

AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE UM ARCO EM ALVENARIA DE PEDRA UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS

P. Silva
FCT-UNL

C. Cismaşiu
CERIS, FCT-UNL

J. V. LEMOS
LNEC

SUMÁRIO

As construções em alvenaria representam hoje em dia uma parte significativa do património edificado. Uma vez que muitas destas construções estão localizadas em zonas sísmicas, a avaliação da sua vulnerabilidade a estes eventos representa uma medida ativa na sua prevenção.

O comportamento não linear das alvenarias e a existência de descontinuidades entre os seus elementos constitutivos, torna a simulação numérica destas estruturas uma tarefa muito complexa e difícil de concretizar com métodos de análise tradicionais, como, por exemplo, o método dos elementos finitos. Por outro lado, o método dos elementos discretos é particularmente apropriado para a representação de estruturas de carácter predominante discreto, caracterizando-se principalmente por permitir a ocorrência de deslocamentos e rotações finitas de corpos discretos, bem como o reconhecimento de novos contactos entre corpos e a eliminação de contactos obsoletos permitindo a simulação do completo destacamento de corpos discretos inicialmente em contacto.

O presente artigo avalia numericamente a vulnerabilidade sísmica de um arco em alvenaria, através de análises temporais não lineares, utilizando o método dos elementos discretos. Uma abordagem probabilística permite considerar a variabilidade da ação sísmica e a incerteza na definição das propriedades dos materiais. Com base numa análise dinâmica incremental são propostos cinco estados de dano para a estrutura e elaboradas as respetivas curvas de fragilidade.

De modo a melhorar o desempenho sísmico do arco, são propostas e analisadas comparativamente, duas soluções de reforço usando cabos de aço.

ABSTRACT

Nowadays, masonry constructions represent a significant part of the built heritage. Since many of these buildings are located in seismic zones, assessing their vulnerability to these events represents an active measure in their prevention.

The nonlinear behaviour of masonry and the existence of discontinuities between its constituent elements, makes the numerical simulation of these structures a very complex task and difficult to performed using traditional methods of analysis, such as the finite element method. On the other hand, the discrete element method is particularly suitable for the representation of structures of predominant discrete character, characterized mainly by allowing the occurrence of discrete displacements and rotations of individual bodies, as well as the recognition of new contacts between bodies and elimination of obsolete contacts allowing the simulation of the complete detachment of discrete bodies initially in contact.

The present article evaluates, numerically, the seismic vulnerability of a masonry arch through nonlinear dynamic analysis using the discrete element method. A probabilistic approach allows to consider the variability of the seismic action and the uncertainty in the definition of the properties of the materials. Based on an incremental dynamic analysis, five damage states are proposed for the structure and the respective fragility curves are elaborated.

In order to improve the seismic performance of the arch, two reinforcing solutions using steel cables are proposed and analyzed comparatively.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria reforçada; método dos elementos discretos; vulnerabilidade sísmica.

1. INTRODUÇÃO

A maioria das construções em alvenaria assumem grande importância histórica, cultural e arquitetónica. Os arcos são componentes estruturais típicos destas construções e demonstram ser elementos críticos na vulnerabilidade sísmica. O seu estudo e preservação constituem temas importantes e atuais de investigação científica, uma vez que muitas destas estruturas estão localizadas em regiões de elevado risco sísmico. A avaliação da vulnerabilidade sísmica deste tipo de elementos estruturais permite tomar medidas preventivas de reforço estrutural no sentido de melhorar o seu desempenho à ação sísmica, de modo a preservar o património construído. A qualidade desta avaliação depende de simulações numéricas fidedignas, capazes de representar o comportamento destas estruturas quando sujeitas à ação sísmica. Contudo, a modelação de estruturas em alvenaria representa um problema complexo devido em parte ao seu comportamento não linear e da existência de descontinuidades nos seus elementos, bem como à variabilidade e incerteza das propriedades dos materiais que as compõem.

O presente estudo exemplifica a análise da vulnerabilidade sísmica no caso de um arco em alvenaria de pedra. A estrutura está modelada num programa de elementos discretos, 3DEC [1], conhecido por ser particularmente apropriado para a representação de estruturas de carácter predominante discreto. Este modelo computacional permite simular a ocorrência dos deslocamentos e rotações finitas dos blocos de pedra que constituem o arco, deteta automaticamente eventuais novos contactos entre blocos e elimina os contactos obsoletos, permitindo a simulação do comportamento dinâmico do arco sob ação sísmica até ao seu eventual colapso. A utilização de uma abordagem probabilística permite considerar na análise a variabilidade da ação sísmica e a incerteza na definição das propriedades dos materiais. Através de uma série de análises dinâmicas incrementais foram definidos cinco estados de dano (nenhum, ligeiro, moderado, extenso e colapso) e elaboradas as respetivas curvas de fragilidade. Duas possíveis soluções de reforço baseadas em cabos de aço foram também analisadas de modo a estimar o melhoramento do desempenho sísmico do arco reforçado.

2. CASO DE ESTUDO

O caso de estudo analisado no presente artigo é baseado num arco em blocos de pedra calcária argamassada, elemento estrutural presente em muitas construções antigas de alvenaria, e já utilizado como exemplo ilustrativo em [2]. Esta estrutura, apesar de simples, permite exemplificar todos os procedimentos propostos neste trabalho para a avaliação sísmica de estruturas em alvenaria. O arco considerado é de volta perfeita e simplesmente apoiado na base, ver Fig. 1(a), apresentando um vão de 2 m e secção transversal retangular constante, de 0,5 m de espessura de 1 m de largura. A estrutura, composta por 21 blocos, tem uma altura aproximada de 4,5 m. Para além do arco original, foram consideradas também duas soluções alternativas de reforço utilizando cabos de aço.

