

**ANÁLISE CUSTO-BENEFÍCIO DE ESTRATÉGIAS TRADICIONAIS
DE REFORÇO SÍSMICO NA REABILITAÇÃO DE
EDIFÍCIOS DE ALVENARIA DE PEDRA NA ILHA DO FAIAL**

Rui Maio
Doutorando
Departamento de
Engenharia Civil
da Universidade
de Aveiro

**João M. C.
Estêvão**
Professor Adjunto
Departamento de
Engenharia Civil da
Universidade do
Algarve

**Tiago Miguel
Ferreira**
Investigador
Departamento de
Engenharia Civil da
Universidade do
Minho

Romeu Vicente
Professor
Associado
Departamento de
Engenharia Civil da
Universidade de
Aveiro

SUMÁRIO

O presente artigo analisa e discute o binómio custo-benefício associado à aplicação de duas estratégias tradicionais de reforço sísmico em dois edifícios de alvenaria de pedra, representativos da arquitetura vernácula da ilha do Faial (Açores). A avaliação do desempenho sísmico de tais estratégias de reforço foi efetuada através do Método N2. Para isso, e através do programa de cálculo 3D-Macro[®], foi usado um modelo tridimensional de macroelementos capaz de avaliar a resposta combinada (no plano e para fora do plano) de edifícios de alvenaria, através de análises estáticas não-lineares. A estimativa das perdas e dos subseqüentes custos foi efetuada com base na metodologia HAZUS, através da geração de curvas de fragilidade. A análise custo-benefício demonstrou que as atuais exigências normativas são passíveis de serem verificadas com a aplicação das técnicas tradicionais de reforço sísmico aqui analisadas. Foi também possível concluir, que de facto o custo associado à aplicação dessas técnicas de reforço não representa um impacto significativo no custo total da intervenção, não comprometendo por isso, a sua viabilidade económica.

ABSTRACT

This study discusses the cost-benefit analysis resulting from the application of two traditional seismic retrofitting strategies on two stone masonry buildings representative of the vernacular architecture of Faial island (Azores). The evaluation of the seismic performance was carried out by using the N2 Method procedure. To do so, a three-dimensional model based on the macroelement approach and implemented in the software 3D-Macro[®] was used. The combined response of masonry buildings (both in-plane and out-of-plane) was evaluated by performing nonlinear static analyses. Losses and repair costs were predicted by means of fragility curves, and according to the HAZUS methodology. The cost-benefit analysis has demonstrated that the studied retrofitting strategies do not only check the code safety requirements, but also represent a marginal amount of the total replacement cost, therefore not compromising their economic viability.

PALAVRAS-CHAVE: Análise custo-benefício; reforço sísmico; edifícios de alvenaria; análise estática não linear; 3D-Macro[®]; macroelementos; curvas de fragilidade; estimativa de perdas.

1. INTRODUÇÃO

Um dos principais argumentos que tem servido para sustentar o observado fenómeno de descaracterização construtiva do património edificado em Portugal, é o de que, alegadamente, intervenções estruturais que respeitam as técnicas e materiais construtivos existentes, não serão sustentáveis do ponto de visto económico, quando comparadas a intervenções mais modernas, com recurso a técnicas e materiais construtivos correntes. Outro argumento é o de que as técnicas e materiais construtivos existentes serão manifestamente incapazes de garantir um desempenho sísmico adequado às mais recentes exigências normativas para o nosso país. No sentido de, não só investigar a veracidade dos dois argumentos supracitados, mas também de desmistificar a ideia de que as intervenções de reforço sísmico representam um peso significativo no custo total de uma intervenção de reabilitação, o presente artigo analisa e discute o binómio custo-benefício associado à aplicação de duas estratégias tradicionais de reforço sísmico, dando assim continuidade ao trabalho desenvolvido em [1].

2. CASOS DE ESTUDO

As estratégias de reforço foram aplicadas a dois edifícios antigos de alvenaria de pedra, localizados na ilha do Faial, considerados como representativos da arquitetura vernacular da ilha do Faial, nos Açores [1,2]. A informação disponível sobre cada um dos casos de estudos inclui desenhos técnicos, memórias descritivas, e uma série de fotografias que reportam não só alguns pormenores construtivos, mas também os danos observados na sequência do terramoto de 1998 [3].

2.1. Geometria e tipologia construtiva

Os casos de estudo, deste ponto em diante identificados com as letras A e B, apresentam uma geometria regular quer em planta quer em altura (ver Fig. 1), e uma área bruta igual a 73 e 129 m², respetivamente. A estrutura vertical nos dois casos é composta maioritariamente por paredes resistentes de alvenaria irregular de pedra (maioritariamente basalto), com dois panos sem ligação, e núcleo interno preenchido com pedra miúda, barro e cal [2]. O corpo adicionado à posteriori no edifício A, e a compartimentação do piso térreo do edifício B, foram construídos com paredes de alvenaria de blocos de cimento. Especula-se que as fundações tenham sido executadas com o mesmo tipo de pedra usada para a alvenaria, com uma profundidade de pelo menos 1 m dependendo do número de pisos do edifício, e uma espessura ligeiramente superior à das paredes de alvenaria de pedra. Enquanto que o piso térreo tem como acabamento a betonilha, os pavimentos dos pisos superiores são constituídos por uma estrutura simples de vigas de madeira sobre a qual assenta um soalho de madeira. A estrutura da cobertura é também em madeira, do tipo “telhado em tesoura”, e constituída por barrotes inclinados que apoiam diretamente nas paredes de alvenaria de pedra e que definem o plano das águas, sobre os quais é pregado um forro em escama que serve de apoio às telhas. As paredes opostas que apoiam os barrotes estão ligadas entre si por tirantes de madeira, que servem de apoio ao teto falso. O acesso entre pisos, é, no caso do edifício B, garantido por umas escadas de madeira. Este elemento acabou por não ser modelado dado não só as limitações do programa utilizado na definição da geometria, mas também porque se trata de um elemento relativamente leve e de reduzida rigidez, quando comparado com as paredes de envolvente externa em alvenaria, e por isso, o seu impacto na resposta global do edifício não é significativo.

