO

A análise do comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a acção do tráfego rodoviário e de assentamentos de apoio foi tema de um estudo precedente para o qual se recorreu a técnicas de ensaio e modelos de cálculo que permitem também o estudo da ponte sob acções de carácter dinâmico. Por se tratar de uma estrutura antiga e de grande envergadura, a análise envolveu grande complexidade associada à caracterização do comportamento dos materiais constituintes e à própria dimensão e geometria da ponte. A caracterização dinâmica da estrutura foi efectuada com base em ensaios experimentais realizados no local, brevemente referidos neste artigo. Tirando partido da discretização estrutural já existente da ponte, foi realizada a análise sísmica da estrutura da ponte da Lagoncinha com o objectivo de avaliar a sua resposta e vulnerabilidade à acção dos sismos. Descrevem-se os principais resultados desta análise, procurando-se averiguar as suas condições de segurança em caso de evento sísmico.

1. INTRODUÇÃO

A ponte Lagoncinha, de tipologia medieval e classificada pela Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN) como Monumento Nacional desde 1943, é toda realizada em alvenaria de granito e abrange cerca de 130 m de comprimento e 3.5 m de largura. Apresenta um tabuleiro de perfil longitudinal em cavalete com duas rampas sobre seis arcos desiguais, conforme se pode observar no alçado da Figura 1 onde se inclui a identificação dos arcos usada neste trabalho.

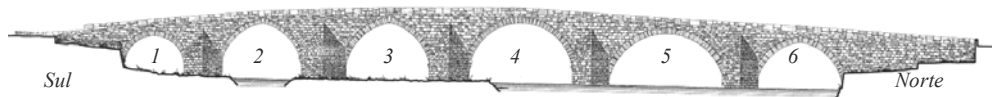


Figura 1: Alçado de montante da Ponte da Lagoncinha. DGEMN [1].

A fase inicial da investigação sobre o estado actual da estrutura da Ponte da Lagoncinha baseou-se na sua inspecção visual e teve os seguintes objectivos principais: efectuar o levantamento das características gerais da estrutura; detectar a presença de fendas, de assentamentos e de deformações excessivas; e avaliar o estado de degradação dos materiais.

Para complementar a informação obtida visualmente, procedeu-se à recolha de dados históricos sobre a construção e à pesquisa de acções de reconstrução, reabilitação ou restauro do monumento, assim como de outros eventos responsáveis por alterações do comportamento da estrutura. Os resultados dessa investigação preliminar permitiram delinear a estratégia a adoptar no estudo mais detalhado que se seguiu, e que consistiu na modelação numérica da ponte da Lagoncinha com recurso ao método dos elementos finitos.

2. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE

A modelação estrutural envolveu a discretização dos blocos de pedra dos arcos em elementos finitos volumétricos, devidamente individualizados entre si de modo a ser possível considerar o comportamento das juntas existentes na zona dos arcos e entre os contrafortes e a restante estrutura; foram também adoptados em elementos finitos volumétricos contínuos nas zonas dos enchimentos, da lajeta de distribuição e do pavimento. A modelação foi precedida do levantamento geométrico da ponte que se baseou na utilização de técnicas fotogramétricas e, complementarmente, em medições convencionais de topografia [2].

A análise preliminar das peças desenhadas facultadas pela DGEMN, em conjunto com as inspecções visuais *in situ*, levaram a assumir como válida a condição de simetria geométrica da ponte em relação ao plano vertical que passa pelo contraforte central. No entanto, para atender às condições locais observadas, considerou-se assimetria material porque os danos visíveis na zona norte da ponte são mais graves do que na zona sul. Na realidade, a hipótese de simetria geométrica não é totalmente exacta, pelo que, a fim de avaliar a influência da real assimetria geométrica da ponte, se efectuou uma análise prévia comparativa entre o comportamento do modelo com simetria geométrica e o modelo geometricamente assimétrico; em ambos foi considerada assimetria material e, por análise de frequências próprias e modos de vibração, verificou-se serem desprezáveis as diferenças relativas aos resultados dos dois modelos numéricos [2].

Os parâmetros mecânicos a utilizar no estudo numérico foram definidos com base nos resultados dos ensaios experimentais e nos dados da pesquisa histórica e da inspecção visual aos elementos estruturais da ponte. A realização de ensaios laboratoriais de caracterização dos materiais da ponte da Lagoncinha permitiu estudar a resistência à compressão dos blocos de pedra dos arcos, a tensão de rotura à tracção e o módulo de elasticidade e o coeficiente de

Poisson, recorrendo a ensaios clássicos de resistência e deformabilidade sobre amostras constituídas unicamente por pedra. Complementarmente foi ainda realizado um ensaio edométrico para caracterizar os parâmetros de deformabilidade dos materiais de enchimento da ponte [2]. A validação do modelo numérico foi conseguida comparando os valores ou parâmetros obtidos na análise numérica com os medidos *in situ*.

3. CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DA PONTE

No sentido de calibrar os parâmetros de modelação, foi realizada uma campanha de ensaios dinâmicos com o objectivo de identificar as propriedades dinâmicas da estrutura (frequências próprias e modos de vibração) e compará-las com as obtidas por meio do modelo numérico. Foram assim calculadas numericamente as frequências e modos de vibração da estrutura e confrontados com as medições experimentais, ao longo dum vasto processo de tentativas de ajuste de valores dos parâmetros materiais.

Foram realizados diversos ensaios de identificação dinâmica, uns realizados em colaboração com o Núcleo de Análise de Vibrações do Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto [3] e outros em colaboração com o Professor Carlos Sousa Oliveira do Instituto Superior Técnico. A metodologia adoptada consistiu em efectuar sucessivas medições da resposta dinâmica da estrutura, sob a acção do ruído ambiente e da passagem de tráfego rodoviário sobre a ponte, utilizando uma rede de acelerómetros colocada em vários pontos do tabuleiro. O recurso a um programa de análise e processamento de sinal adequado, denominado ARTeMIS [4], permitiu identificar o comportamento dinâmico da estrutura e, assim, aferir as propriedades dos materiais a incluir no modelo numérico.

No caso do programa ARTeMIS, as frequências próprias e modos de vibração podem ser determinadas com base na técnica de Decomposição no Domínio da Frequência (FDD) [5]. Este método baseia-se na decomposição da matriz de densidades espectrais, obtendo-se para cada frequência um conjunto de valores próprios em número igual ao dos registos de aceleração efectuados. Aos picos dos espectros de valores próprios da matriz de densidades espectrais correspondem as frequências naturais do sistema. Simultaneamente, foram identificados valores de coerência e os espectros de fase entre os vários pontos de medida e analisados os correspondentes valores para cada frequência anteriormente identificada. No Quadro I apresentam-se os valores das frequências mais excitadas durante o registo.

Quadro I: Frequências próprias calculadas e identificadas da ponte da Lagoncinha

Frequências calculadas (Hz)	Frequências identificadas (Hz)	Tipo de modo de vibração
3.814	3.918	1º modo transversal
4.782	4.687	2º modo transversal
5.481	5.334	3º modo transversal

O vector próprio associado a cada valor próprio da matriz das densidades espectrais, constitui um modo de vibração cujos termos correspondem a amplitudes relativas a um ponto de referência. A partir desta informação torna-se possível o traçado e a visualização da amplitude

e fase dos modos de vibração identificados com recurso ao programa ARTeMIS.

Na Figura 2 representa-se em planta a configuração do primeiro modo obtido de acordo com o método referido. A análise da grandeza da amplitude dos modos de vibração revelou uma boa concordância com os resultados previstos no modelo numérico e nos ensaios preliminares.

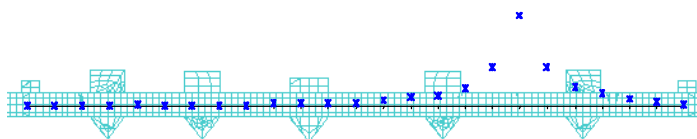


Figura 2: Configuração do 1º modo de vibração (3.92 Hz) identificado experimentalmente.

Com base no modelo numérico foram calculados os três primeiros modos de vibração e os valores das correspondentes frequências naturais, usando propriedades mecânicas dos materiais definidas de acordo com os procedimentos referidos e cujos valores foram publicados anteriormente [2].

Os resultados da análise numérica modal são também apresentados no Quadro I, em termos de frequências e tipo de modo de vibração correspondente, ilustrando-se na Figura 3 a configuração do primeiro modo determinado por via numérica. Conforme se pode verificar através da comparação da representação em planta do modo de vibração calculado (Figura 3) e do correspondente modo de vibração determinado experimentalmente (Figura 2), existe uma concordância razoavelmente boa entre a forma do modo de vibração assim como do respectivo valor da frequência própria.