Na primeira é introduzido um tirante de aço ao nível do arranque dos arcos, atravessando o vão entre apoios, ver Fig. 1(b). Esta solução, a mais frequentemente adotada, contribui para o equilíbrio estrutural do arco, impedindo a abertura do arco e inibindo a formação dos mecanismos típicos de colapso [3]. O objetivo desta solução de reforço é aumentar a capacidade de deslocamento e dissipação do sistema arco-pilar-tirante sob ações dinâmicas.

A segunda solução de reforço analisada, ver Fig. 1(c), baseia-se na aplicação de cabos de aço pós-tensionados no extradorso do arco [4]. Intervenções em estruturas reais mostraram que esta técnica de reforço consegue melhorar significativamente o seu comportamento sísmico.

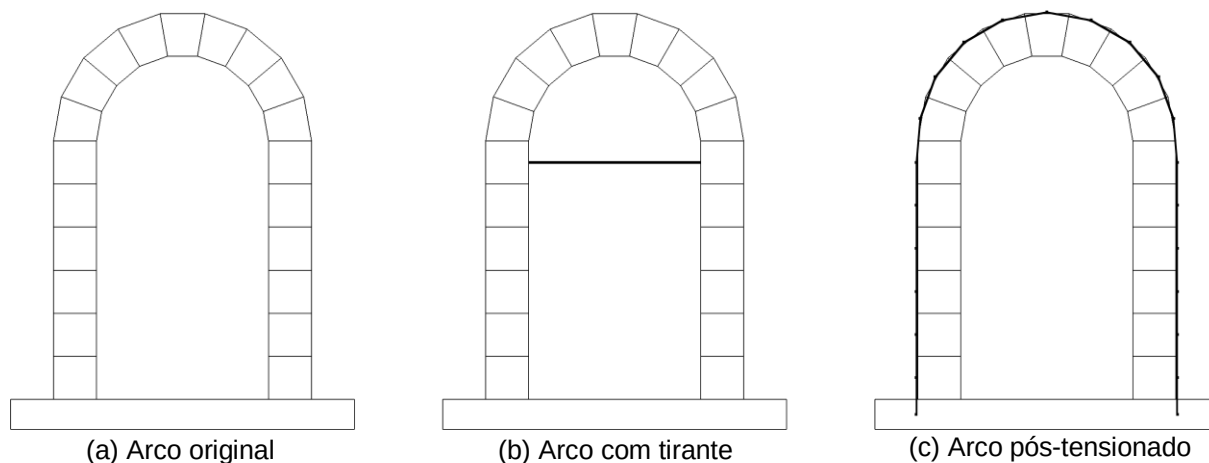


Fig. 1 – Caso de estudo.

3. MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico tridimensional do arco, ver Fig. 2, foi elaborado no programa comercial 3DEC [1]. Com o intuito de estudar o seu comportamento dentro e fora do plano, nenhuma restrição de movimento foi imposta ao arco, a não ser os primeiros blocos na base das colunas que foram consideradas simplesmente apoiadas no bloco de suporte. A ação sísmica foi aplicada a este bloco, em simultâneo, segundo três direções ortogonais, duas no plano horizontal e uma no plano vertical.

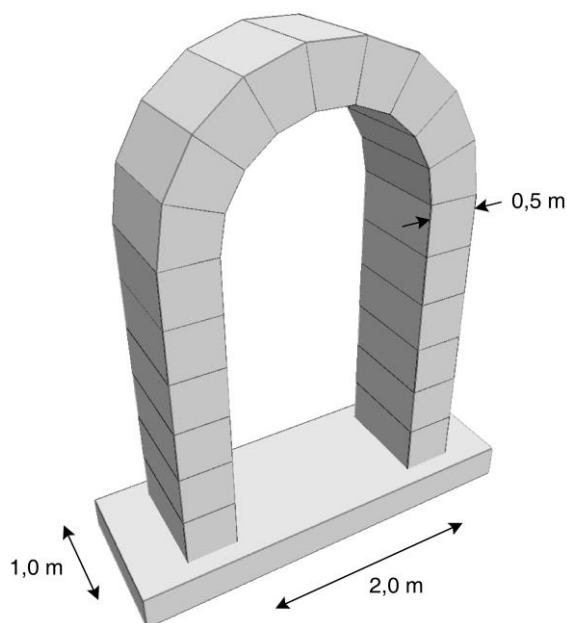


Fig. 2 – Geometria do modelo numérico.

Os blocos de pedra foram considerados como corpos rígidos. Estudos anteriores [5, 6] confirmam que um modelo de blocos rígidos é capaz de representar adequadamente o comportamento dinâmico de construções em alvenaria de pedra, uma vez que a maior parte da deformação ocorre ao nível das juntas, pelo movimento relativo entre os blocos discretos

que compõem a estrutura. Os blocos foram discretizados para permitir a utilização de 9 pontos de contacto em cada face.

Para o comportamento mecânico das juntas foi adotado o critério de rotura de Rankine para tração e o de Mohr-Coulomb para corte. O 3DEC utiliza uma abordagem de contactos deformáveis para as juntas, em que a rigidez de contacto é definida por duas molas nas direções normal e tangencial, que relacionam as forças de contacto com o deslocamento relativo entre os blocos.

Na direção normal (perpendicular à superfície de contacto), o comportamento da junta é governado pelo parâmetro da rigidez normal (k_n), que pode ser estimado a partir do módulo de elasticidade da pedra calcária (E_{unit}), do módulo de elasticidade da argamassa (E_{mortar}), da altura média dos blocos (h_{unit}) e da espessura média das juntas (h_{mortar}), através da equação (1):

$$k_n = \left(\frac{h_{unit}}{E_{unit}} + \frac{E_{mortar}}{E_{mortar}} \right)^{-1} \quad (1)$$

Os valores numéricos adotados neste estudo para os módulos de elasticidade da pedra calcária e da argamassa são apresentados na Tabela 3. O valor médio da altura dos blocos e da espessura das juntas foi considerado 0,5 e 0,03 m respetivamente. É de notar que o esmagamento das juntas não foi considerado.