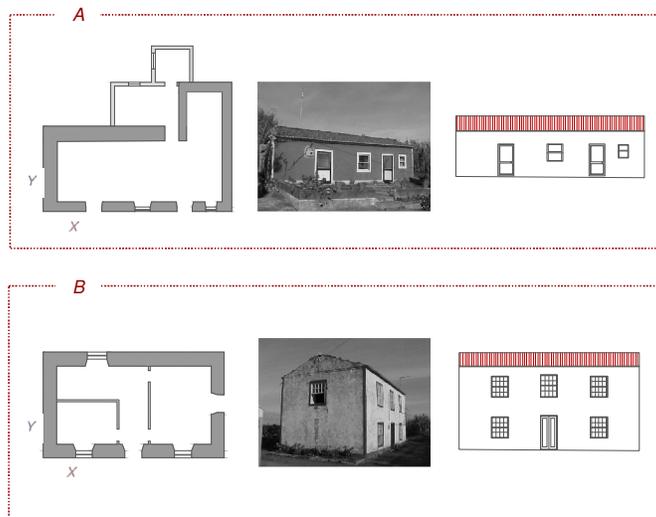


Fig. 1 – Esquema da planta estrutural e do alçado principal dos edifícios A e B (sem escala).

2.2. Modelos numéricos

A avaliação do desempenho sísmico dos casos de estudo foi realizada através do uso de um modelo tridimensional de macroelementos desenvolvido por Pantò et al. [4], que inclui os mecanismos de rotura à flexão composta (*rocking*) e corte diagonal na resposta global combinada (no plano e para fora do plano) de edifícios de alvenaria. Este modelo é compatível com o programa de cálculo 3D-Macro® [5], que foi aqui utilizado para a modelação numérica e avaliação do desempenho sísmico dos edifícios considerados (ver Fig. 2). Importa referir que foi definida e utilizada uma malha mais refinada (dimensão máxima de 1 m) de forma a conseguir simular uma resposta mais aproximada à resposta real dos edifícios.

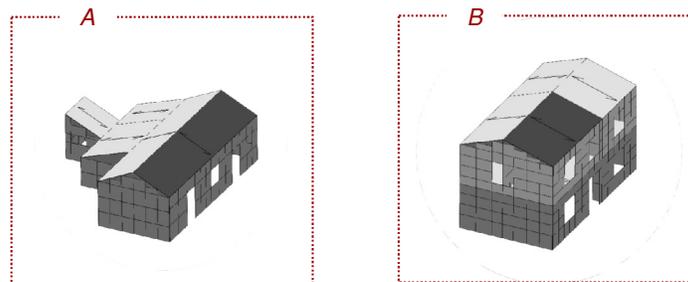


Fig. 2 – Vista da malha dos respetivos modelos tridimensionais, e ainda a identificação dos diafragmas horizontais ao nível da cobertura, cujo centro de rigidez foi selecionado como ponto de controlo das análises estáticas não-lineares realizadas.

Os painéis de alvenaria são definidos pelas seguintes propriedades mecânicas, cujos valores são apresentados nas seções seguintes para cada uma das condições consideradas: módulo de elasticidade (E) e rigidez (G); peso específico (w); resistência à compressão (f_m) e ao corte (τ_0). Já os elementos horizontais (pavimentos e cobertura) foram modelados como diafragmas retangulares elasticamente deformáveis considerando lajes ortotrópicas caracterizadas por uma espessura equivalente, s , módulos de elasticidade, $E_{1,eq}$ e $E_{2,eq}$, adotados respetivamente na direção ortogonal e perpendicular ao vigamento, e módulo de rigidez equivalente, G_{eq} . As cargas permanentes (G_k) de todos os diafragmas horizontais foram consideradas iguais a 1.00 kNm^{-2} , enquanto que as cargas variáveis (Q_k) foram consideradas iguais a 2.00 e 0.50 kNm^{-2} , respetivamente para os pavimentos e cobertura.

2.2.1. Condição não reforçada (RS_0)

Os valores assumidos para as propriedades mecânicas dos painéis de alvenaria foram adotados da Normativa Italiana [6], daqui em diante designada por NTC, para tipologias de alvenaria semelhantes às dos casos de estudo. Assim, os valores apresentados na Tabela 1, dizem respeito a uma tipologia de alvenaria de pedra irregular. Apesar dos valores em termos de propriedades elásticas (E e G) estarem em concordância com o limite superior dos valores propostos em Costa [2], os autores optaram ainda assim por considerar um *knowledge level* KL1. Os módulos de elasticidade dos diafragmas horizontais, $E_{1,eq}$ e $E_{2,eq}$, foram determinados automaticamente pelo programa em função da geometria do pavimento e cobertura. O módulo de rigidez equivalente, G_{eq} , foi considerado igual a 14.0 MPa, de acordo com as recomendações da norma NZSEE [7,8], para uma tipologia de pavimento de madeira simples e de fraca qualidade.

Tabela 1 – Propriedades mecânicas das paredes de alvenaria para a condição não reforçada (0). ^{*1} De forma a ter em conta a degradação da rigidez, os valores das propriedades elásticas da alvenaria apresentados foram reduzidos no programa para metade, de acordo com as recomendações da EN 1998-1 [9]. ^{*2} Estes valores foram posteriormente divididos pelo *confidence factor*, CF, igual a 1.35, que corresponde a um *knowledge level* KL1 [9].