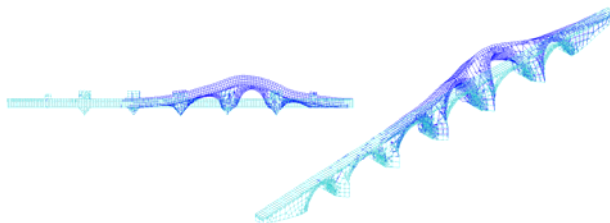


Figura 3: 1º modo de vibração ($f=3.81$ Hz) calculado numericamente. Planta e perspectiva

4. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DA PONTE

Devido à dimensão da estrutura foi adoptada uma metodologia de análise simplificada englobando dois níveis de cálculo: numa primeira fase foi estudado o comportamento global mediante análise elástica linear e, numa segunda fase, foi activado o comportamento não-linear das juntas numa zona mais restrita da estrutura (os arcos) onde foram analisados os efeitos locais resultantes da aplicação de intensidades crescentes da solicitação sísmica. Esta metodologia bi-etápica da análise foi também seguida na análise do comportamento da ponte sob a acção do tráfego rodoviário e de assentamentos, pelo que uma descrição mais detalhada pode ser encontrada noutra publicação [2].

4.1. Caracterização da acção sísmica

A análise sísmica da ponte foi realizada por integração das equações de equilíbrio dinâmico no domínio do tempo, recorrendo ao programa de análise estrutural CASTEM 2000 [6], sendo a acção quantificada por cinco séries cronológicas de acelerações do solo.

A acção sísmica considerada neste estudo foi já anteriormente utilizada na análise do comportamento da igreja do Mosteiro da Serra do Pilar sob a acção dos sismos [7] e [8], igreja essa que constitui também um monumento de grande importância na região Norte do País e, tal como a ponte da Lagoncinha, é uma construção antiga de grande dimensão com estrutura de alvenaria. Assim, a acção sísmica foi caracterizada por acelerogramas, artificialmente gerados a partir de espectros de resposta regulamentares, definidos já de acordo com o Eurocódigo 8 (EC8) [9] e respectivas correcções apresentadas no Documento Nacional de Aplicação [10].

Adoptou-se apenas a acção sísmica tipo 1 (sismo de magnitude moderada a pequena distância focal e duração de 10 segundos, vulgarmente designado de sismo próximo) em virtude de ser esta a mais desfavorável para estruturas com frequências idênticas às da ponte em estudo. Foi considerada a sismicidade adequada ao local, i.e. à região Norte do País nas imediações da cidade do Porto, com uma classe de solo do tipo A (solos rijos) e aceleração máxima do solo de 0.1g, definida com base nas curvas de risco obtidas por Campos-Costa [11] para a cidade do Porto, para um sismo próximo e um período de retorno de 10000 anos.

Este valor tão elevado do período de retorno justifica-se por corresponder ao valor necessário para garantir uma probabilidade de 5% de excedência daquela aceleração para um período de vida da estrutura de 500 anos, o que parece razoável face à história e à importância patrimonial e cultural da ponte. Note-se ainda que, de acordo com as referidas curvas de risco [11], aquela aceleração máxima corresponde já a um valor de cálculo da acção sísmica [10], cujos efeitos não terão portanto de ser afectados de qualquer coeficiente de segurança no contexto de combinações com outras acções. A título meramente comparativo, refere-se que, com esta quantificação da acção sísmica, o valor de cálculo da aceleração máxima do solo para edifícios correntes corresponde a considerar um período de retorno de 3000 anos [10].

4.2. Análise da resposta linear global da estrutura

4.2.1. Resultados da resposta linear à acção do peso próprio

A fim de avaliar o comportamento da ponte devido ao peso próprio foram determinados os valores máximos dos deslocamentos longitudinal, transversal e vertical apresentados no Quadro II, sendo o vertical correspondente a cerca de $1/3800$ do vão. Incluem-se ainda os resultados do cálculo estático em termos de tensões principais de tracção (positivas) nos blocos e das tensões (normais t_n e tangenciais t_s) instaladas nas juntas entre blocos. No que se refere aos valores máximos dos deslocamentos e das tensões principais na zona dos arcos verificou-se, tal como se esperava, que ocorrem essencialmente no arco 5, pelo que se sintetizam também no Quadro II esses valores máximos.

No que se refere a estes resultados, constata-se que os valores máximos das tracções nos blocos

dos arcos são compatíveis com as resistências à tracção da pedra determinadas nos ensaios laboratoriais de carotes extraídas da ponte; por outro lado, as máximas compressões nas juntas entre blocos apresentam valores correntes neste tipo de estruturas de alvenaria de pedra, i.e. muito abaixo da respectiva resistência à compressão.

Quadro II: Resultados da análise linear considerando apenas a acção do peso próprio.