Na direção tangencial é adotada a relação constitutiva de Mohr-Coulomb, elasto-perfeitamente plástica. Durante a fase elástica o comportamento da junta é caracterizado pela rigidez tangencial, enquanto que a sua resistência ao corte é dada pelo coeficiente de atrito e coesão da junta. A rigidez tangencial da junta foi considerada $k_s = 0,55 \cdot k_n$.

Resultados disponíveis na literatura indicam que a atenuação das vibrações neste tipo de estruturas é relativamente baixa [7]. Consequentemente, no início deste estudo, as análises dinâmicas foram conduzidas utilizando um amortecimento de tipo Rayleigh, com um valor de 5 % para os dois primeiros modos de vibração da estrutura (ver a curva a tracejado da Fig. 3). Contudo, a utilização deste tipo de amortecimento, num algoritmo explícito, requer passos de tempo extremamente reduzidos para garantir a convergência e a estabilidade da solução, implicando elevados tempos de cálculo computacional [8]. De modo a evitar o aumento do esforço computacional, optou-se por considerar apenas a componente do amortecimento de Rayleigh proporcional à massa (ver a curva azul da Fig. 3 onde são indicadas também as três frequências naturais da estrutura, ω_1 , ω_2 e ω_3). Uma vez que esta componente do amortecimento é inversamente proporcional à frequência, esta opção implica que os modos de vibração mais elevados poderão produzir algum ruído na resposta da estrutura devido ao baixo amortecimento.

Uma rotina desenvolvida em FISH para permitir a consideração de elementos de reforço externos à estrutura [2] permitiu a simulação numérica da solução do reforço com tirante (ver Fig. 4). A mesma rotina foi adaptada no âmbito deste trabalho para permitir a simulação do reforço com cabos de aço pós-tensionados no extradado do arco (ver Fig. 5). A nova rotina permite ligar vários pontos de blocos distintos (adjacentes ou distantes um do outro) através de elementos de reforço estrutural com as características desejadas. Para além das propriedades mecânicas e geométricas destes elementos, é possível definir também, uma tensão inicial que permite simular o efeito do pré-esforço.

Em todos os modelos numéricos analisados no âmbito deste trabalho, os elementos de reforço foram considerados cabos de aço com comportamento elástico-perfeitamente plástico, sem limite de deformação (ou seja, a rotura do cabo não foi considerada nas

análises numéricas). De notar ainda que não é considerada a rutura da aderência entre os elementos de reforço e os blocos onde estão fixados e que o peso próprio destes elementos não é contabilizado nas simulações numéricas.

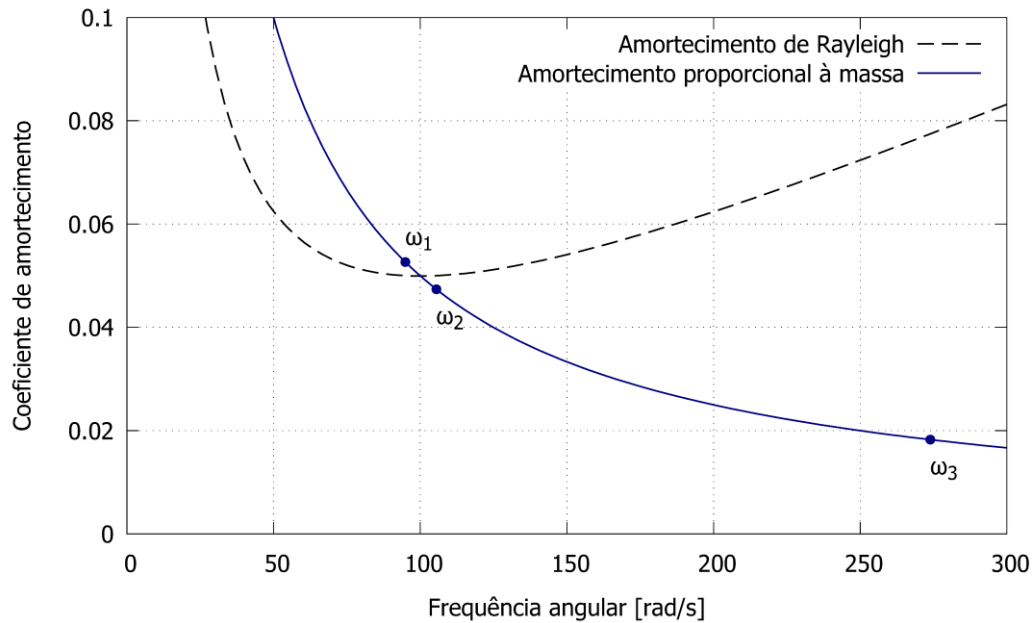


Fig. 3 – Variação do amortecimento com a frequência angular.

As propriedades mecânicas dos cabos de aço para as duas soluções de reforço consideradas são apresentadas na Tabela 1 e correspondem a um varão nervurado A 500 NR SD Ø12 e a um cabo de pré-esforço EN 10138-BS 5896 de 7 fios, tensionado a 80 % da força de cedência respetivamente.

Tabela 1 – Propriedades mecânicas dos cabos de reforço

	Solução de reforço	
	Arco com tirante	Arco pós-tensionado
Área de secção transversal [mm ²]	113	93
Módulo de elasticidade [GPa]	200	200
Tensão de cedência à tração [MPa]	500	1860
Força de pré-esforço [kN]	-	138,4

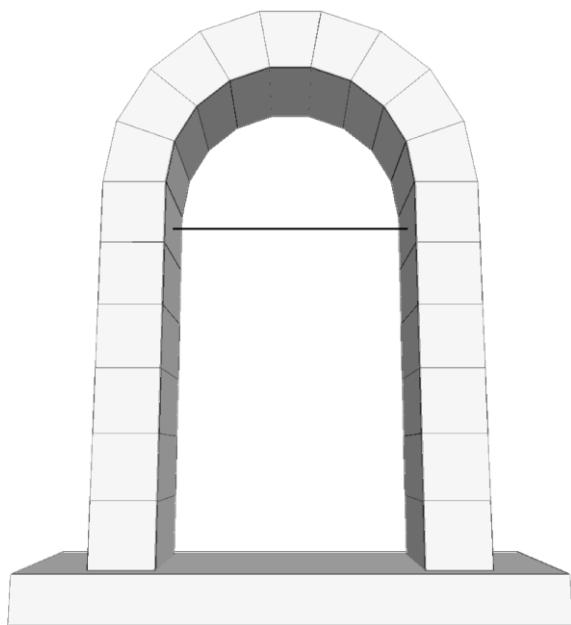


Fig. 4 – Modelo 3D do arco com tirante.