Tipo de alvenaria	E [GPa] ^{*1}	G [GPa] ^{*1}	w [kNm ⁻³]	f_m [Ncm ⁻²] ^{*2}	τ_0 [Ncm ⁻²] ^{*2}
Pedra	870	290	17	100	2.0
Blocos	1400	350	12	150	9.5

2.2.2. Consolidação da estrutura vertical (RS_1)

A consolidação da estrutura vertical prevê a aplicação de reboco armado nos paramentos interiores e exteriores de todas as paredes de alvenaria de pedra dos edifícios analisados, uma solução que foi difusamente utilizada aquando da reconstrução do edificado vernáculo da ilha do Faial [3,10]. O reboco, com cerca de 5 cm de espessura é executado em três camadas com argamassas cimentícias. A armadura é composta por uma rede em metálica (aço Fe430) galvanizada e nervurada do tipo Placner [3]. Esta estratégia foi simulada no programa através da melhoria das propriedades mecânicas da alvenaria, de acordo com os coeficientes de melhoramento recomendados pela NTC [7], sintetizados na Tabela 2.

Tabela 2 – Coeficientes de melhoramento das propriedades mecânicas das paredes de alvenaria para a estratégia de consolidação da estrutura vertical (RS_1). Estes coeficientes foram diretamente multiplicados pelos valores apresentados na Tabela 1. ^{*1} Neste caso, foi assumida uma redução da rigidez de apenas 75% do seu valor inicial.

Coeficiente corretivo	E ^{*1}	G ^{*1}	w	f_m	τ_0
Conectores transversais	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50
Injeções de argamassa	2.00	2.00	1.00	2.00	2.00

2.2.3. Consolidação da estrutura horizontal (RS_2)

A consolidação da estrutura horizontal tem por objetivo melhorar o comportamento em caixa das estruturas [10]. Esta estratégia, que foi também ela amplamente especificada e aplicada aquando do processo de reconstrução do edificado vernáculo da ilha do Faial [3], foi simulada através de uma funcionalidade do programa de cálculo, que permite que as propriedades mecânicas dos painéis convergentes sejam melhoradas numa determinada percentagem dos valores atribuídos inicialmente. Neste artigo, foi considerada uma melhoria de 50%. Por outro lado, considerou-se neste caso G_{eq} igual a 52.5 MPa, seguindo uma vez mais as recomendações da norma NZSEE [7].

3. AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO SÍSMICO GLOBAL

O desempenho sísmico global dos modelos numéricos, descritos na secção anterior, foi avaliado através do Método N2 [11], uma metodologia de análise estática não-linear recomendada pela EN 1998-1 [9] e normalmente utilizada para a determinação do ponto de desempenho da estrutura (o deslocamento alvo), d_t^* , que é obtido através da interseção entre o espectro de capacidade da estrutura (determinado a partir da curva de capacidade) e o espectro de resposta inelástico associado à ação sísmica regulamentar, de acordo com o procedimento iterativo proposto na NP EN 1998-1 [12]. Neste artigo, e para cada modelo, foram realizadas um conjunto de 40 *pushovers*: 24 análises multidirecionais com incrementos de 30°, considerando dois tipos de distribuição de cargas laterais (uniforme, proporcional à massa, e pseudo-triangular, proporcional ao produto entre a massa e a altura), e 16 análises considerando a excentricidade accidental nas duas principais direções (X e Y), tal como recomendado pela EN 1998-1 [9]. Todas as análises foram interrompidas quando verificado um dos seguintes critérios: decaimento de 20% do valor máximo da força de corte basal da estrutura, ou “drift” máximo de rotação de 0.008. O ponto de controlo para cada um dos edifícios foi selecionado no centro de rigidez dos diafragmas horizontais (identificados na Fig. 2).

As curvas de capacidade apresentadas na Fig. 3, foram obtidas através da aplicação de um coeficiente de transformação [9,11] que permite a conversão das curvas *pushover* (associadas a um sistema de N graus de liberdade, MDoF) num sistema bilinear equivalente de 1 grau de liberdade (SDoF), assumindo uma relação força-deslocamento elástica-perfeitamente plástica. Encontram-se ainda representadas na Fig. 3 as curvas correspondentes à mediana e ao 16º e 84º percentil (PCTL) da amostra das 40 análises realizadas para cada condição e edifício. Estas curvas, que representam a tendência central da amostra, foram utilizadas para a construção das curvas de fragilidade e subsequente estimativa da probabilidade de ocorrência de um determinado estado de dano. A grande dispersão dos resultados dentro da mesma condição deve-se essencialmente ao facto das análises terem sido realizadas em múltiplas direções e ainda tendo em conta dois tipos de distribuição de cargas laterais. De um modo geral ambas as estratégias de reforço sísmico garantem um aumento ao nível da força de corte basal do sistema SDoF, F^* . Ao contrário dos resultados obtidos para o edifício A, o maior aumento em termos de ductilidade no edifício B é verificado para a estratégia de reforço RS₂.

A avaliação do desempenho sísmico global foi realizada tendo em conta os estados limites recomendados no Anexo Nacional da NP EN 1998-3 [13]: colapso iminente (NC); danos severos (SD), e limitação de danos (DL). A demanda sísmica foi definida para uma aceleração máxima de referência, a_{gR} , igual a 2.50 ms⁻², valor recomendado no Anexo Nacional da NP EN 1998-1 [12] para a ilha do Faial (zona 2.1) e associado a uma ação sísmica do tipo 2. Os valores de aceleração máxima de referência a adotar para cada um dos estados limites são obtidos através da multiplicação do valor de a_{gR} recomendado em [12], pelos coeficientes indicados no Anexo Nacional da NP EN 1998-3 [13], iguais a 0.55, 0.89 e 1.22 (no caso uma ação sísmico do tipo 2 e para os Açores), respetivamente para os estados limite DL, SD e NC. Uma vez definida a aceleração máxima de referência, é possível obter o espectro de resposta elástica horizontal através da definição dos seguintes parâmetros: $T_B = 0.10$ s; $T_C = 0.25$ s, $T_D = 2.0$ s; solo de fundação de classe C; classe de importância II para o qual corresponde um fator de importância igual a 1.0, e um amortecimento viscoso equivalente, ξ , igual a 5%.