Resultados: Zona da malha:	Tensões principais máximas nos blocos σ_I^+ (MPa)	Deslocamentos			Tensões máximas nas juntas		
		Vertical dz (mm)	transversal dy (mm)	longitudinal dx (mm)	t_n^+ (MPa)	t_n^- (MPa)	t_s (MPa)
Arco 5	0.28	4.24	0.39	0.29	0.09	-0.98	0.03
Ponte total	0.61	4.24	0.71	0.53	0.09	-0.98	0.03

4.2.2. Resultados da resposta linear à acção sísmica

Os valores máximos que traduzem a resposta dinâmica linear da ponte à acção sísmica com o peso próprio incluído, encontram-se resumidos no Quadro III (na linha 2). Neste quadro apresentam-se também os resultados obtidos considerando apenas o peso próprio (na linha 1) e os resultados da análise da estrutura sob a acção do tráfego rodoviário [12] juntamente com o peso próprio (na linha 4) [2].

Na perspectiva duma verificação de segurança regulamentar, foram consideradas as combinações de estado limite último de acordo os eurocódigos. A fim de averiguar eventuais agravamentos devidos à acção sísmica, foram tidas em conta a combinação com acção de base tráfego rodoviário e a combinação com acção de base sismo, e considerando os coeficientes de segurança previstos nos eurocódigos. Deste modo, as combinações incluídas no Quadro III são as seguintes: *i*) G_k (linha 1); *ii*) $G_k + E_d$ (linha 2); *iii*) $1.35 G_k + 1.5 Q_k$ (linha 4), onde G_k e Q_k representam, respectivamente, os valores característicos dos efeitos da acção permanente e da acção da sobrecarga em pontes rodoviárias, enquanto que E_d corresponde ao valor de cálculo dos efeitos da acção do sismo. De acordo com o já referido anteriormente, este valor corresponde directamente ao resultado da aplicação dos acelerogramas considerados na análise.

No Quadro III são ainda incluídas (na linha 3) as percentagens de aumento dos valores obtidos na análise sísmica relativamente aos do peso próprio e ainda (na linha 5) os acréscimos percentuais entre os valores do cálculo sísmico e os do cálculo dos efeitos da acção do tráfego.

Em face dos resultados obtidos da análise sísmica linear, para as máximas tensões principais positivas (tracções) e para os deslocamentos no arco 5, relativamente aos resultados obtidos considerando apenas a acção do peso próprio, verifica-se que a influência da acção dos sismos assume algum significado relativo, obtendo-se agravamentos de 50% nas máximas tracções nos blocos e de 36% nos deslocamentos verticais (dz). No que se refere aos deslocamentos transversais (dy), como era de esperar, verifica-se que a influência da acção sísmica é muito significativa conforme se evidencia no Quadro III através do acréscimo percentual de +1956%.

Importa referir que, apesar destes acréscimos relativos, os valores absolutos são bastante modestos. De facto salienta-se que o deslocamento vertical máximo à acção sísmica (com o peso próprio) se regista no arco 5 e vale apenas 5.78 mm, o que corresponde a cerca de $1/2800$ do vão daquele arco. Também os valores máximos absolutos dos deslocamentos transversal e longitudinal são, respectivamente, apenas de 8.02 mm e 1.82 mm, e configuram valores manifestamente aceitáveis para um arco de 16 m de vão.

Relativamente ao comportamento das juntas do arco 5 apresentam-se, também no Quadro III, os valores máximos das tensões normais e tangenciais e das deformações normais (positivas de abertura e negativas de fecho). Comparando o valores destas tensões devidas à acção sísmica com as que foram calculadas apenas para a acção do peso próprio, verificam-se os substanciais acréscimos que constam no Quadro III. O grande agravamento na tensão normal, apenas evidencia a necessidade de ser adoptada uma modelação não linear para as juntas, uma vez que, sendo juntas secas, nunca poderão acomodar qualquer das tracções obtidas. Nas tensões tangenciais nas juntas observa-se um grande agravamento relativo que surge em consonância com os maiores deslocamentos transversais, dy , obtidos para aquele arco em resultado da combinação com acção de base sismo.

Quadro III: Resultados das análises lineares. Variações devidas à acção do sismo.