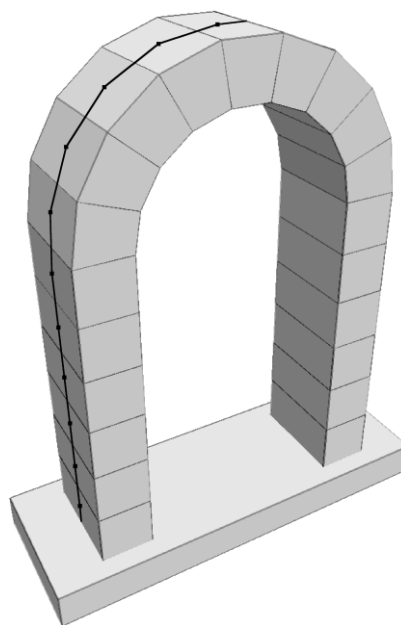


Fig. 5 – Modelo 3D do arco pós-tensionado

4. VULNERABILIDADE SÍSMICA

A avaliação da vulnerabilidade sísmica do arco é realizada no presente trabalho utilizando uma abordagem probabilística. Este método permite considerar a variabilidade da ação sísmica e as incertezas relacionadas com o valor das propriedades mecânicas da alvenaria, usando uma abordagem estatística. Subsequentes análises dinâmicas incrementais (IDAs) permitem definir vários estados de danos (DSs) e construir curvas de fragilidade que podem ser usadas para estimar a probabilidade de colapso e o nível de dano associado para acelerações de pico do solo (PGAs) crescentes.

4.1. Ação sísmica

Um conjunto de 12 registos sísmicos [9, 10] constituído principalmente por eventos sísmicos históricos, que ocorreram por todo o mundo, foi usado neste estudo. Os registos foram selecionados para abranger um intervalo de diferentes características: aceleração de pico do solo, duração do sismo e o seu conteúdo em frequências. A Tabela 2 apresenta as características principais (magnitude, duração e pico de aceleração do solo) dos eventos sísmicos considerados nas análises.

Utilizando o programa SeismoMatch, os registos sísmicos apresentados na Tabela 2 foram ajustados ao espectro regulamentar da zona sísmica do concelho de Lisboa, definido para os dois tipos de sismo previstos no EC 8, afastado e próximo, para um terreno de fundação do tipo D, adotando uma classe de importância da estrutura II e um coeficiente de amortecimento de 5%, perfazendo um total de 24 acelerações sísmicas.

Tabela 2 – Conjunto de registos sísmicos seleccionados para a análise

Descrição do registo	M_w	Duração [s]	PGA [g]
1999 Chi-Chi, TCU045	7,62	90,0	0,51
1976 Friuli, Tolmezzo	6,50	36,4	0,36
1961 Hollister, Hollister City Hall	5,60	40,6	0,11
1979 Imperial Valley, El Centro Array #11	6,53	39,5	0,38
1995 Kobe, Kakogawa	6,90	40,9	0,32
1999 Kocaeli, Yarmca	7,51	35,0	0,32
1992 Landers, Lucerne	7,28	48,1	0,82
1969 Lisboa, Lisbon-Tejo	7,80	25,9	0,03
1989 Loma Prieta, BRAN	6,93	25,0	0,51
1994 Northridge, Castaic - Old Ridge Route	6,69	40,0	0,57
1983 Trinidad, Rio Dell Overpass - E Ground	5,70	21,4	0,18
1977 Vrancea, Bucharest-Building Research Inst.	7,50	16,1	0,20

A Fig. 6 compara o espectro de resposta regulamentar para a ação sísmica tipo 1 na direção horizontal (a tracejado) com a média dos 12 espectros de resposta ajustados. Note-se embora, que para períodos maiores o espectro de resposta médio dos 12 registos sísmicos utilizados na análise diverge do espectro de resposta regulamentar, esta discordância máxima respeita a tolerância exigida no EC 8 de 10 % do valor do espectro de resposta elástica regulamentar, no domínio do período compreendido entre $0.2T_1$ e $2T_1$ (o período fundamental calculado para os valores médios e característicos apresentados na Tabela 3 é de 0,07 s).

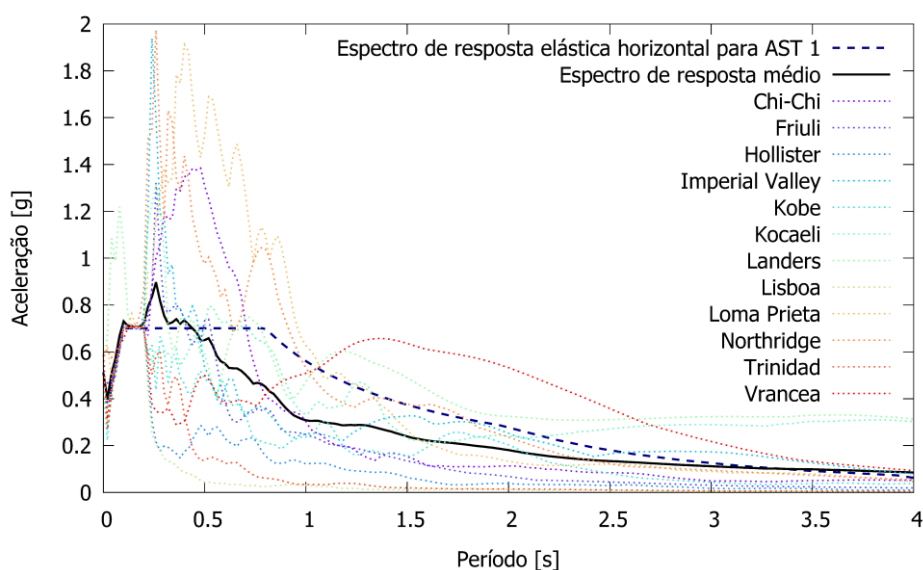


Fig. 6 – Espectros de resposta ajustados do conjunto de registos seleccionados.