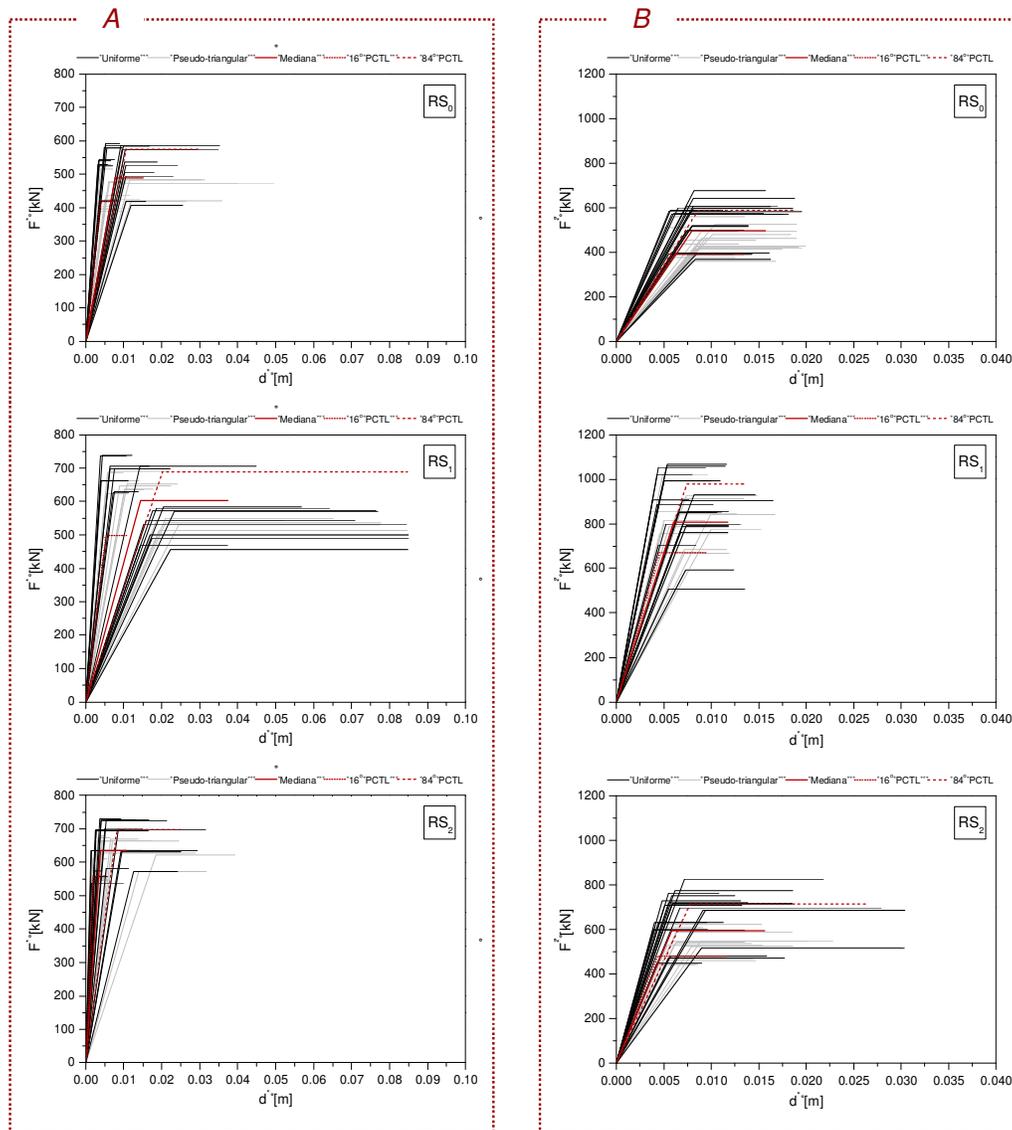


Fig. 3 – Curvas de capacidade agrupadas em função do tipo de distribuição de cargas laterais e da condição de reforço de cada caso de estudo (RS_0 a RS_2).

Na Fig. 4, são assim apresentados os diagramas de extremos e quartis associados à percentagem de ação regulamentar, % a_g , para a amostra de 40 análises realizadas. Estes diagramas encontram-se agrupados em função do respetivo estado limite e condição de reforço. O desempenho sísmico pode ser assim facilmente avaliado, comparando os valores medianos dos diagramas de extremos e quartis com as respetivas percentagens de ação recomendadas pelo Anexo Nacional da NP EN 1998-3 para cada um dos estados limite [13]. Por outro lado, é possível quantificar de forma clara a variação em termos de percentagem de ação regulamentar entre as diferentes condições de reforço. Em termos gerais, podemos observar que a dispersão dos resultados é significativamente maior no caso do edifício A. Se considerarmos os valores medianos do conjunto das 40 análises, podemos constatar que ambos os edifícios verificam a segurança ao estado limite DL praticamente para todas as condições de reforço, excetuando os casos RS_0 e RS_2 do edifício B, que se encontram ligeiramente abaixo da percentagem estipulada na norma (55%). Isto deve-se ao facto de os edifícios de alvenaria suportarem bastante bem o nível de ação associado ao estado limite DL (valor de aceleração baixo correspondente a um sismo com um curto

período de retorno), nível esse que se encontra praticamente na zona de comportamento linear deste tipo de edifícios.