Resultados: Acções:	Tensões nos blocos	Deslocamentos			Tensões nas juntas			Deformação nas juntas	
	σ_l^+ (MPa)	dz (mm)	dy (mm)	dx (mm)	t_n^+ (MPa)	t_n^- (MPa)	t_s (MPa)	δ^+ (mm)	δ^- (mm)
L1) P. P.	0.28	4.24	0.39	0.29	0.09	-0.98	0.03	0.01	-0.16
L2) P. P. + Sismo	0.42	5.78	8.02	1.82	0.30	-1.28	0.06	0.05	-0.21
L3) Acréscimo (L2-L1)	+50%	+36%	+1956%	+528%	+245%	+31%	+152%	+242%	+31%
L4) P. P. + Tráfego	0.49	7.90	0.23	0.40	0.34	1.59	0.04	0.05	-0.25
L3) Acréscimo (L2-L4)	-14%	-27%	+3387%	+355%	-12%	-19%	+50%	+0%	+16%

No contexto da verificação de segurança regulamentar da ponte, a comparação dos resultados obtidos para a combinação da acção de base sismo ($G_k + E_d$) com os resultados da combinação da acção de base tráfego rodoviário ($1.35 G_k + 1.5 Q_k$), que constam no Quadro III, evidencia que os efeitos das duas combinações não são muito diferentes, com excepção para os deslocamentos transversais e longitudinais que, conforme seria de esperar, são bastante superiores para a combinação sísmica. Exceptuando esses efeitos, devidos à presença de componentes da acção que não existem na acção do tráfego, genericamente a acção do sismo tende a ser ligeiramente menos gravosa do que a do tráfego.

Na Figura 4 ilustram-se as deformadas correspondentes aos valores máximos dos deslocamentos no arco 5 devidos à combinação de acção base sismo e obtidas do cálculo linear. Na Figura 5 podem ser visualizadas as máximas tensões nos blocos e as máximas aberturas das juntas para as mesmas condições.

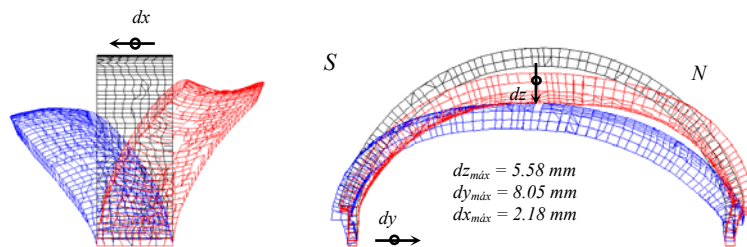


Figura 4: Deformada máxima envolvente no arco 5 devida à combinação de acção base sísmo.

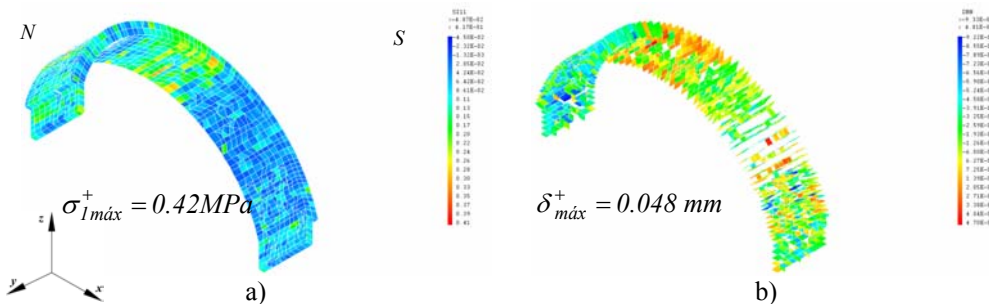


Figura 5: Resultados do cálculo linear no arco 5 devidos à combinação de acção base sísmo:
a) Tensões principais de tracção nos blocos e b) abertura nas juntas entre os blocos.

4.3. Análise da resposta não-linear da estrutura

4.3.1. Resultados da resposta não-linear à acção do peso próprio

Na Figura 6 ilustram-se duas vistas da deformada do arco 5 (o mais crítico) devida à acção do peso próprio e resultante do cálculo não-linear. Na Figura 7 podem ser visualizadas as máximas tracções nos blocos e as máximas aberturas das juntas para as mesmas condições.

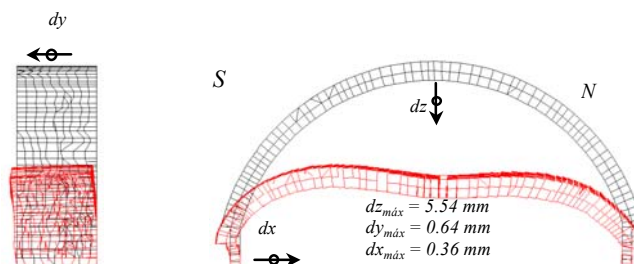


Figura 6: Deformada no arco 5 devida ao peso próprio. (Cálculo não-linear).

A análise da Figura 7 permite avaliar as zonas onde potencialmente podem existir fendas. Na zona do fecho do arco aparece o comportamento em flexão caracterizado por compressões nas fibras superiores e tracções nas fibras inferiores, pelo que as juntas transversais entre blocos naquela zona apresentam deformações normais que correspondem a abertura máxima junto ao

intradorso. Verifica-se também que as máximas tensões principais de tracção ocorrem por efeito de Poisson, junto à base do arco e na direcção transversal.