4.2. Variabilidade probabilística de parâmetros chave

Devido às incertezas associadas às propriedades mecânicas dos materiais, os modelos numéricos de ED foram desenvolvidos assumindo para alguns parâmetros, considerados chave, uma distribuição probabilística de acordo com o Joint Committee on Structural Safety [11]. Esta norma sugere um tratamento estocástico quando as propriedades dos materiais de alvenaria não são completamente conhecidas, mas podem ser definidas em termos estatísticos. Os parâmetros escolhidos, bem como a caracterização probabilística, são apresentados na Tabela 3, onde para os blocos: ρ é a massa volúmica e E_{unit} o módulo de elasticidade. Para as juntas: c é a coesão, c_{res} a coesão residual, μ o coeficiente de atrito, μ_{res} o coeficiente de atrito residual, σ_t a resistência à tração, σ_t^{res} a resistência à tração residual e E_{mortar} o módulo de elasticidade da argamassa. A rigidez normal e tangencial da junta é respetivamente k_n e k_s . A distribuição probabilística dos parâmetros chave gerados é apresentada na Fig. 7.

Tabela 3 – Caracterização probabilística dos parâmetros chave

Variáveis	Unidades	Valor característico	Distr.	Média	Cv [%]
ρ	kg/m ³		N	2600	2,5
E_{unit}	GPa	30,0	LN	1,0	25,0
c	MPa	1,0	LN	1,0	35,0
c_{res}	MPa	0,0	Deter.		
μ		0,577	LN	1,0	19,0
μ_{res}		0,0	Deter.		
σ_t	MPa	0,50	LN	1,0	35,0
σ_t^{res}	MPa	0,0	Deter.		
E_{mortar}	GPa	1,50	LN	1,0	25,0
k_n	GPa/m	27,27	F		
k_s	GPa/m	15,00	F		

Gerando amostras aleatórias com base nos parâmetros definidos na Tabela 3, foram definidos 100 modelos numéricos do arco que foram associados, aleatoriamente, aos registos sísmicos. Subsequentemente, foram realizadas um conjunto de análises dinâmicas incrementais a fim de construir as curvas de fragilidade e avaliar a vulnerabilidade sísmica da estrutura.

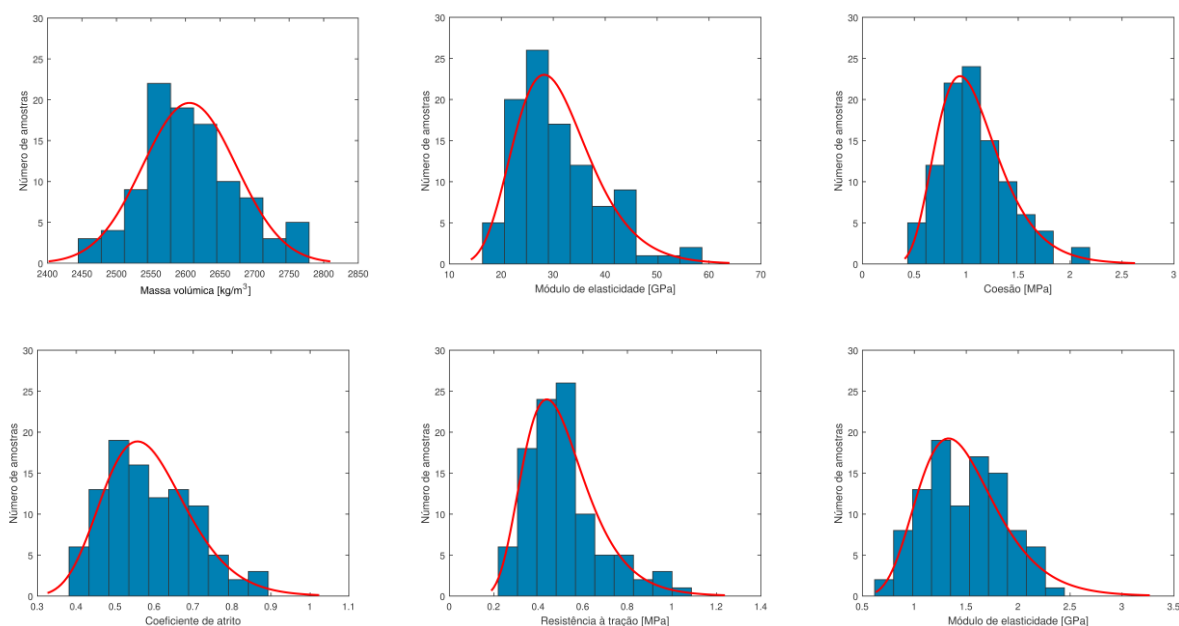


Fig. 7 – Distribuições probabilísticas dos parâmetros chave escolhidos.

4.3. Análise dinâmica incremental

A análise dinâmica incremental (IDA) [12] é um método paramétrico frequentemente usado para estimar a resposta estrutural não linear sob ações sísmicas. O modelo estrutural é submetido a uma série de análises dinâmicas no tempo, impondo incrementos na intensidade da ação considerada. Como resultado, a IDA fornece a resposta da estrutura ao longo de uma gama de intensidades crescentes de excitação sísmica.

No presente estudo, o PGA foi sucessivamente multiplicado por dez fatores de escala crescentes, de modo a garantir no último nível de intensidade o colapso em mais de 50 % dos modelos numéricos. Para o arco não reforçado, foi utilizado um incremento de 0,05 g. No caso dos arcos reforçados, foi utilizado um incremento de 0,2 g no reforço com tirante e, respetivamente, 1 g para o arco pós-tensionado. Esta abordagem resultou num total de 3000 análises sísmicas temporais não lineares.