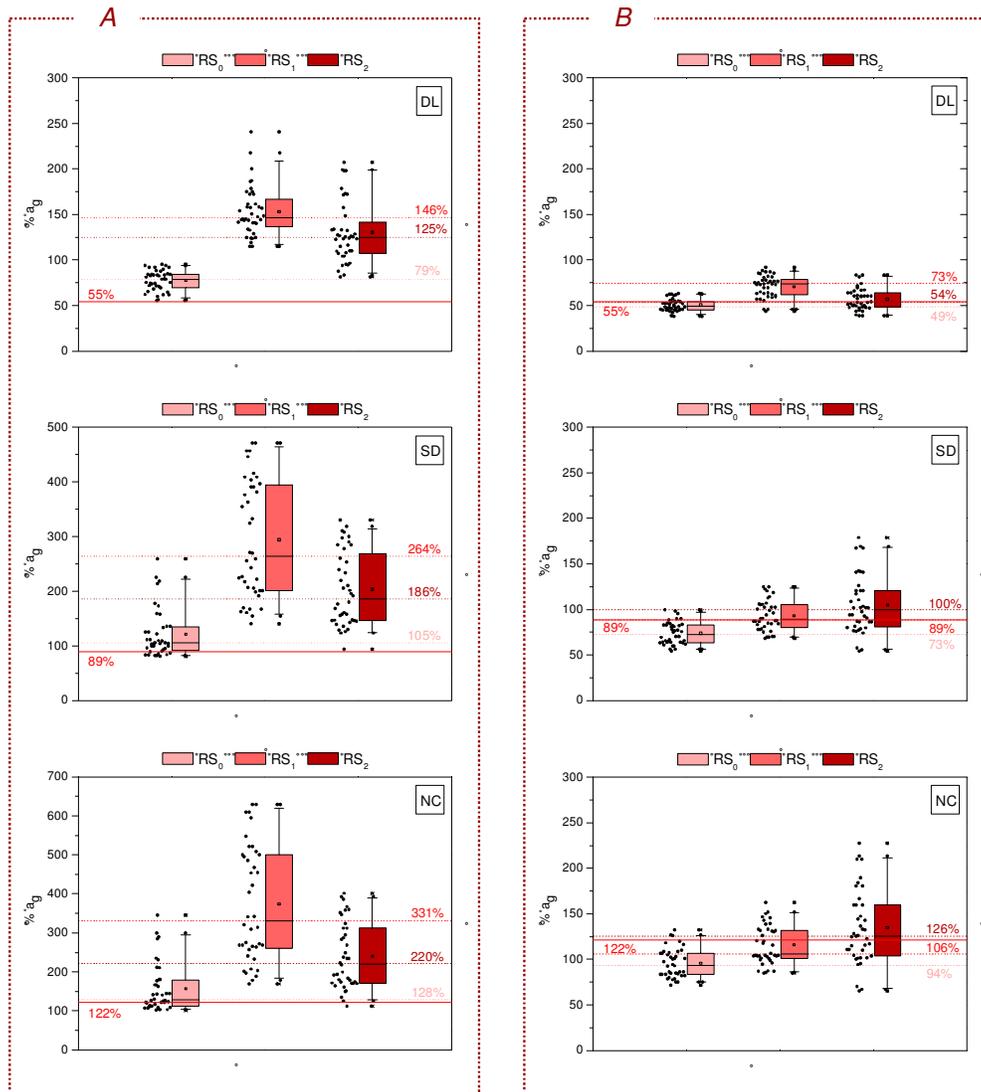


Fig. 4 – Diagramas de extremos e quartis para a percentagem de ação regulamentar, % a_g , para a amostra das 40 análises realizadas. Os diagramas encontram-se agrupados por estado limite e para cada uma das condições de reforço consideradas.

4. ESTIMATIVA DE PERDAS

A quantificação das perdas associadas a cada uma das condições de reforço foi realizada através da construção das curvas de fragilidade. Neste trabalho, estas curvas foram construídas de acordo com a metodologia HAZUS [14], considerando uma distribuição *log-normal* para a função densidade e o deslocamento espectral para a intensidade sísmica. O desvio padrão para cada estado limite de dano, que considera a variabilidade e incerteza associada ao modelo numérico, à curva de capacidade, ao espectro de resposta, e ainda à definição dos estados limite de dano, foi calculado através da formulação proposta no âmbito do projeto Europeu Risk-UE [15]. Assim, as probabilidades, p_k , de ocorrência ou excedência de cada um dos estados limite de dano, d_k , encontram-se sintetizadas Tabela 3. Importa referir que

neste artigo foram contabilizadas as perdas relacionadas com a necessidade de reparação dos danos previstos para a ação sísmica regulamentar, as perdas relativas ao recheio dos edifícios e ainda as perdas humanas, perdas essas que serão tratadas de forma separada nas seguintes secções.

Tabela 3 – Probabilidades de ocorrência ou excedência de um determinado estado limite de dano para diferentes valores de tendência central e condições de reforço.

Edifício	Valor	Condição de reforço	d ₀	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	
			Sem danos	Danos leves	Danos moderados	Danos severos	Colapso	
A	Mediano	RS ₀	0.0%	0.1%	22.9%	70.7%	6.3%	
		RS ₁	100.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	
		RS ₂	22.8%	74.3%	2.3%	0.5%	0.1%	
	16º PCTL	RS ₀	0.0%	0.0%	0.8%	68.5%	30.7%	
		RS ₁	67.1%	32.9%	0.0%	0.0%	0.0%	
		RS ₂	3.2%	84.9%	10.2%	1.4%	0.3%	
	84º PCTL	RS ₀	90.1%	9.9%	0.0%	0.0%	0.0%	
		RS ₁	99.0%	0.9%	0.0%	0.1%	0.0%	
		RS ₂	98.5%	1.5%	0.0%	0.0%	0.0%	
	B	Mediano	RS ₀	0.0%	0.0%	0.0%	45.7%	54.3%
			RS ₁	0.0%	0.0%	1.1%	72.4%	26.5%
			RS ₂	0.0%	0.0%	6.2%	67.6%	26.2%
16º PCTL		RS ₀	0.0%	0.0%	0.1%	44.2%	55.7%	
		RS ₁	0.0%	0.0%	20.4%	70.8%	8.7%	
		RS ₂	0.0%	0.0%	2.3%	61.7%	36.0%	
84º PCTL		RS ₀	0.0%	0.0%	0.0%	48.3%	51.7%	
		RS ₁	0.0%	0.0%	0.0%	50.6%	49.4%	
		RS ₂	0.0%	0.0%	37.5%	49.3%	13.1%	