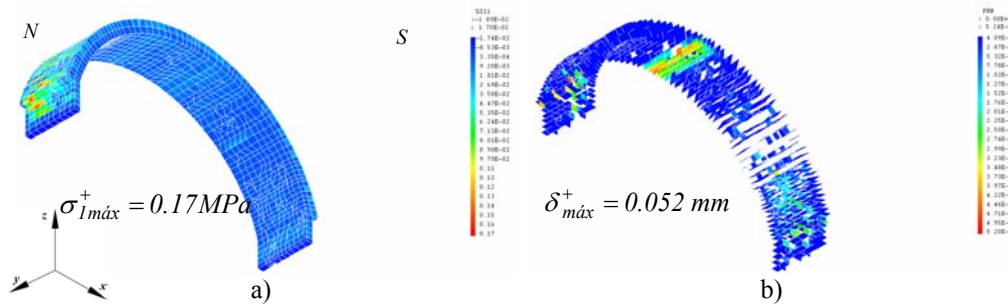


Figura 7: Resultados do cálculo não-linear no arco 5 devido ao peso próprio: a) Tensões principais de tracção nos blocos e b) abertura nas juntas entre os blocos.

4.3.2. Resultados da resposta não-linear à acção sísmica

Tal como referido anteriormente, no âmbito da análise da resposta não-linear à acção sísmica foi apenas estudado o arco 5. Na fase não-linear do cálculo, e à semelhança do que foi realizado em estudos anteriores [8], foi considerado um conjunto de intensidades crescentes da acção sísmica através de coeficientes de majoração de 1.0, 2.5, 5.0 e 10.0, que afectam a parcela do vector solicitação da acção do sismo proveniente do cálculo total, e actuando em conjunto com a parcela do peso próprio.

Assim, na Figura 8 ilustram-se as deformadas correspondentes aos valores máximos dos deslocamentos no arco 5 devidos à acção sísmica, para a intensidade unitária e com o peso próprio incluído. Na Figura 9 podem ser visualizadas as máximas tracções nos blocos e as máximas aberturas das juntas para as mesmas condições.

No Quadro IV encontram-se resumidos, para o arco 5, os resultados do cálculo linear sob acção do peso próprio e também sob acção conjunta do peso próprio e do sismo (para intensidade 1.0), assim como da análise não-linear para as intensidades consideradas neste estudo. São incluídos os valores máximos das tensões de tracção nos blocos dos arcos, das tensões normais e tangenciais nas juntas entre blocos do arco, dos deslocamentos e das deformações nas juntas, bem assim como da flecha vertical máxima do arco relativa ao seu vão.

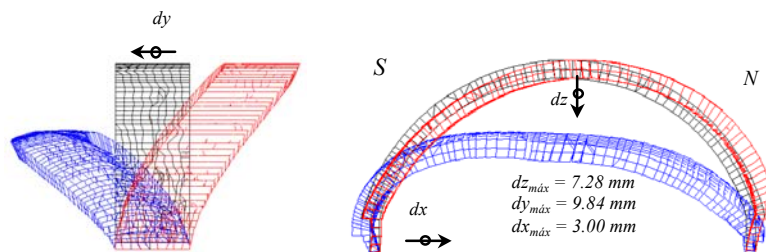


Figura 8: Deformada no arco 5 devida ao peso próprio e à acção sísmica. (Envolveite do cálculo não-linear, intensidade 1.0).

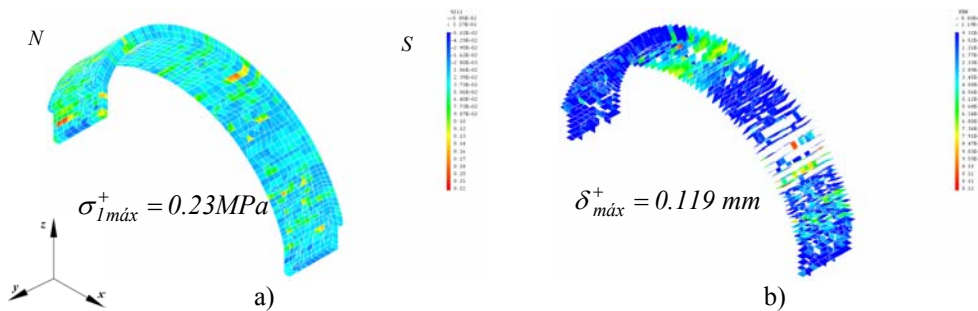


Figura 9: Resultados do cálculo não-linear no arco 5 para o peso próprio e a acção sísmica (intensidade 1.0): a) Tensões principais de tracção nos blocos e b) aberturas das juntas.