4.4. Avaliação de danos sísmicos

No presente trabalho, a avaliação do dano estrutural foi considerada usando cinco estados limites de dano: DS0 – nenhum, DS1 – ligeiro, DS2 – moderado, DS3 – extenso ou severo e DS4 – colapso.

Contudo identificar possíveis indicadores de dano para este tipo de estruturas é um grande desafio. Os indicadores de danos devem ter em conta todos os modos de rotura possíveis e fornecer resultados consistentes em todos os casos de análise. Observando a resposta da estrutura (ver Fig. 8), é evidente que a principal forma de dano é caracterizada pelo movimento relativo entre os blocos adjacentes que compõem o arco. Com base nesta observação, monitorizou-se a área de contacto nas juntas do arco (um total de 20), sendo que a menor das áreas de contacto entre blocos, após o final de cada simulação, define o estado de dano do modelo.

O dano estrutural foi definido neste trabalho com base na equação (2), em função da área de contacto inicial A_{c_0} e após simulação da ação sísmica A_c , como a percentagem de perda de área de contacto entre blocos adjacentes.

$$[DS] = 1 - \frac{A_c}{A_{c_0}} \quad (2)$$

A definição dos limites para os diferentes estados de dano, bem como uma breve descrição qualitativa, encontram-se na Tabela 4. A Fig. 8 apresenta configurações finais ilustrativas dos blocos do arco sem reforço, arco com tirante e arco pós-tensionado, para níveis de dano ligeiro, moderado e extenso.

Tabela 4 – Definição dos estados de dano

Estado de dano	índice	Descrição qualitativa
DS_0 (nenhum)	0	Nenhum dano ou evidencia deste.
DS_1 (ligeiro)	$]0;0,2]$	O arco encontra-se ligeiramente danificado. Ligeira rotação dos blocos ou deslizamento dos blocos negligenciável. (1ª linha)
DS_2 (moderado)	$]0,2;0,4[$	O arco encontra-se moderadamente danificado. Significativa abertura das juntas (separação dos blocos). Deslizamento dos blocos. (2ª linha)
DS_3 (extenso)	$[0,4;1[$	O arco encontra-se fortemente danificado. Extenso deslizamento dos blocos. Grande abertura das juntas e rotação dos blocos. Perigo de colapso iminente. (3ª linha)
DS_4 (colapso)	1	Colapso do arco.

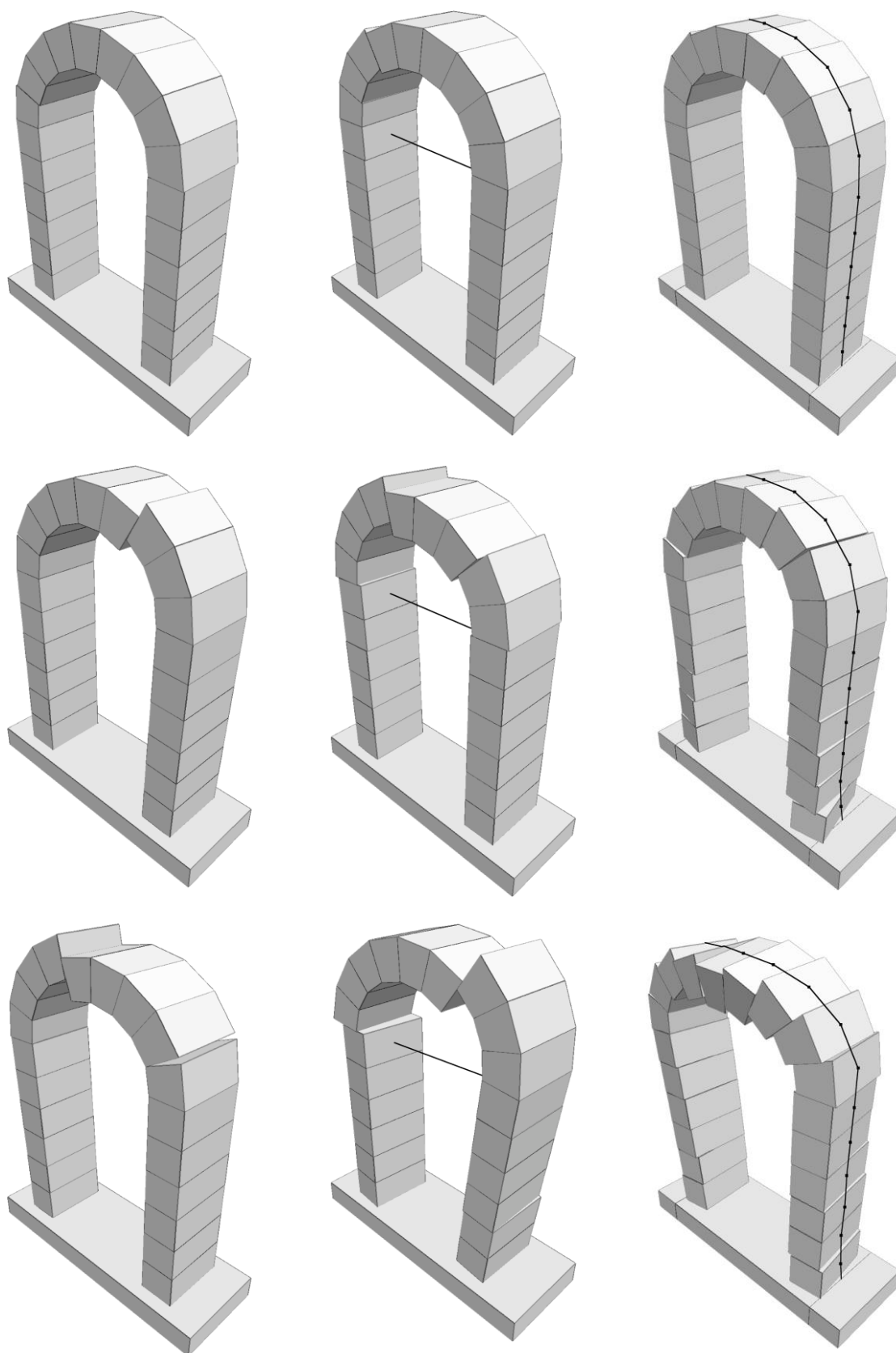


Fig. 8 – Geometria final dos blocos para os estados de dano definidos.