4.1. Reparação de danos e reposição de recheio

Uma das mais conhecidas abordagens para a estimativa das perdas económicas diretas associadas com um determinado nível de dano foi incorporada na metodologia HAZUS em [14], onde o custo total de reparação de danos, C_{RD} , é dado pela Eq. (1), onde C_R , representa o custo de reposição do edifício, $f_{k, RD}$, os desvios normalizados entre o valor mediano de C_{RD} para cada estado limite de dano, determinados para o edificado da ilha do Faial em [1] e p_k , a probabilidade de ocorrência ou excedência de um determinado estado limite de dano, d_k (apresentados na Tabela 3).

$$C_{RD} = C_R \times \sum_{n=0}^k (f_{k, RD} \times p_k) \quad (1)$$

Importa referir que foram considerados dois valores distintos para o custo de reposição, C_R . O primeiro, daqui em diante designado por custo de reposição através de construção corrente ($C_{R, CC}$), foi estimado a partir do valor médio de construção nova em vigor em Portugal para o ano de 2019, valor esse fixado nos 492 €/m² [16], ao qual foi adicionado o custo médio dos trabalhos de demolição da estrutura existente. Assim, após a consulta dos valores praticados atualmente em Portugal para a demolição de estruturas, os autores consideraram razoável assumir um valor de 530 €/m². Já o segundo, teve em conta os valores médios de reconstrução (usando materiais e técnicas construtivas tradicionais e características da arquitetura vernácula do Faial) praticados na ilha do Faial após o terramoto de 1998, estimados a partir das curvas propostas em [1], em função da área bruta de cada edifício. Estes valores, daqui em diante designados por custos de reposição através de construção tradicional ($C_{R, CT}$),

representam cerca de 137% e 101% do valor de $C_{R,CC}$, no caso do edifício A e B, respetivamente.

Os valores dos fatores $f_{k,RD}$, associados às perdas em termos de reparação de danos, foram considerados iguais a 0.000, 0.031, 0.059, 0.338, e 1.000, respetivamente para os estados limite de dano de 0 a 4. Importa referir que, de acordo com a definição apresentada em [15], os estados limites usados na construção das curvas de fragilidade não são inteiramente correlacionáveis com os recomendados na NP EN 1998-3 [13]. Os valores obtidos para C_{RD} encontram-se apresentados na Tabela 4.

Por recheio entende-se o conjunto de todos os bens móveis pertencentes aos edifícios, incluindo quer o chamado recheio comum (mobiliário, eletrodomésticos, etc.), quer os objetos especiais ou de valor acrescido. Estes bens móveis são especialmente vulneráveis a acelerações, sendo por isso fundamental a sua consideração na quantificação de perdas, mesmo para níveis de ação sísmica baixas. Seguindo a mesma lógica que na estimativa do custo de reparação de danos, a metodologia HAZUS [14] propõe que as perdas associadas à reposição do recheio sejam determinadas em função dos estados limite de dano dos imóveis. Uma vez desconhecido o valor do recheio no caso particular dos edifícios analisados neste artigo, os autores assumiram um valor correspondente a 50% do custo de reposição, C_R , tal como sugerido em [14]. Os valores dos fatores $f_{k,RR}$, associados às perdas de reposição do recheio foram adotados de [14], e considerados iguais a 0.000, 0.010, 0.050, 0.250, 0.500, para os estados limite de dano, d_k , de 0 a 4, respetivamente. O custo de reposição do recheio, C_{RR} , é obtido através da expressão da Eq. (2). Os respetivos valores finais encontram-se apresentados na Tabela 4.

$$C_{RR} = 0.5 \times C_R \times \sum_{n=0}^k (f_{k,RR} \times P_k) \quad (2)$$

4.2. Perdas humanas

As perdas humanas foram também quantificadas de acordo com a metodologia da HAZUS [14], uma vez mais em função dos estados limite de dano. De acordo com esta metodologia, são considerados quatro níveis de gravidade: feridos ligeiros; feridos moderados ou com necessidade de internamento médico; graves ou em risco de vida, e mortos. Os fatores $f_{k,SF}$, associados a cada nível de severidade e estado limite de dano, foram retirados dos valores tabelados em [14] para a tipologia estrutural URM (*unreinforced masonry bearing walls*). Considerou-se um cenário em que o terramoto ocorreria às duas horas da manhã, e em que por isso, os habitantes dos edifícios se encontrariam no seu interior. O número de habitantes foi considerado igual 1 e 4, respetivamente para o edifício A e B, de acordo com o citado no relatório de inspeção redigido na sequência do terramoto de 1998. A percentagem de feridos para cada estado limite de dano foi calculado através dos fatores especificados em [14] para edifícios residenciais. Os valores monetários associados às perdas humanas para cada nível de gravidade foram adotados de Lamego [17], com base nos custos resultantes do terramoto de Northridge, em 1994. Os valores finais associados às perdas humanas, C_{PH} , encontram-se apresentados na Tabela 4.