No que se refere às diferenças entre os resultados obtidos na análise linear e na análise não-linear (para a intensidade 1.0) no arco 5, ilustrados a sombreado no Quadro IV, verifica-se, como seria de esperar, um agravamento nos valores dos deslocamentos globais e das deformações nas juntas. Ainda assim, os deslocamentos apresentam valores pouco expressivos e a abertura das juntas não ultrapassa 0.119 mm. Relativamente às tensões nos blocos e nas juntas, regista-se genericamente uma redução de valores quando se considera comportamento não-linear e que se atribui a mecanismos de transferência de tensões entre o arco e os enchimentos [2]. A componente normal de tracção nas juntas reduz-se a zero por força do modelo utilizado [13] em que se considera nula a resistência à tracção nas juntas.

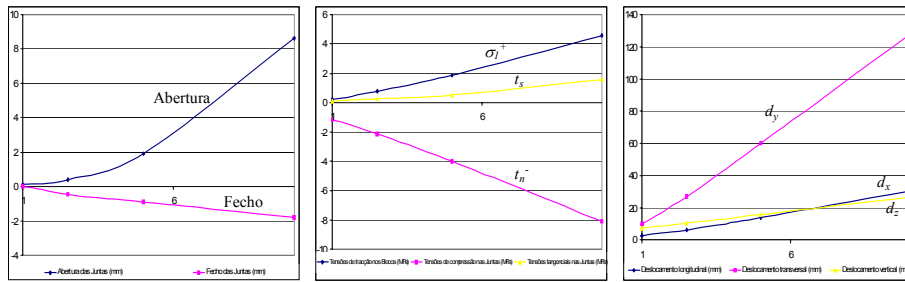
4.3.3. Resultados para valores crescentes da intensidade

A partir dos valores máximos incluídos no Quadro IV é possível avaliar a evolução da resposta das grandezas em análise em função da intensidade crescente da acção sísmica e cuja visualização está ilustrada na Figura 10 através dos gráficos correspondentes. Apresentam-se as evoluções relativas às deformações normais de abertura e fecho das juntas (Figura 10-a), às tensões de tracção nos blocos e às tensões de compressão e tangenciais nas juntas (Figura 10-b) e, finalmente, aos deslocamentos longitudinal, transversal e vertical do arco (Figura 10-c).

Na evolução dos resultados da análise não-linear com o aumento da intensidade da acção sísmica (gráficos da Figura 10) destaca-se a forte não-linearidade nos valores de abertura das juntas, e alguma não-linearidade nas tracções nos blocos. No que se refere aos valores do fecho e das compressões nas juntas, verifica-se que as evoluções são praticamente, lineares. Este aspecto, é consentâneo com o modelo utilizado [13] em que se considera linearidade entre as tensões de compressão com as correspondentes deformações de fecho nas juntas, e não-linearidade entre as tensões tangenciais e os escorregamentos (assim como resistência nula à tracção nas juntas). Todavia, detecta-se alguma não-linearidade (ainda que reduzida) na evolução dos valores do fecho e das tensões de compressão nas juntas, e que advém essencialmente da alteração da posição do eixo neutro da junta devido à sua abertura. As não-linearidades locais manifestam-se também ao nível global dos deslocamentos do arco (Figura 10-c), pese embora de forma muito ténue.

Quadro IV: Comparação de resultados para intensidades crescentes no arco 5

Acções:		Peso Próprio. Sismo.					
Tipo de análise:		Cálculo Linear	Cálculo Não Linear				
Intensidade dos Sismos:		1.0	0.0	1.0	2.5	5.0	10.0
Tensão nos Blocos (MPa)	σ_l^+	0.417	0.170	0.227	0.754	1.8471	4.570
Tensão nas Juntas (MPa)	t_n^-	-1.282	-1.053	-1.187	-2.136	-4.006	-8.085
	t_s	0.300	0.033	0.069	0.265	0.506	1.585
Deslocamento (mm)	d_x	1.817	0.636	2.551	6.226	13.709	30.331
	d_y	8.024	0.357	9.848	26.955	59.844	127.82
	d_z	5.782	5.537	7.439	10.448	15.699	-32.219
Flecha	d/L	1/2800	1/2900	1/2200	1/1500	1/1000	1/500
Deformações das Juntas do Arco (mm)	δ^+	0.048	0.052	0.119	0.404	1.925	8.628
	δ^-	-0.205	-0.192	-0.266	-0.479	-0.899	-1.813



a) Deformações das juntas.

b) Tensões nos blocos e juntas.

c) Deslocamentos máximos.

Figura 10: Evolução dos resultados com as intensidades crescentes da acção do sismo.

O aspecto mais significativo desta análise refere-se à grande robustez da estrutura e de pouca sensibilidade à acção sísmica considerada. De facto, é notório que para se obter uma flecha vertical com algum significado (da ordem de 1/500 do vão), seria necessário incrementar dez vezes a acção sísmica, sendo certo porém que, para esse nível de acção os deslocamentos horizontais na direcção transversal apresentam valores bastante elevados.

5. CONCLUSÕES

Tendo sido um dos objectivos deste estudo a avaliação da vulnerabilidade da ponte à acção dos sismos, conclui-se que a resposta estrutural indicia bom comportamento global e adequada margem de segurança face às acções sísmicas. De facto, os valores encontrados atestam a rigidez e capacidade resistente da estrutura, já que se obtêm flechas verticais máximas da ordem de 15.7 mm (mesmo para um coeficiente de majoração das acções do sismo igual a 5.0), e que corresponde a cerca 1/1000 do seu vão, para as quais as tensões obtidas nas juntas e nos blocos são ainda compatíveis com as resistências dos materiais.

Todavia ao nível local, é necessário atender a que o modelo utilizado pode não ser capaz de traduzir completamente o comportamento real. De facto, existem alguns fenómenos que não

estão incluídos no modelo utilizado e que podem condicionar os resultados obtidos, entre os quais se destacam como os mais importantes os aspectos relacionadas a degradação das ligações entre blocos devido à actuação de cargas cíclicas; o comportamento pós-pico em tracção e corte (curvas de amolecimento) das juntas; a não linearidade do comportamento do material de enchimento; a não linearidade do comportamento dos blocos em tracção e a interacção entre o solo e a estrutura. Neste contexto, poderá ser necessário modificar e adaptar o modelo de comportamento utilizado para poder garantir se as acções sísmicas poderão ou não afectar o comportamento local dos arcos.

Por outro lado, da evolução dos resultados da análise não-linear com o aumento da intensidade da acção observam-se relações praticamente lineares confirmando-se que as incursões no domínio não-linear não são acentuadas. De resto, este aspecto tornou-se bem patente pela ocorrência de reduzidos valores das deformações inelásticas das juntas (abertura e fecho) que constituem parâmetros de resposta característicos do comportamento não linear da estrutura.

6. REFERÊNCIAS

- [1] DGEMN – *Boletim da Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais – Ponte da Lagoncinha. Boletim n.º 87* – MOP, 1957
- [2] Costa, Cristina – *Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob a Acção do Tráfego Rodoviário* – Tese de Mestrado em Engenharia Civil – FEUP, 2002
- [3] Cunha, A.; Caetano, E. & Delgado, R. - *Dynamic Tests on a Large Cable-Stayed Bridge. An Efficient Approach*, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.6, No.1, pp.54-62, 2001
- [4] Structural Vibration Solutions Aps–*Artemis Extractor Light 3.1*–Aalborg East, Denmark, 2002
- [5] Brincker, R. – *Introductory Seminar: ARTEMIS EXTRACTOR SOFTWARE* – Lisboa, 2001
- [6] CEA 1990 – *CASTEM 2000, Guide d’utilization* – CEA, France, 1990
- [7] Almeida, C. et al – *Caracterização Dinâmica e Análise Sísmica da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar. 5º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Açores, 2001.*
- [8] Almeida, Celeste – *Análise do Comportamento da Igreja do Mosteiro da Serra do Pilar à Acção dos Sismos* – Tese de Mestrado em Engenharia Civil – FEUP, 2000
- [9] Eurocode N° 8 – *Design of Provisions for Earthquake Resistant Structures*, Part 1-1, 1-2, 1-3, pr ENV 1998-1-1, 1-2, 1-3 – CEN/TC250/SC8, 1994
- [10] *Documento Nacional de Aplicação-DNA* – Versão provisória para aprovação pela CT115, LNEC, 1998
- [11] Campos Costa, A. P. N. – *A Acção dos Sismos e o Comportamento das Estruturas* – Tese de Doutoramento em Engenharia Civil – FEUP, 1993
- [12] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios Pontes* – Decreto-Lei n°235-C/83 – Imprensa Nacional. Casa da moeda, E.P., 1994
- [13] Pegon, P., Pinto, A. V., “*Seismic Study of Monumental Structures. Structural Analysis, Modelling and Definition of Experimental Model*”, Report EUR 16387 EN, ISIS, SMU, JRC, Ispra (VA), Italy, 1996