4.5. Curvas de fragilidade

As curvas de fragilidade assumem a forma de funções de distribuição lognormais, que visam exprimir a probabilidade de se alcançar ou exceder um estado de dano, DS_i , em função do PGA. Para a sua construção, considera-se que a probabilidade de a menor das áreas de contacto entre dois blocos adjacentes, A_c , igualar ou exceder os limites definidos para os estados de dano DS_i é de 50%, e que as curvas de fragilidade são definidas por uma função de probabilidade lognormal cumulativa [13], descrita pela equação (3), onde Φ representa a função cumulante de uma distribuição normal reduzida e β_{DS_i} representa o desvio padrão do logaritmo natural da variável DS_i :

$$P[DS_i/A_c] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{DS_i}} \ln \left(\frac{A_c}{DS_i} \right) \right] \quad (3)$$

De modo a avaliar a vulnerabilidade sísmica da estrutura, é enfatizada a probabilidade de se exceder os limites do estado de dano para um PGA de projeto de 0,2 g, típico para a região de Lisboa. Analisando as curvas de fragilidade correspondentes ao arco sem reforço (ver Fig. 9) observa-se que, para um PGA de 0,2 g, embora exista uma probabilidade significativa (37%) de que a estrutura sofra danos, sofrerá apenas danos ligeiros (25%) a moderados (9%).

Já para o arco reforçado com tirante, observa-se uma melhoria significativa face ao modelo do arco sem reforço. Verifica-se pelo gráfico da Fig. 10 que para o nível de PGA de 0,2 g o arco apresenta uma redução na probabilidade de sofrer danos (24%), sofrendo maioritariamente danos ligeiros (21%).

Na última situação de estudo, o arco foi reforçado com um cabo de aço pós-tensionado, aplicado no seu extradorso. É evidente, ver Fig. 11, o efeito do reforço no arco, verificando-se que para o PGA de projeto considerado, a probabilidade de sofrer danos é nula.

Através da comparação das curvas de fragilidade, é notório o efeito das soluções de reforço aplicadas ao arco. Para iguais níveis de intensidade sísmica o arco sem reforço tem uma maior probabilidade de sofrer danos e de atingir o colapso. É ainda notório, um aumento das incertezas associadas à vulnerabilidade sísmica da estrutura, que se traduz num decréscimo do declive das curvas, com o desenvolvimento do estado de dano a que a estrutura se encontra sujeita. Isto deve-se ao aumento da não linearidade no comportamento da estrutura à medida que a intensidade sísmica aumenta.

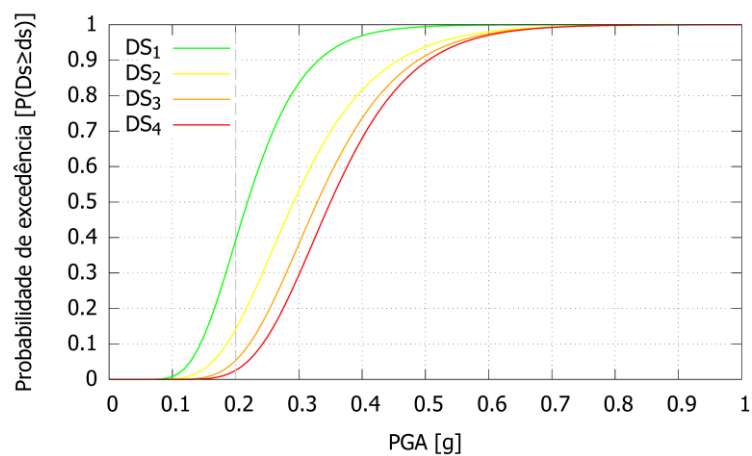


Fig. 9 – Curvas de fragilidade para o arco original.

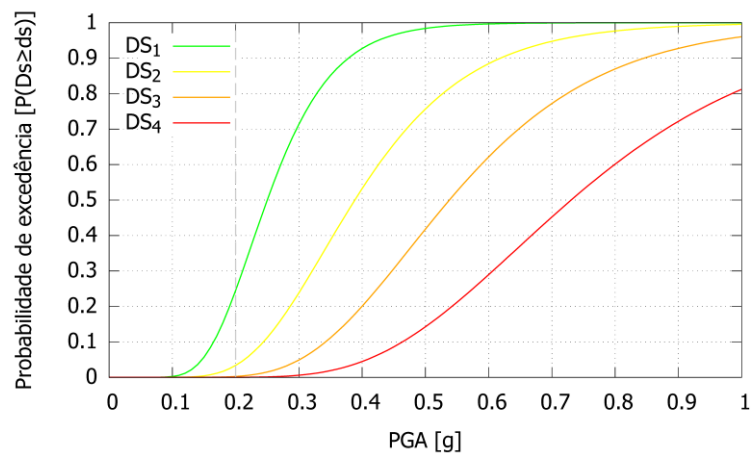


Fig. 10 – Curvas de fragilidade para o arco com tirante.

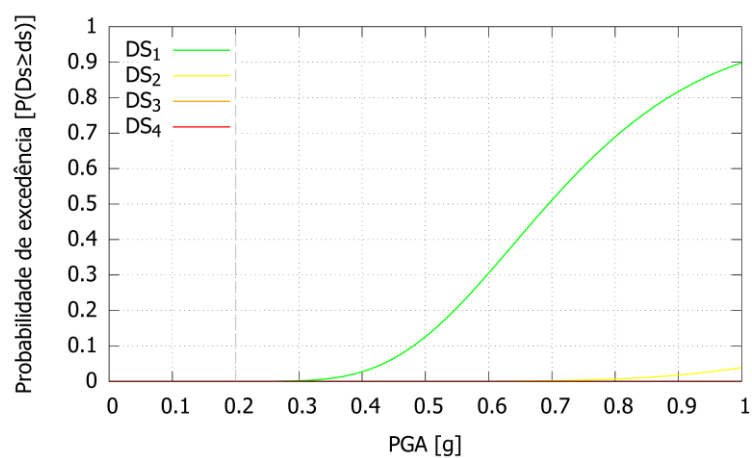


Fig. 11 – Curvas de fragilidade para o arco pós-tensionado.

Em engenharia de estruturas, as probabilidades admissíveis de colapso são normalmente muito baixas. Segundo o EC 0, os requisitos de fiabilidade para as estruturas novas e existentes podem ser adequadamente expressos em termos do índice de fiabilidade (β). A diferenciação do índice de fiabilidade poderá ser realizada a partir da definição de classes de consequências, classes de fiabilidade, período de referência para o tempo de vida útil, níveis de supervisão do projeto, níveis de inspeção durante a execução e custos relativos das medidas de segurança.

O índice de fiabilidade está relacionado com a probabilidade de ruína de uma estrutura, onde, se a probabilidade de ruína calculada for inferior à probabilidade de colapso, obtida através das curvas de fragilidade, deverá considerar-se que a estrutura não é segura. De modo ilustrativo, calcularam-se os valores da probabilidade de ruína para as três classes de consequência definidas no EC 0 e para um período de retorno de 50 anos. Considerando os valores de probabilidade de colapso, obtidos através das curvas de fragilidade, para um PGA de 0,2 g, a verificação pode ser feita (ver Tabela 5).

Tabela 5 – Verificação da probabilidade de ruína para um período de retorno de 50 anos

Classes de consequências	Arco original	Arco com tirante	Arco pós-tensionado
Elevada	8,54E-06	8,54E-06	8,54E-06
Média	7,23E-05	7,23E-05	7,23E-05
Baixa	4,83E-04	4,83E-04	4,83E-04

Desta forma verifica-se que o arco em estudo sem reforço não satisfaz os requisitos de fiabilidade regulamentares para o período de retorno de 50 anos, já o arco reforçado com tirante só satisfaz os requisitos de fiabilidade regulamentares se se considerar que a estrutura tem uma classe de importância baixa e que as consequências do seu colapso são reduzidas, ao passo que o reforço com cabo pré-esforçado é uma hipótese viável, quando o nível de classe de consequência do arco a reforçar é elevado.

5. CONCLUSÕES

No presente artigo foi exemplificado com sucesso o procedimento para a realização de uma avaliação da vulnerabilidade sísmica de um arco de alvenaria de pedra.

Na metodologia apresentada, uma abordagem probabilística que permite considerar a variabilidade da ação sísmica e a incerteza na definição das propriedades dos materiais, foi combinada com o método de análise dinâmica incremental, para proceder à definição dos estados limite de dano e às correspondentes curvas de fragilidade. Através da análise dos resultados numéricos e posterior comparação das curvas de fragilidade para o caso em estudo, é possível concluir o seguinte:

- Para o reforço da estrutura, ambos os esquemas são alternativas válidas, na medida em que é notório o efeito destes na redução dos danos estruturais;
- Na estrutura estudada, a solução de reforço com cabo de aço pré-esforçado aplicado no extradorso, apresenta melhor desempenho na mitigação dos efeitos da ação sísmica;
- Constata-se que a análise dinâmica incremental não-linear combinada com o método dos elementos discretos é uma ferramenta robusta e eficiente na análise do desempenho sísmico de estruturas antigas de alvenaria.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Itasca Consulting Group, Mineápolis, Minesota: 3DEC version 5.2: User's Guide, 2016.
- [2] Azevedo, J., G. Sincaian e J. V. Lemos: Seismic behavior of blocky masonry structures. *Earthquake Spectra*, 16(2):337–365, 2000.
- [3] Calderini, C., S. Lagomarsino, M. Rossi, G. de Canio, M. L. Mongelli e I. Roselli: Shaking table tests of an arch-pillars system and design of strengthening by the use of tie-rods. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(1):279–297, 2015.
- [4] Jurina, L.: The “Reinforced Arch Method”: a new technique in static consolidation of arches and vaults. Em *Proceedings of the European Conference “Innovative Technologies and Materials for the Protection of Cultural Heritage”*, volume 16, dezembro 2003.
- [5] Oliveira, C. S., J. V. Lemos e G. Sincaian: Modelling large displacements of structures damaged by earthquake motions. *European Earthquake Engineering*, 16(3):56–71, janeiro 2002.
- [6] Papantonopoulos, C., I. N. Psycharis, D. Papastamatiou, J. V. Lemos e H. P. Mouzakis: Numerical prediction of the earthquake response of classical columns using the distinct element method. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(9):1699–1717, 2002.
- [7] Psycharis, I. N., J. V. Lemos, D. Papastamatiou, C. Zambas e C. Papantonopoulos: Numerical study of the seismic behaviour of a part of the Parthenon Pronaos. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(13):2063–2084, 2003.
- [8] Lemos, J. V.: Discrete element modeling of masonry structures. *International Journal of Architectural Heritage*, 1(2):190–213, 2007.
- [9] PEER Ground Motion Database. ngawest2.berkeley.edu/site. Consultado em novembro de 2017.
- [10] The European Strong-Motion Database. www.isesd.hi.is/. Consultado em novembro de 2017.
- [11] Joint committee on structural safety: JCSS – Probabilistic Model Code, 2001. www.jcss.byg.dtu.dk/.
- [12] Vamvatsikos, D. e C. A. Cornell: Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3):491–514, 2002.
- [13] Federal Emergency Management Agency and National Institute of Buildings Sciences (FEMA & NIBS), Washington D.C.: Earthquake loss estimation methodology – HAZUS 99, 1999.