5. ANÁLISE CUSTO-BENEFÍCIO

Na Tabela 4, encontram-se sintetizados os resultados globais da análise custo-benefício realizada. O indicador BCR, representa então o rácio entre os ganhos previstos resultantes da prevenção de ocorrência de dano, e o custo específico de cada estratégia de reforço sísmico, C_{RS} . Importa referir que no caso do edifício B, uma vez que o estado limite DL não é verificado para a condição não reforçada (RS_0), considerou-se que a reparação dos danos não seria economicamente viável,

observando assim as recomendações da NP EN 1998-1 [12]. Assim, neste caso particular, o custo de reparação de danos C_{RD} , foi assumido na Tabela 4 igual ao custo de reposição através de construção tradicional (CT).

Os valores de C_{RS} foram obtidos através da multiplicação dos valores médios de 117 e 22 €m^{-2} , propostos em [1] para as estratégias de reforço RS_1 e RS_2 , respetivamente, pela área bruta total de cada edifício. Através da comparação direta entre os valores de C_R e C_{RS} , podemos observar que as estratégias de reforço RS_1 e RS_2 representam cerca de 16 e 3% do custo de reposição $C_{R,CT}$ para o edifício A, e 22 e 4% no caso do edifício B. As mesmas estratégias de reforço sísmico RS_1 e RS_2 , representam aproximadamente 22 e 4% do custo de reposição $C_{R,CC}$, respetivamente, e independentemente do edifício em questão. De um modo geral, podemos observar que a estratégia de reforço RS_2 é a que se apresenta como mais interessante do ponto de vista do custo-benefício, devido essencialmente ao baixo custo de reforço associado à aplicação desta estratégia (22 €m^{-2}). Por outro lado, se no caso do edifício A, a melhoria do desempenho sísmico com a estratégia de reforço RS_1 permite uma maior redução de perdas (comparativamente a RS_2), no caso do edifício B, esta tendência já não se verifica.

Tabela 4 – Resultados da análise custo-benefício para cada estratégia de reforço sísmico, em função do custo de reposição $C_{R,CT}$.

Edifício	Valor	Condição de reforço	C_{RD}	C_{RR}	C_{PH}	Perdas totais	Benefício	BCR_{CT}	
			[€]	[€]	[€]	[€]	[€]	[-]	
A	Mediano	RS_0	3547	4258	216	8021	-	-	
		RS_1	0	0	0	0	8021	1.27	
		RS_2	1002	204	6	1211	6810	5.74	
	16º PCTL	RS_0	14665	6302	812	21779	-	-	
		RS_1	396	64	0	461	21318	3.37	
		RS_2	1355	358	14	1726	20053	16.85	
	84º PCTL	RS_0	3547	19	0	3566	-	-	
		RS_1	11	6	0	17	3550	0.57	
		RS_2	29	6	1	35	3531	3.00	
	B	Mediano	RS_0	68540	13214	5545	87299	-	-
			RS_1	22632	10758	2840	36230	51069	3.41
			RS_2	22273	10383	2807	35462	51837	18.43
16º PCTL		RS_0	68540	13335	5686	87560	-	-	
		RS_1	8251	7915	1105	17271	70289	4.70	
		RS_2	29936	11496	3770	45203	42357	15.06	
84º PCTL		RS_0	42931	12994	5293	61218	-	-	
		RS_1	39649	12799	5073	57520	3698	0.25	
		RS_2	11975	7111	1520	20606	40612	14.44	

Aplicando o mesmo raciocínio, é possível estimar os valores de BCR_{CC} , tendo em conta o custo de reposição $C_{R,CC}$ (530€). A comparação entre os valores de BCR_{CT} (da Tabela 4) e BCR_{CC} é feita na Fig. 5. São ainda apresentadas na Fig. 5, as melhorias percentuais de desempenho sísmico (em termos de percentagem de ação e para cada estado limite), associado às estratégias de reforço RS_1 e RS_2 , relativamente à condição não reforçada, RS_0 . Através da análise da Fig. 5 podemos de facto observar que, enquanto que no caso do edifício A, o binómio custo-benefício de ambas as estratégias de reforço sísmico é mais atrativo para $C_{R,CT}$, no caso do edifício B, não existe praticamente diferença entre os valores BCR_{CT} e BCR_{CC} , uma vez que o custo de reposição $C_{R,CC}$ é muito semelhante a $C_{R,CT}$. Em termos de aumento de desempenho, é possível observar que, no caso do edifício A, RS_1 permite um maior aumento percentual de desempenho comparativamente a RS_2 . Esta diferença é, contudo, menos expressiva no caso do edifício B.

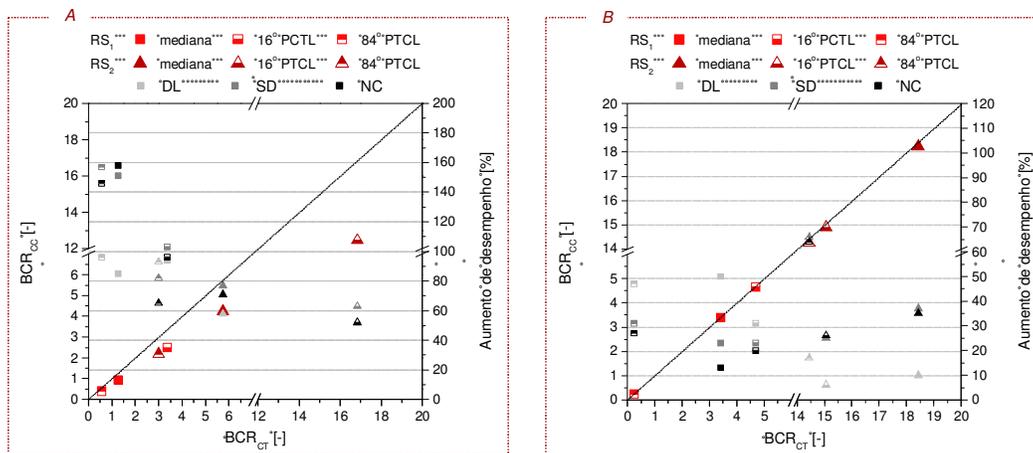


Fig. 5 – Relação entre os valores de tendência central de BCR_{CT} e BCR_{CC} para cada estratégia de reforço e o aumento percentual do desempenho sísmico para cada estado limite.

6. CONCLUSÕES

Uma das primeiras conclusões que importa retirar deste estudo, é a de que, se atendendo aos valores medianos do conjunto das 40 análises realizadas, ambas as estratégias de reforço sísmico analisadas verificaram a percentagem de ação regulamentar exigida para praticamente todos os estados limite considerados. Exceção feita apenas para o estado limite NC, no caso da consolidação da estrutura vertical, e apenas para o edifício B. Isto significa que, para ambos os casos de estudo analisados, os quais foram criteriosamente seleccionados tendo em conta a sua representatividade no contexto do edificado vernáculo do Faial (edifícios de 1 e 2 pisos), a aplicação de técnicas tradicionais de reforço sísmico permite o cumprimento das exigências da norma NP EM 1998-3:2017 para esta região. Por outro lado, ficou demonstrado que o custo de ambas as estratégias de reforço sísmico (RS_1 e RS_2) representam apenas cerca de 16 e 3% (edifício A) e 22 e 4% (edifício B) do custo de reposição $C_{R,CT}$. Caso seja considerado um custo de reposição $C_{R,CC}$, essa percentagem é estimada em 22 e 4%, para ambos os edifícios. Estes dados demonstram que, independentemente do carácter da reconstrução a realizar (com recurso a construção tradicional ou corrente), o custo destas estratégias de reforço sísmico não representa um impacto significativo no custo total da obra, ao ponto de as inviabilizar por motivos económicos. Atendendo ao binómio custo-benefício, aqui representado pelo rácio BCR, os resultados obtidos demonstram que, para ambos os casos de estudo, RS_2 é a estratégia mais atrativa. Para além disso, o facto de ser menos intrusiva que RS_1 , é também um fator que importa ter em conta no contexto de tomada de decisão.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem aos professores Carlos Sousa Oliveira e Aníbal Costa pela disponibilização da base de dados referente ao processo de reconstrução dos Açores, e ainda a toda a equipa do Gruppo Sismica, e em particular ao Eng. Bartolomeo Pantò, pelo apoio técnico prestado em algumas questões relacionadas com a modelação numérica.

8. REFERÊNCIAS

- [1] Maio, R., Ferreira, T.M., Vicente, R. e Costa, A. (2018) Is the use of traditional seismic strengthening strategies economically attractive in the renovation of urban cultural heritage assets in Portugal? *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- [2] Costa, A. (2002) Determination of mechanical properties of traditional masonry walls in dwellings of Faial Island, Azores. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(February 2000), 1361-1382.
- [3] Oliveira, C., Costa, A. e Nunes, J. (2008) *Sismo 1998 Açores - uma década depois*. Sersilito empresa gráfica, Lda, Maia, Portugal.
- [4] Pantò, B., Cannizzaro, F., Calì, I. e Lourenço, P.B. (2017) Numerical and Experimental Validation of a 3D Macro-Model for the In-Plane and Out-Of-Plane Behavior of Unreinforced Masonry Walls. *International Journal of Architectural Heritage*. **11**(7), 946-964.
- [5] 3D-Macro (2017) “Il software per le murature” (3D computer program for the seismic assessment of masonry buildings). 3D-Macro® - Release 4.1.2. Gruppo Sismica s.r.l., Catania, Itália.
- [6] NTC (2008) “Decreto Ministeriale 14/1/2008 - Norme tecniche per le costruzioni”. Ministry of Infrastructures and Transportations. “Gazzetta Ufficiale” S.O. n.30 on 4/2/2008.
- [7] NZSEE (2015) Assessment and improvement of the structural performance of buildings in earthquake. Recommendations of a NZSEE study group. New Zealand Society for Earthquake Engineering, Wellington, Nova Zelândia.
- [8] ASCE (2014) Seismic evaluation and retrofitting of existing buildings. ASCE 41-13. American Society of Civil Engineers. Reston, Virginia, Estados Unidos da América.
- [9] EN 1998-1 (2004) Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance - part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization (CEN), Bruxelas, Bélgica.
- [10] Maio, R., Estêvão, J.M.C., Ferreira, T.M. e Vicente, R. (2017) The seismic performance of stone masonry buildings in Faial island and the relevance of implementing effective seismic strengthening policies. *Engineering Structures*, **141**(2017), 41-58.
- [11] Fajfar, P. e Gašperšič (1996) The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **25**(1), 31-46.
- [12] NP EN 1998-1 (2010) “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - parte 1: regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. European Committee for Standardization (CEN), Norma Portuguesa.
- [13] NP EN 1998-3 (2017) “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - parte 3: avaliação e reabilitação de edifícios”. European Committee for Standardization (CEN), Norma Portuguesa.
- [14] FEMA & NIBS (2003) Multi-hazard loss estimation methodology: earthquake model, HAZUS-MH MR4, Technical manual, Federal Emergency Management, Mitigation Division, Washington, Estados Unidos da América.
- [15] Mouroux, P. e Le Brun, B. (2006) Presentation of RISK-UE project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **4**(4), 323–339.
- [16] Portugal (2018) Portaria no. 330-A/2018 de 20 de Dezembro de 2018. Portaria que fixa o valor médio de construção por metro quadrado. Diário da República n.º 245/2018, 1º Suplemento, Série I de 2018-12-20.
- [17] Lamego, P. (2014) Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco. *PhD Thesis*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho.