

TÓPICO 5 – Património histórico

Avaliação numérica de soluções de reforço para edifícios antigos

R. Vicente^{1,a}, H. Rodrigues^{1,b}, H. Varum^{1,c} e J.A.R. Mendes da Silva^{2,d}

¹Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal

²Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Portugal

^aromvic@ua.pt, ^bhrodrigues@ua.pt, ^chvarum@ua.pt, ^draimundo@dec.uc.pt

Palavras-chave: Alvenaria, vulnerabilidade sísmica, acções de reforço, custos

Resumo. O interesse e necessidade de avaliar diferentes soluções de reforço, particularmente para construções tradicionais de alvenaria sob acção sísmica é fundamental na definição de estratégias de reforço e medidas de minimização de dano na salvaguarda do património de valor cultural e histórico. Apresentaremos os principais resultados obtidos de uma modelação numérica de um agregado estrutural composto por quatro edifícios dispostos em banda. Três técnicas de reforço e reabilitação para melhorar o comportamento global deste conjunto de edifícios foram modelados e analisados. A eficiência destas estratégias é discutida em termos de controlo de deformação e análise custo-benefício. Pretende-se contribuir para a promoção das acções de recuperação e reabilitação de edifícios antigos integrados em zonas históricas. Após uma descrição e caracterização construtiva das alvenarias de pedra calcária e dos outros elementos construtivos e das suas principais características, destaca-se a análise feita em termos de deformações e tensões instaladas, de forma a melhor compreender o seu comportamento destes edifícios, e ainda, identificar as acções de intervenção a realizar e a sua compatibilização, com a escolha adequada de técnicas e materiais, que influenciem de forma positiva, pela posterior valorização da construção em termos de autenticidade arquitectónica, histórica e cultural.

Introdução

Neste trabalho avaliar-se-á o desempenho estrutural, face à acção sísmica, de construções de alvenaria inseridas em agregados estruturais com recurso à modelação numérica, reconhecendo as principais dificuldades e limitações nas estratégias de modelação. Em particular, será estudado um agregado estrutural constituído por quatro edifícios.

Serão apresentados os resultados de uma análise espectral com um modelo linear de elementos finitos, usando o software Robot Millennium [1]. Com este modelo avaliou-se três aspectos: i) análise de níveis de tensão, quer para cargas estáticas verticais auxiliando a interpretação de fissuração existente, quer para a acção sísmica, na identificação de zonas propensas a sofrer dano; ii) análise da influência da rigidez dos diafragmas na resposta do agregado; e, iii) estudo de três diferentes soluções de reforço, em termos de controlo de deformação e custo associado das soluções quando sujeito à acção sísmica.

Descrição do agregado estrutural

A grande maioria dos edifícios da Baixa de Coimbra foi construída no período compreendido entre a segunda metade do Séc. XVIII (após o sismo de Lisboa de 1 de Novembro de 1755) até à primeira metade do Séc. XX, sem critérios nem preocupações sísmo-resistentes. Mesmo os primeiros edifícios construídos logo após o sismo de 1755, inspiraram-se na solução da gaiola pombalina, onde podem ser observados elementos de madeira com disposição em cruz de Santo André, embora o cuidado do sistema construtivo global e das suas ligações fosse pobre.

Nesta modelação numérica analisou-se um grupo de quatro edifícios, que constitui um agregado representativo dos edifícios da Baixa de Coimbra, em termos de materiais, soluções construtivas e tipologia (em planta e altura). O agregado de edifícios estudado é parte de uma malha urbana irregular da zona mais antiga do centro histórico de Coimbra (ver Fig. 1), denotando características arquitectónicas dos Séc. XVIII e XIX, como as escadas em “tiro”, janelas de “aventanal”, etc. (ver Fig. 2).

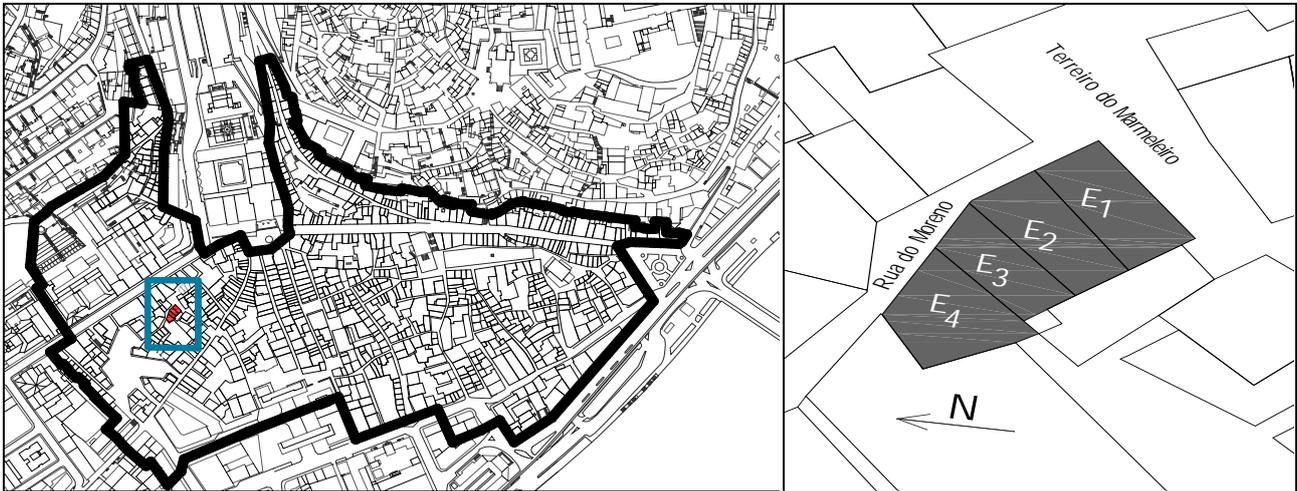


Figura 1: Perímetro da Baixa de Coimbra e localização do agregado de quatro edifícios em estudo

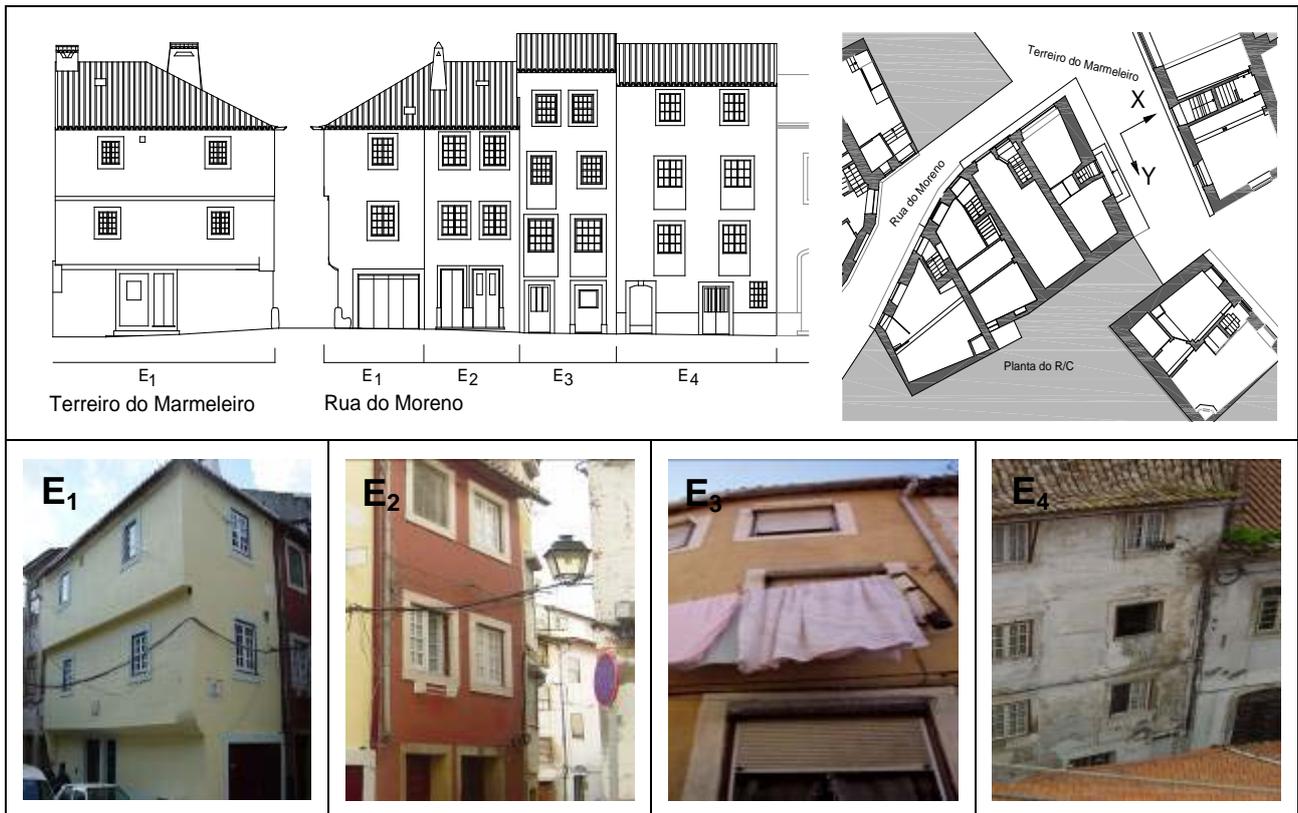


Figura 2: Alçados, planta do rés-do-chão e fachadas dos quatro edifícios

Um aspecto muito importante, é a ordem cronológica da construção, uma vez que edifícios adjacentes, dispostos maioritariamente em banda, poderão não ter sido construídos no mesmo período, resultando correntemente no uso comum das paredes existentes de outros edifícios que passam a ser paredes meeiras, suportando pavimentos e cobertura do edifício construído mais

recentemente. Esta situação é agravada pelos problemas de ligação entre as paredes de fachada com as paredes laterais/meeiras existentes, bem como dos novos elementos às paredes resistentes. Deste modo, os edifícios não têm um comportamento independente, por partilharem paredes resistentes, interagindo entre si, particularmente para acções horizontais, sendo relevante não só devido à questão da capacidade resistente, mas sim pela fragilidade das ligações na zona dos cunhais. A fissuração junto aos cunhais e o colapso das paredes de fachada para fora do seu plano durante um sismo, são mecanismos de dano frequentes causados pela fragilidade das deficientes ligações entre paredes ortogonais (parede fachada – parede meeira).

Cada um dos edifícios estudados tem uma planta aproximadamente rectangular, com excepção do edifício E₄ localizado do canto a N-W do grupo de edifícios, que possui uma planta de forma aproximadamente trapezoidal. No que diz respeito à geometria em altura, os edifícios E₁ e E₂ (no quadrante S-E) são constituídos por um piso térreo, dois pisos elevados e um sótão. Os edifícios E₃ e E₄ são compostos por um piso térreo, três pisos elevados e um sótão. Tal como é típico na Baixa de Coimbra, estes edifícios não têm cave. Nos edifícios da Baixa de Coimbra, a tipologia arquitectónica e as soluções construtivas são variáveis em função das dimensões e da nobreza dos edifícios. Os edifícios residenciais representam a maioria dos edifícios da Baixa de Coimbra e são dotados de esquemas estruturais simples: paredes de alvenaria de pedra, pavimentos e cobertura em estrutura de madeira (ver Fig. 3). Reconhece-se que esta interpretação estrutural simples não é por vezes tão clara, quer pela existência de paredes interiores que passam a ter funções pseudo-resistentes, quer pela existência de elementos em madeira (viga mestra de madeira) embebidos na alvenaria, atravessando todo o edifício.



Figura 3: Detalhes construtivos dos edifícios antigos

Relativamente às paredes resistentes, estas são constituídas por alvenaria de pedra irregular de pequena e média dimensão (calcário dolomítico, conhecido por “pedra amarela” em Coimbra), em que a espessura da parede varia em altura desde valores, em termos médios, de 70cm na base até 26cm no topo. O uso de areia do rio de granulometria grosseira e de barro para as argamassas de assentamento é muito comum. A zona de parede debaixo das aberturas, entre nembos, é constituída normalmente por painéis de pedra de espessura com cerca de 20 a 30cm. Em algumas situações, nestas zonas foi observado o uso de alvenaria de tijolo maciço e em outros de alvenaria de pedra irregular, incorporando elementos de madeira cruzados.

Refira-se ainda, que as paredes de alvenaria têm um bom comportamento a acções verticais, induzidas por forças gravíticas e um inferior desempenho a acções horizontais no plano das paredes. Mas é o seu comportamento às solicitações perpendiculares ao seu plano que constitui a sua maior fragilidade. O melhor ou pior comportamento das paredes de alvenaria depende de muitos aspectos e características tais como a dimensão das pedras, tipo de assentamento, tipo de pedra, tipo de argamassa, ligação entre faces, ligação a outras paredes, etc. Como as alvenarias constituem cerca de 60 a 75% do peso das construções antigas, estas governam praticamente a resposta global do agregado.

Quanto aos pavimentos destes 4 edifícios, tal como para a maioria dos edifícios inspeccionados, foi observado o uso sistemático de madeira em pavimentos (estrutura e revestimento), coberturas e paredes interiores de tabique. Nestes edifícios os pavimentos são constituídos por barrotes de madeira com secções que variam entre os $10 \times 16 \text{ cm}^2$ a $10 \times 24 \text{ cm}^2$, dispostos perpendicularmente às paredes meirias (paralelos às paredes de fachada). A direcção do vigamento dos pavimentos e até das coberturas foi confirmada no local em quase todos os pisos. Foram identificados vários tipos de madeira neste agregado, desde do pinho nacional ao carvalho e castanho.

As coberturas são inclinadas, de duas águas no caso dos edifícios E_2 , E_3 e E_4 , e de três águas para o edifício E_1 . Os vigamentos têm uma dimensão média de $10 \times 16 \text{ cm}^2$ e as vigas de cumeeira de $12 \times 20 \text{ cm}^2$. Estas coberturas apresentam, presentemente, sinais de degradação, mesmo as constituídas por asnas fachada (com elemento linha), exercendo impulso horizontal sobre as paredes perpendicularmente a estas. O revestimento da cobertura é feito em telha cerâmica, as caixilharias em madeira com envidraçados simples. As paredes interiores de tabique apresentam geralmente deformação por fluência e envelhecimento, adquirindo ao longo dos anos uma função pseudo-resistente.

Geometria do modelo e propriedades mecânicas

As análises numéricas foram realizadas usando um programa de elementos finitos, *Robot Millennium* versão 17.5 [1]. A geometria dos edifícios foi definida com recurso a desenhos de arquitectura fornecidos em formato CAD, tendo sido confirmadas algumas medidas aquando inspecções realizadas a este agregado. Os elementos utilizados na definição do modelo tridimensional são: i) elementos de casca de 4 nós para os painéis de alvenaria; e, ii) elementos de barra de 2 nós para os barrotes e vigamentos de madeira dos pavimentos e coberturas, como se observa na Fig. 4.

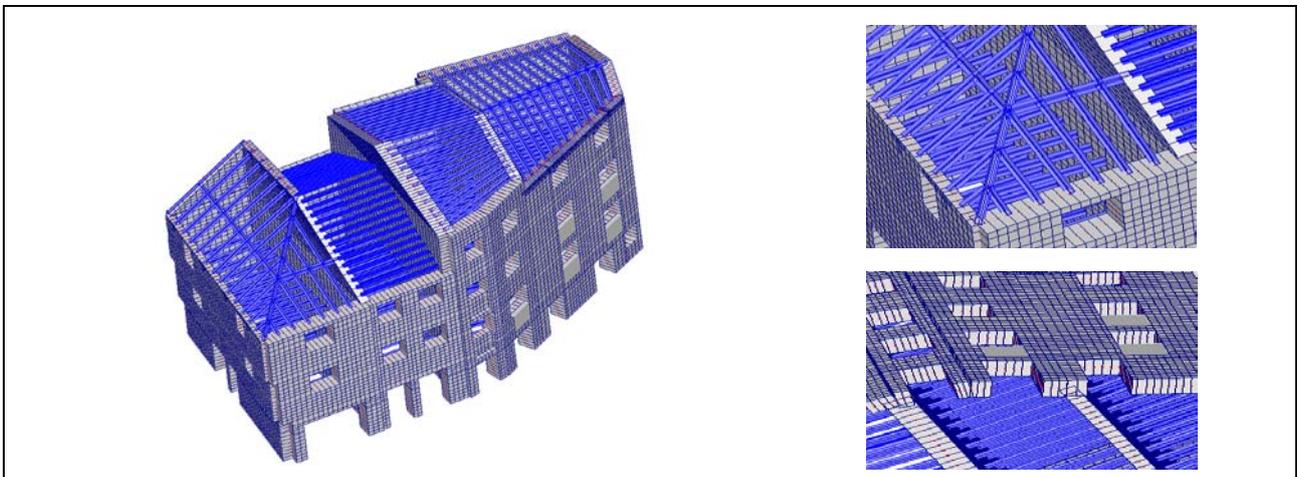


Figura 4: Modelo tridimensional global dos quatro edifícios (paredes, pavimentos e coberturas)

O modelo utilizado para descrever o comportamento é linear elástico. Apesar de reconhecida a importância da consideração da não linearidade do material nestas construções, quando sujeitas a solicitações sísmicas, considera-se que as análises lineares elásticas desenvolvidas neste trabalho permitem uma avaliação global do comportamento destas construções, a partir da identificação de fragilidades estruturais e zonas críticas de concentração de tensões. Admitem ainda, uma análise simplificada na interpretação da fissuração presente e da previsão do grau e localização de zonas propensas a sofrer dano.

Com o modelo do agregado estrutural estudado, pretendeu-se representar o comportamento global das construções, considerando as condicionantes e algumas simplificações associadas a aspectos particulares, como são as condições de ligação, condições fronteira e de compatibilidade entre elementos resistentes, até as próprias características dos materiais constituintes:

- As paredes de fachada foram modeladas com a espessura constante medida no local. As paredes com redução de espessura em altura foram modeladas com painéis de espessura variável;
- Dois tipos de material foram considerados para as paredes: um para a alvenaria corrente e outro para os elementos que se localizam sob as aberturas dos pisos superiores que normalmente são de pedra (zonas mais rígidas e menos espessas);
- Os barrotes e vigamentos de madeira nos pavimentos foram modelados com elementos de barra articulados nas ligações às paredes, garantindo a transmissão das cargas verticais e representando assim a sua influência na resposta dos edifícios;
- A estrutura da cobertura do edifício E₂ foi intervencionada no ano 2000, sendo constituída por uma laje aligeirada de betão armado com revestimento cerâmico. Este aspecto foi considerado na definição das acções permanentes;
- Consideração de comportamento linear elástico de todos os materiais definidos;
- Valor assumido para o coeficiente de comportamento igual a 1, tendo em conta as características específicas da alvenaria típica da Baixa de Coimbra (baixa ductilidade e capacidade de dissipação de energia) e o moderado nível de acção sísmica que será aplicado nestas análises;
- Condições de suporte na base das paredes de alvenaria: restrição de deslocamentos e da rotação para fora do plano de todas as paredes a este nível.

Em relação às características mecânicas dos elementos estruturais, foram utilizados na modelação valores médios reunidos de resultados de ensaios experimentais e teses disponíveis na bibliografia [2, 3, 4, 5 e 6]. Na Tabela 1 resumem-se os valores considerados para as propriedades mecânicas adoptadas para os materiais.

Tabela 1: Propriedades mecânicas adoptadas para os materiais do modelo linear elástico

| Propriedades mecânicas | Alvenaria | Painéis de pedra | Elementos de madeira | Betão armado |
|--|-----------|------------------|----------------------|--------------|
| Módulo de elasticidade E (GPa) | 1.75* | 3.00 | 6.00 | 29.00 |
| Peso volúmico γ (kN/m ³) | 19.6 | 22.0 | 6.0 | 25.0 |
| Coefficiente de <i>Poisson</i> ν (adimensional) | 0.17 | 0.30 | 0.37** | 0.20 |
| Resistência à compressão σ_c (MPa) | 1.00 | 3.00 | 11.00 | 17.00 |
| Resistência à tracção σ_t (MPa) | 0.05 | 0.05 | 16.50 | 2.50 |
| Resistência ao corte τ_w (MPa) | 0.06 | 0.05 | 2.0 | -- |

* - este valor foi calibrado com os resultados das estimativas de frequências [7]
 ** - a madeira é um material ortotrópico, o valor utilizado é uma valor representativo das diferentes direcções

O valor do módulo de elasticidade adoptado no modelo, $E=1.75\text{MPa}$, é justificado por três razões: i) em primeiro lugar pela revisão bibliográfica efectuada sobre ensaios de paredes com constituição e morfologia semelhante à alvenaria típica das construções da Baixa de Coimbra; ii) a segunda razão foi pela calibração efectuada em termos de frequências medidas por ensaios de identificação dinâmica local [7]; e, iii) por último, pelos resultados dos ensaios mecânicos realizados com recurso a macacos planos [7] que conduziram a um valor médio do módulo de elasticidade inicial não corrigido ($E_0 \approx 2.0\text{MPa}$), próximo do valor calibrado e usado no modelo numérico para toda a avaliação e análise. Reconhece-se que o valor do módulo de elasticidade inicial, E_0 , é eventualmente demasiado elevado para uma análise desta natureza. É aconselhável a

utilização de um procedimento simplificado, para de alguma forma considerar a não linearidade da alvenaria, utilizando um módulo de elasticidade secante (por exemplo: $E_{sec30-60\%}$) compatível com o nível de deformação experimentada em cada ponto da estrutura. Um procedimento mais rigoroso para a análise da resposta poderá passar por um procedimento incremental não-linear com correcção da rigidez da alvenaria em função do nível dos esforços instalados.

Reconhece-se que o modelo utilizado não permite considerar a qualidade das ligações entre paredes ortogonais (zona de cunhais e paredes de contraventamento) nem das ligações entre elementos horizontais e verticais (parede-pavimento, parede-cobertura). No entanto, refere-se que estes problemas deverão ser alvo de modelações específicas, já que são mecanismos locais muito particulares e que não são de fácil consideração na modelação de um problema complexo como este conjunto de 4 edifícios.

Definição das acções

Nestas análises foram consideradas as seguintes acções, de forma a interpretar o comportamento da estrutura existente, identificar as causas das fragilidades observadas, avaliar as exigências de deformação e a eficiência de soluções de reforço:

- Acções permanentes (peso próprio das paredes, dos pavimentos e das coberturas);
- Sobrecargas de utilização;
- Acção sísmica.

De seguida é descrita cada uma das acções consideradas na análise mais detalhadamente:

As cargas permanentes (peso próprio de elementos estruturais e não estruturais) deverão ser obtidas a partir do levantamento rigoroso da geometria e da constituição da construção, apoiando-se ainda na consulta de informação existente (desenhos, etc.). Em muitas estruturas deste tipo, ou pelo menos em alguns elementos construtivos, algumas das patologias encontradas são devidas ao elevado nível de tensão instalada na estrutura para as acções permanentes. No entanto, para certas combinações de acções, este poderá ter uma importante contribuição na estabilidade da estrutura.

Peso próprio das paredes

Para as paredes de alvenaria constituídas essencialmente por pedra calcária, assente com argamassa de areia e cal com juntas desalinhas e assentamento irregular das pedras, foi considerado um peso volúmico de 19.6kN/m^3 . As paredes de alvenaria apresentam valores de espessura que variam entre 36 a 70cm ao nível da base. Algumas delas apresentam redução de espessura em altura. A alvenaria sob as janelas é de menor espessura, para facilitar a aproximação dos utilizadores às janelas e é constituída por um bloco maciço de pedra com peso volúmico de 22.0kN/m^3 .

Peso próprio dos pavimentos

Com excepção do piso térreo, os elementos estruturais horizontais originais das construções são constituídos por pavimentos de barrotes de madeira dispostos paralelamente às fachadas. A dimensão média dos barrotes de pavimento dos edifícios E_1 , E_2 e E_3 é $10 \times 18\text{cm}^2$ e de $10 \times 20\text{cm}^2$ para o edifício E_4 do agregado.

Os barrotes dos pavimentos estabelecem a união entre as paredes-mestras (interiores e de periferia), constituindo, globalmente, elementos que melhoram o comportamento global dos edifícios para as acções horizontais, embora tenham uma fraca resistência à distorção no seu plano horizontal. Assim, considerou-se uma carga permanente uniformemente distribuída, correspondente aos revestimentos de piso e ao próprio pavimento, de 0.8 a 1.4kN/m^2 , utilizando para o peso volúmico da madeira o valor indicado na Tabela 1. Relativamente às paredes divisórias, estas

também são consideradas nas cargas permanentes, sendo o seu valor incluído na carga final uniformemente distribuída nos pavimentos.

Peso próprio das coberturas

A cobertura é constituída por telhas tipo canudo ou marselha, apoiadas numa estrutura secundária formada por ripas e varas de madeira, que por sua vez descarregam na viga de cumeeira e nas paredes exteriores. As dimensões e os pesos volúmicos considerados para os elementos estruturais que compõem os pavimentos e a cobertura foram indicados e apresentados na Tabela 1. O peso das coberturas foi calculado de acordo com os valores propostos nas Tabelas Técnicas [5], entre 1.35 e 2.00kN/m², em função da composição de cada cobertura.

Sobrecargas de utilização nos pavimentos e na cobertura

De acordo com o RSA [8], considerou-se ainda uma sobrecarga uniformemente distribuída de 2.00kN/m² em todos os pavimentos, uma vez que a principal ocupação destes edifícios é de habitação. Para as coberturas correntes, o RSA [8] indica uma sobrecarga regulamentar de 0.30kN/m².

Acção sísmica

Para estas análises lineares optou-se pela definição da acção sísmica através de um espectro de resposta elástico. Para avaliar o desempenho sísmico do agregado em estudo, foi efectuada uma análise espectral considerando a acção sísmica para cada uma das 2 direcções de forma independente (XX e YY).

Na definição da acção sísmica pelo EC8 [9], e de acordo com a versão provisória do Anexo Nacional [10], considerou-se para este caso de estudo, o valor máximo em função dos valores da aceleração de base e da estimativa da frequência da estrutura, dada pelo espectro de resposta para o cenário de sismo afastado (zona 4) e para o cenário de sismo próximo (zona 2). O terreno estipulado para esta análise foi um solo designado por este código como terreno do tipo C. A quantificação da acção sísmica segundo a norma europeia prevê a introdução de um coeficiente de importância, γ_1 , associado à dimensão, valor e importância dos edifícios, definido na tabela 4.3 do EC8 [9]. Os edifícios em estudo inserem-se na categoria de edifícios correntes, pelo que este coeficiente toma o valor unitário. O espectro foi corrigido para um coeficiente de amortecimento viscoso de 2%.

Estratégias de reforço avaliadas

As intervenções estruturais de reforço para melhorar o desempenho dos edifícios tradicionais em alvenaria face às acções sísmicas, deverão ser acções que respeitem a concepção original, materiais e soluções do edifício. O modelo numérico linear implementado e calibrado, foi também utilizado para avaliar a eficiência de três diferentes estratégias de reforço: uso de tirantes; tarugamento dos pavimentos; e consolidação das paredes de alvenaria.

As paredes de alvenaria da envolvente dos edifícios são tipicamente vulneráveis a mecanismos de colapso para fora do seu plano. A introdução de tirantes ao nível de todos os pisos e especialmente ao nível da cobertura, para limitar esses movimentos, foi considerado neste estudo, com duas configurações alternativas, como proposto na Fig. 5. Os tirantes foram modelados com elementos de cabo com 25mm de diâmetro, com as propriedades indicadas na Tabela 2, apenas funcionando para esforços de tracção. Estudou-se uma primeira configuração, na qual os tirantes atravessam todas as paredes meias numa direcção (YY), e na outra apenas foram aplicados tirantes nas paredes dos edifícios das extremidades do agregado (edifícios E₁ e E₄). Posteriormente e em função dos primeiros resultados, reconsiderou-se a configuração dos tirantes por uma disposição mais eficiente, em termos de controlo de deformações das paredes para fora do plano, fazendo a ancoragem dos tirantes a zonas mais rígidas do agregado, isto é, zonas de intersecção e travamento entre paredes (ver Fig. 5, solução de reforço A).

Tabela 2: Propriedades dos materiais considerados nas acções de reforço

| Propriedades mecânicas | Alvenaria consolidada | Tirantes de aço |
|--|-----------------------|-----------------|
| Módulo de elasticidade, E (GPa) | 3.06 | 210 |
| Peso volúmico, γ (kN/m ³) | 19.6 | 7.7 |
| Coefficiente de Poisson, ν | 0.17 | 0.30 |

Outra acção estudada para melhorar o desempenho dos edifícios foi a rigidificação dos pavimentos no seu próprio plano. Esta acção de rigidificação foi modelada introduzindo elementos de madeira diagonais e ortogonais ao vigamento dos pavimentos, com características e dimensões semelhantes aos elementos do pavimento original (ver Fig. 5, solução de reforço B).

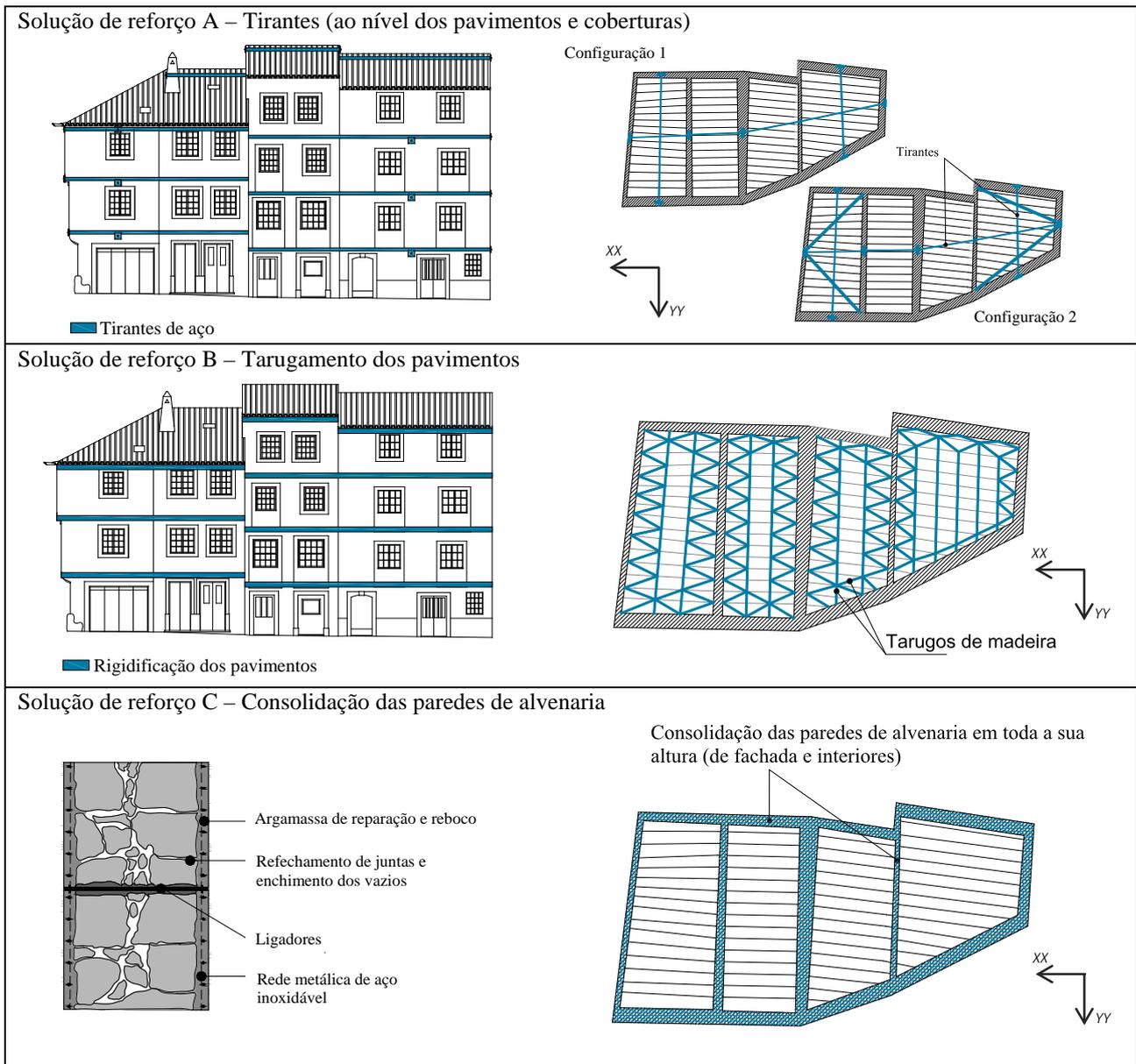


Figura 5: Esquema das soluções de reforço estudadas

Uma terceira solução de reforço considerada, foi a melhoria da resistência das paredes de alvenaria baseada numa acção de consolidação destas paredes que envolve: picagem do reboco, passagem de ligadores transversais, refechamento de juntas e enchimento de vazios, e aplicação de uma rede de aço inox em ambas as faces, que são posteriormente argamassadas, como se ilustra na Fig. 5, designada de solução de reforço C. Esta acção é modelada, de uma forma simples, pelo

aumento do módulo de elasticidade da alvenaria em 75%, (valor adoptado com base em Clough e Penzien [11] e estudos experimentais realizados por Costa [12]).

Relativamente à solução de reforço B (tarugamento do pavimento), consideraram-se as mesmas propriedades da madeira existente para os novos elementos de madeira utilizados na rigidificação do pavimento no seu próprio plano. Serão discutidos os resultados obtidos para cada uma destas estratégias de reforço em termos de: análise modal, exigências de deslocamentos, drifts e custos das intervenções, etc.

Frequências naturais e modos de vibração

Para avaliar as alterações no comportamento estrutural induzidas pelas acções de reabilitação estudadas, são analisadas propriedades dinâmicas do agregado (frequências naturais e modos de vibração). As soluções de reforço introduzidas nas construções existentes devem evitar alterar as frequências próprias e os modos de vibração, uma vez que estas alterações poderão incrementar o nível de acção sísmica. Os resultados em termos de frequência natural da estrutura original e das três soluções de reforço estudadas apresentam-se na Fig. 6. Constatou-se que cerca de 65 a 70% da massa global do agregado deve-se às paredes de alvenaria. Daí que os modelos relativos às soluções de reforço e particularmente para as soluções A e B, praticamente não alteram o peso total da estrutura. Da análise comparativa em termos de frequências e modos de vibração constata-se o seguinte (ver Fig. 6):

- O primeiro modo, para todos os sistemas estruturais analisados, isto é, para a estrutura original e para as três soluções de reforço, evidencia uma translação, revelando que ao nível do piso térreo se espera uma concentração de maiores exigências de deformação devido à elevada percentagem de aberturas na direcção XX. Da análise da forma do primeiro modo, evidencia-se ainda a maior vulnerabilidade de algumas paredes de alvenaria a movimentos para fora do seu plano (paredes de fachada dos edifícios E₁ e E₄);
- Com a solução de reforço A, que envolve a passagem de tirantes que ligam paredes paralelas, os modos de vibração evidenciam tendência para menores exigências de movimento das paredes para fora do seu plano nesta direcção, em relação à estrutura original. Devido à instalação dos tirantes, a primeira frequência aumenta em cerca de 4.3% em relação à estrutura original;
- A solução de reforço B, recorrendo ao uso de tarugos de madeira para rigidificar os pavimentos, aumentou a primeira frequência em cerca de 21.5%, estabelecendo uma resposta mais integrada de todo o agregado (limitando a deformação das paredes para fora do seu plano);
- Com a solução de reforço B, o aumento de rigidez dos pavimentos no seu plano induz uma clara tendência de redução das exigências de deformação das paredes envolventes e mesmo das paredes meias. Contudo, note-se que o modelo utilizado pressupõe que as ligações entre os pavimentos e as paredes são efectivas (admite-se ligação perfeita entre os elementos de barra que descrevem os pavimentos e as coberturas, e elementos de casca que descrevem as paredes);
- Com a solução de reforço C, o modo de vibração é semelhante ao da estrutura original como se esperaria, tratando-se apenas de uma estrutura mais rígida. A acção de consolidação das paredes de alvenaria aumentou a primeira frequência natural em cerca de 28%;
- No edifício E₄, as paredes de fachada e de empena lateral sofrem um movimento torsional devido à orientação relativa destas paredes (não perpendiculares);
- Para os modos superiores, surgem movimentos de torção e consequentemente movimentos para fora do plano das paredes associadas. A solução de rigidificação dos pavimentos no seu plano (solução de reforço B), reduz este efeito de torção global do agregado.

| | | |
|---------|---------|---------|
| 1º modo | 2º modo | 3º modo |
|---------|---------|---------|

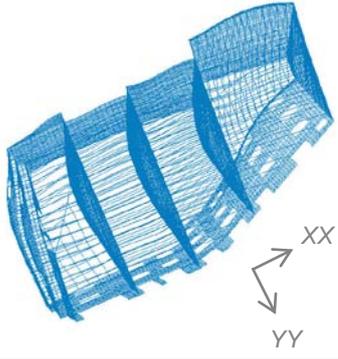
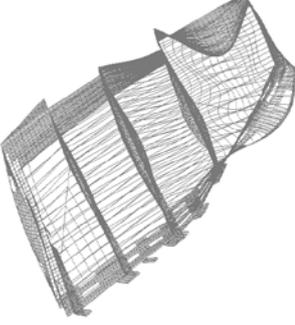
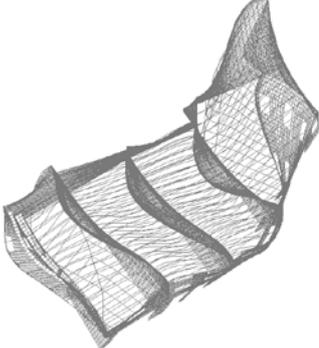
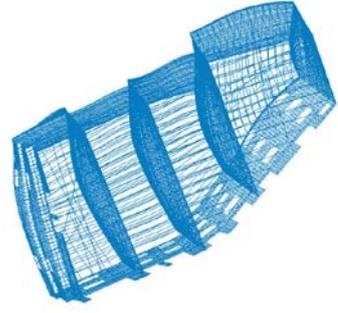
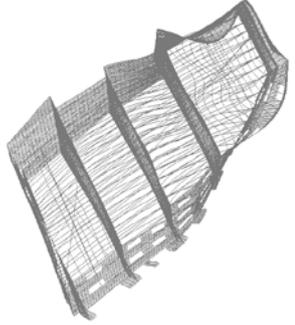
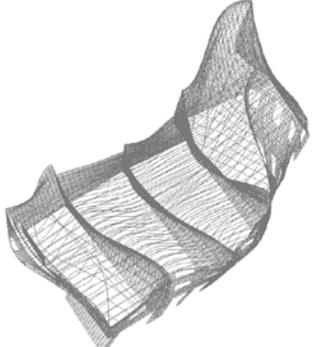
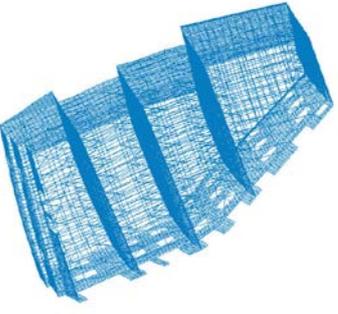
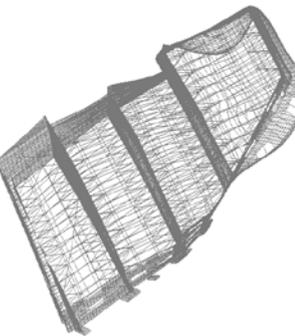
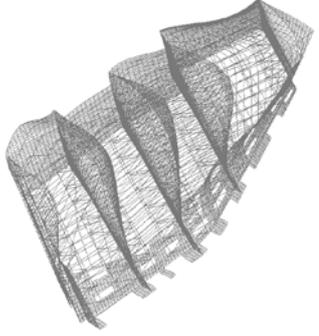
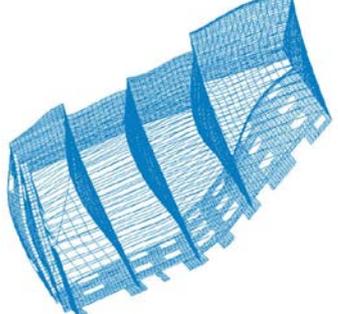
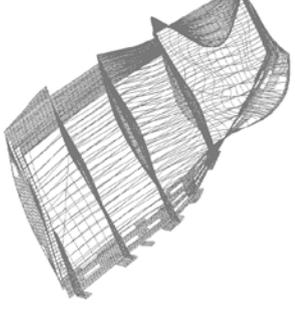
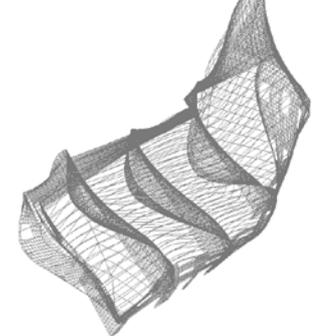
| | | | |
|---|---|---|---|
| Estrutura original |  |  |  |
| | 6.54Hz | 9.22Hz | 10.99Hz |
| Solução de reforço A (tirantes de aço, configuração 2) |  |  |  |
| | 6.82Hz | 9.29Hz | 11.37Hz |
| Solução de reforço B (tarugamento dos pavimentos) |  |  |  |
| | 7.94Hz | 10.16Hz | 12.73Hz |
| Solução de reforço C (consolidação das alvenarias) |  |  |  |
| | 8.38Hz | 11.50Hz | 14.21Hz |

Figura 6: Modos de vibração e frequências naturais (estrutura original e estruturas reforçadas)

Influência da rigidez dos diafragmas na resposta da estrutura

O uso de elementos estruturais em madeira nos pavimentos e cobertura em edifícios antigos, condiciona de modo importante a resposta estrutural destes edifícios. Para avaliar a influência da rigidez dos pavimentos na resposta do agregado, comparou-se a primeira frequência e correspondente modo de vibração (ver Fig. 7) para vários valores da rigidez dos diafragmas

horizontais (pavimentos e coberturas). Fez-se então variar (aumentando e reduzindo) a rigidez dos pavimentos e cobertura até 100 vezes a rigidez original dos elementos existentes. Dos resultados obtidos pode concluir-se o seguinte:

- A redução da rigidez das estruturas dos pavimentos e coberturas tem um menor impacto na primeira frequência do sistema estrutural do que um aumento de rigidez dos mesmos (por exemplo, comparando um aumento e uma redução equivalente em termos de ordem de grandeza, $k_{mod}/k_{original}=0.01$ e $k_{mod}/k_{original}=100$, em que k_{mod} é a rigidez modificada e $k_{original}$ a rigidez original);
- Considerando por exemplo, uma situação de degradação da rigidez - pela degradação das propriedades mecânicas e físicas dos pavimentos (mau estado de conservação) - verifica-se um efeito reduzido na alteração do comportamento global do agregado;
- A acção de reforço estudada correspondente ao tarugamento dos pavimentos (solução de reforço B), equivale a um aumento da rigidez dos pavimentos em relação à rigidez da estrutura original de cerca de 30 vezes (aumento da frequência de 21.5%), como indicado na Fig. 7.

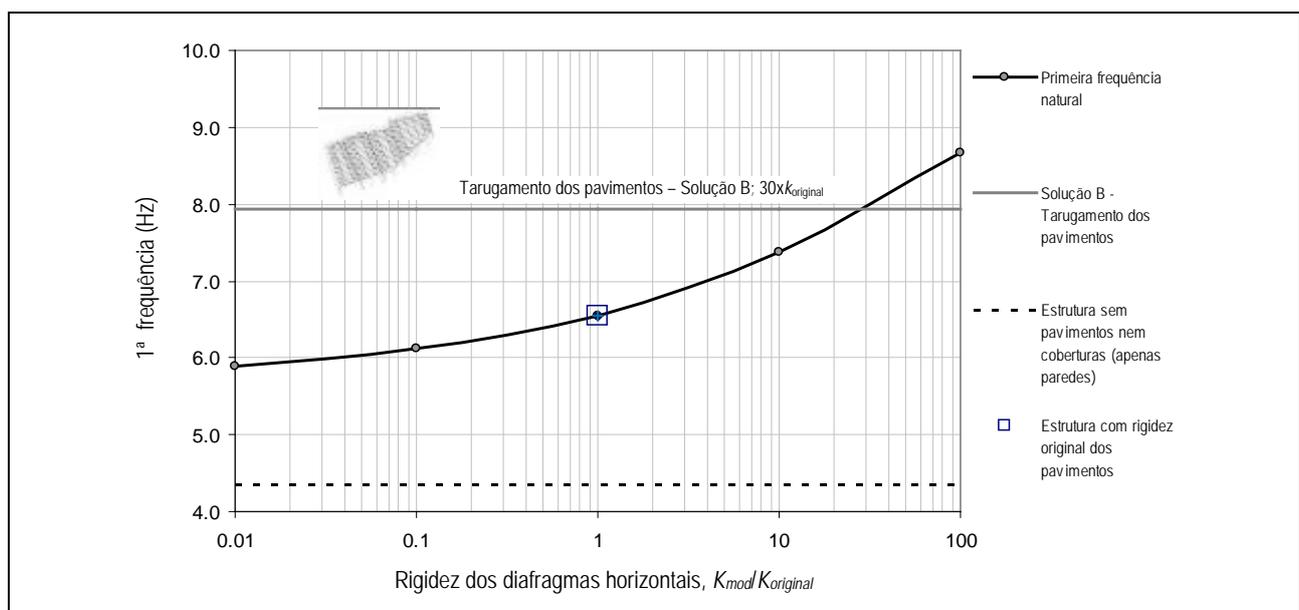


Figura 7: Sensibilidade da resposta estrutural em função da rigidez dos diafragmas horizontais

Interpretação da fissuração das paredes com base nas cargas estáticas

Com o modelo numérico calibrado e sujeita a uma combinação de carga vertical estimada ($1.0G_k+1.0Q_k$), foi possível obter a distribuição de tensões, que permitiu interpretar as causas que despoletaram a fissuração observada.

Considerando as cargas verticais que actuam no edifício (peso próprio e sobrecarga regulamentar) e admitindo uma tensão máxima de tracção na alvenaria de 50kPa (definido por valores da revisão bibliográfica), com recurso ao modelo numérico, podem identificar-se as zonas onde há tendência para instalação das maiores tensões principais máximas positivas e, portanto, onde se iniciará o processo de fendilhação, conforme ilustrado na Fig. 8 e Fig. 9.

Da análise da Fig. 8 e Fig. 9, é clara a influência do desalinhamento vertical das aberturas na distribuição de tensões nas paredes e conseqüentemente, na origem da fissuração inclinada observada. Nota-se o caminho preferencial das cargas e concentração de esforços na base das paredes. Nota-se ainda que os painéis de pedra sob as janelas, mais rígidos e menos espessos,

originam concentração de tensões nestas áreas. A fissuração vertical observada na junta entre estes elementos e a alvenaria corrente das fachadas é também justificada pelo diferente comportamento dos dois materiais face às acções térmicas e à variação de teor em humidade.

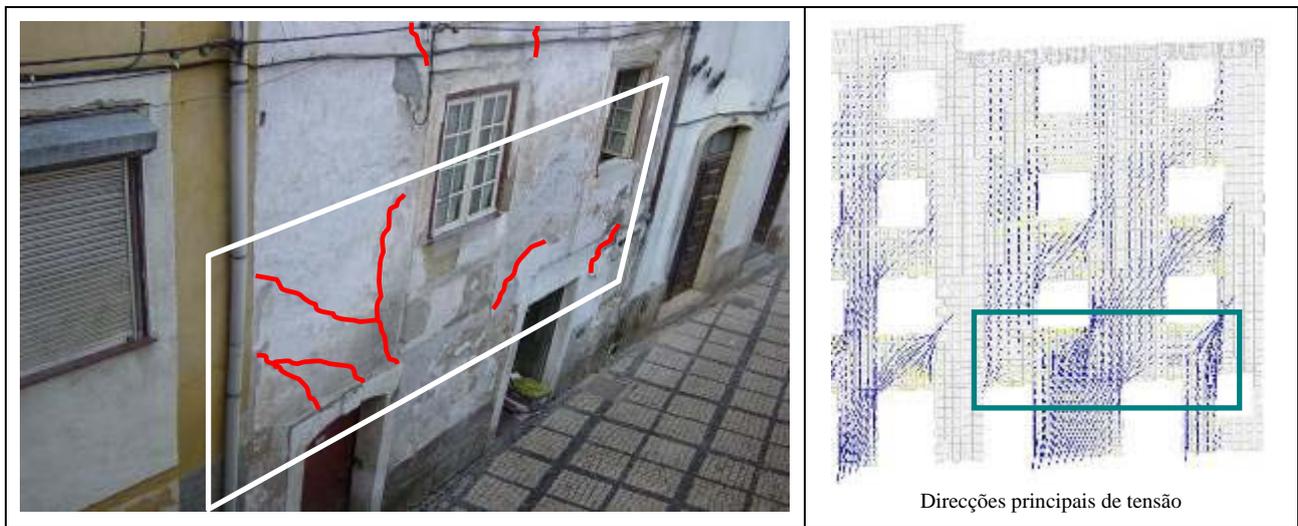


Figura 8: Fissuração observada e distribuição das tensões principais para cargas verticais

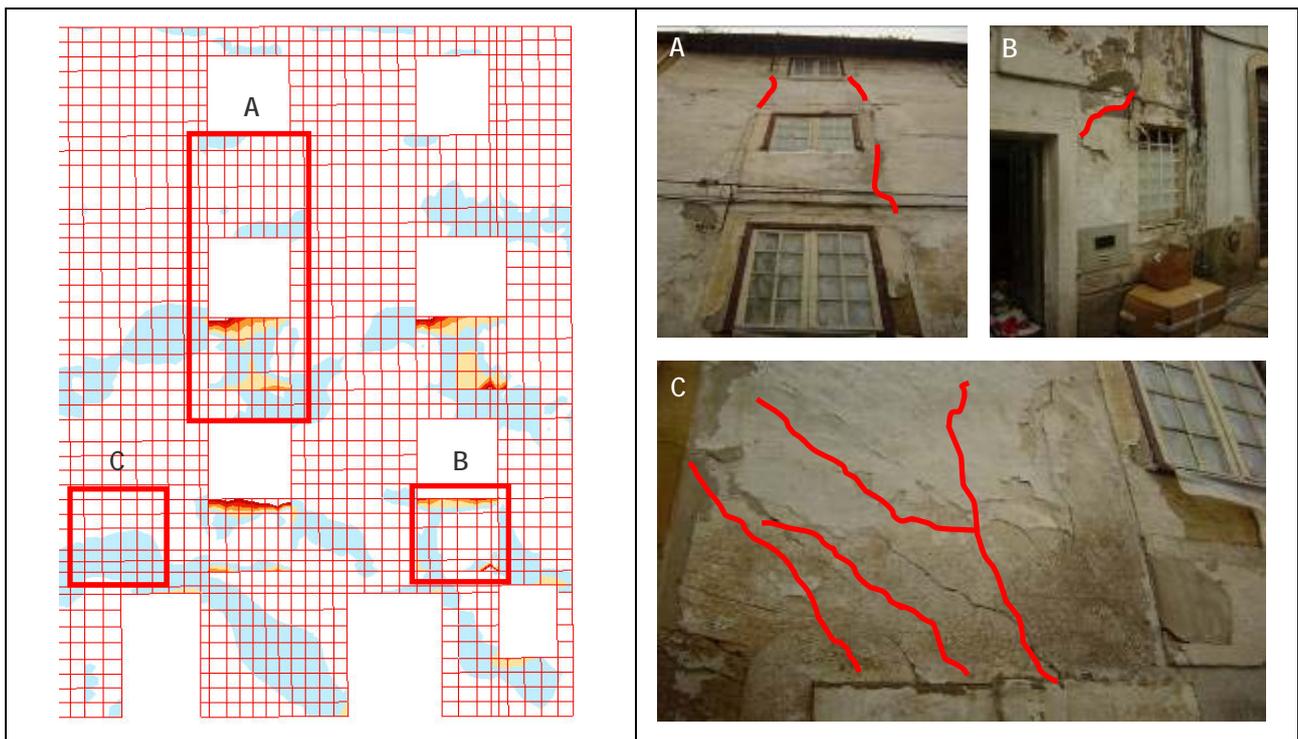


Figura 9: Fissuração observada e distribuição de tensões principais de tracção superiores a 50kPa para as cargas verticais

Resposta para a acção sísmica regulamentar

Estudou-se a resposta estrutural da acção sísmica regulamentar, definida pela análise espectral, para a estrutura original, bem como para a estrutura reforçada com cada uma das soluções de reforço apresentadas. Para a frequência de cada estrutura foi definida uma acção sísmica com base em forças estáticas equivalentes.

A partir da análise da resposta da estrutura para a acção sísmica considerada, observou-se para todos os modelos uma concentração de tensões mais elevada nos nembos de parede ao nível do rés-do-chão (ver Fig. 10), bem como maiores exigências de deformação (redução importante da rigidez), potenciando um mecanismo de comportamento do tipo *soft-storey*.

Para a solução de reforço com tirantes de aço e para a acção sísmica considerada, a tensão instalada nos tirantes de aço é bem inferior aos limites resistentes ($f_{yd}=235\text{MPa}$ e $f_u=360\text{MPa}$, para um aço de classe S235). O valor máximo de tensão instalada nos tirantes estimado foi de 66MPa.

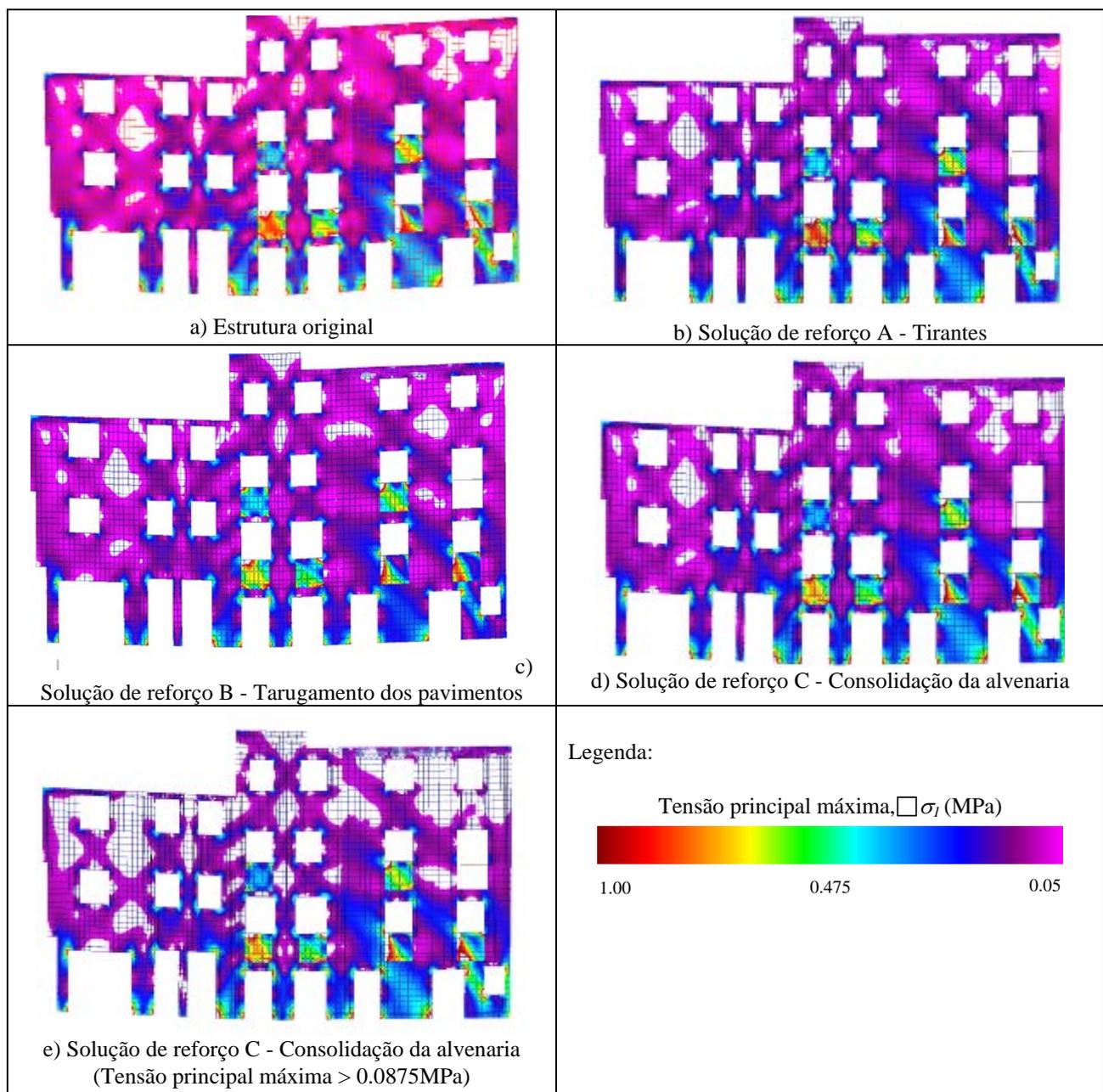


Figura 10: Distribuição das tensões principais máximas ($\sigma_1 > 50\text{kPa}$) em função da solução de reforço na fachada N-E dos quatro edifícios

As zonas de concentração de tensão visualizadas na estrutura original são atenuadas nos modelos reforçados, particularmente no caso da técnica de reforço que consiste na rigificação dos pavimentos, em que os valores de pico da tensão de tracção são reduzidos em cerca de 30%. Em

geral, da análise de todas as distribuições de tensão de tracção apresentadas na Fig. 10, junto aos painéis de pedra sob as aberturas, zonas constituídas por elementos de pedra mais rígidos e de menor espessura, verifica-se uma concentração de tensões de tracção, induzindo danos locais nestes elementos e na sua vizinhança. Note-se ainda que o desalinhamento vertical das aberturas, no caso da parede de fachada do edifício E₄, origina uma concentração de tensões e consequente agravamento do caminho das tensões, propiciando a fissuração.

Assumido que a acção de reforço que envolve a consolidação das paredes de alvenaria, simulada através do aumento do módulo de elasticidade, incrementa de forma proporcional (em cerca de 75%) o valor da resistência em tracção e a distribuição de tensão é significativamente reduzida (ver Figura 10-e).

Perfis de deslocamento e mecanismos potenciais de dano

Da observação de danos em edifícios de alvenaria após sismos recentes, é evidente a tendência para a concentração de deformação em zonas com maior fragilidade, quer pela geometria, quer pela qualidade de execução das alvenarias, tais como: cunhais e nembos de parede esbeltos.

São apresentados perfis de deslocamento lateral em zonas particularmente sensíveis e representativas da resposta do agregado estrutural: cunhais, nembos contínuos em altura das paredes de fachada, e encontro entre paredes meiras e de fachada. Para o agregado em estudo identificaram-se inicialmente 16 perfis de controlo. De entre estes, seleccionaram-se 5 perfis representativos do comportamento e exigências de deformação do agregado. Assim, determinou-se o perfil de deslocamento lateral para a estrutura original e para cada estrutura reforçada para a acção sísmica regulamentar em Coimbra [10].

Pela análise dos perfis de deslocamento lateral para o ponto de controlo P1, é avaliada a eficiência das diferentes soluções de reforço na redução do movimento das paredes de fachada N-E para fora do seu plano (ver Fig. 11). Da análise dos perfis de deslocamento obtidos, verifica-se que a solução de reforço C, (consolidação da alvenaria), reduz globalmente os deslocamentos laterais em cerca de 25%. No entanto, o deslocamento de topo é superior ao estimado para a solução de rigidificação dos pavimentos (tarugamento dos pavimentos), apresentando-se esta solução como a solução mais eficiente (redução de cerca de 36%) do deslocamento de topo.

A instalação de tirantes (solução de reforço A), apesar de ser uma solução globalmente menos efectiva em relação às outras duas soluções, em termos de redução de deslocamento lateral, apresenta a vantagem de ser uma acção estrutural menos intrusiva e de custo mais reduzido, como será evidenciado adiante. Note-se que a segunda configuração de reforço recorrendo a tirantes é muito mais eficiente em cerca de 50%, se comparadas as duas configurações estudadas no controlo de deformação do ponto P1.

Analisando o perfis de deslocamento lateral apresentado na Fig. 12 do ponto P2, no plano da parede de fachada N-W, constata-se que apenas a solução de consolidação da alvenaria (solução de reforço C) reduz claramente a exigência de deslocamento no topo das paredes na zona do cunhal (cerca de 37%).

Relativamente à solução de tarugamento dos pavimentos (solução de reforço B), e reconhecendo que o seu objectivo é rigidificar globalmente os diafragmas, de forma a controlar a deformação para fora do plano das paredes, verificou-se que a sua contribuição não é tão relevante no controlo da deformação no plano das paredes, evidenciando um efeito ligeiramente negativo no deslocamento de pequena amplitude nesta direcção, como se ilustra na Fig. 12. Verifica-se que a passagem de tirantes (solução de reforço A) não contribui no controlo dos movimentos no próprio plano da parede de fachada, como se observa na Fig. 12.

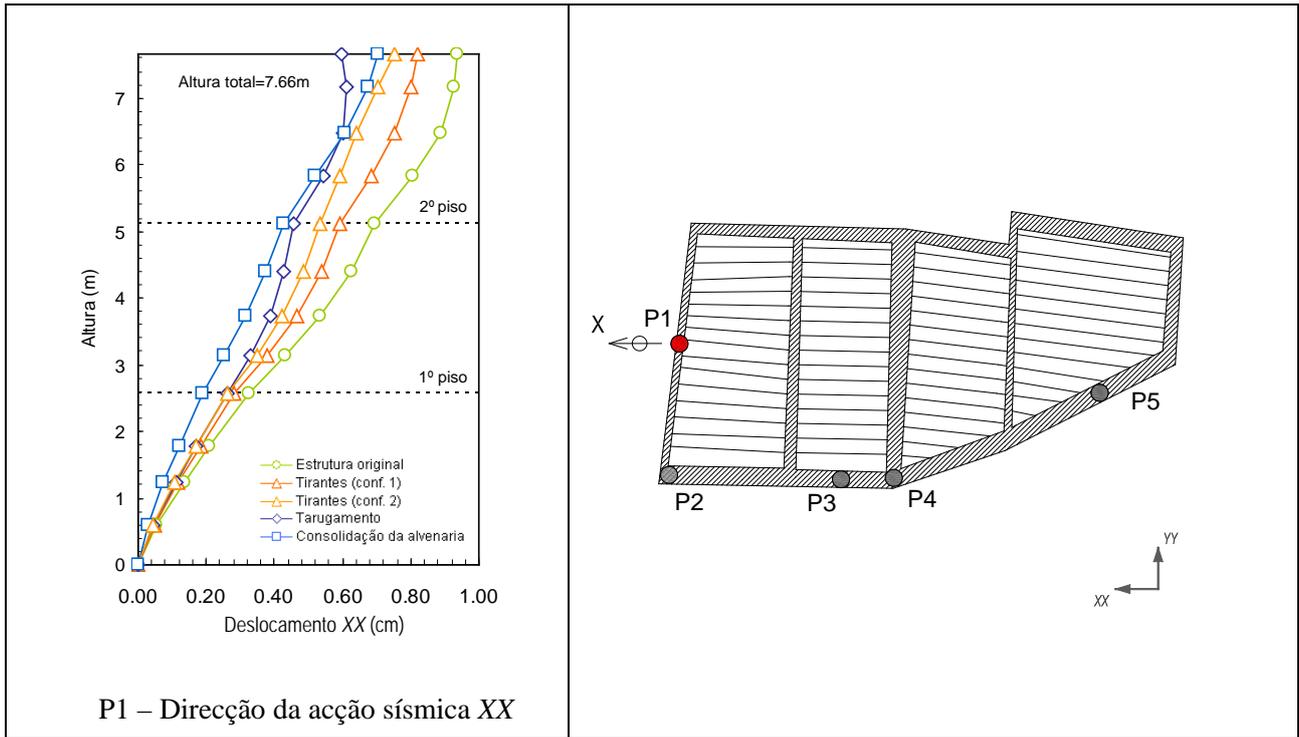


Figura 11: Perfis de deslocamento lateral segundo XX no ponto de controlo P1

Tanto para a estrutura original, como para todas a estruturas reforçadas, os perfis de deslocamento lateral na direcção XX, como se observa na Fig. 12, evidenciam um mecanismo de comportamento tipo *soft-storey* ao nível do piso térreo (o deslocamento a este nível representa mais de 50% do deslocamento de topo), revelando a importante vulnerabilidade deste agregado à acção sísmica nesta direcção XX.

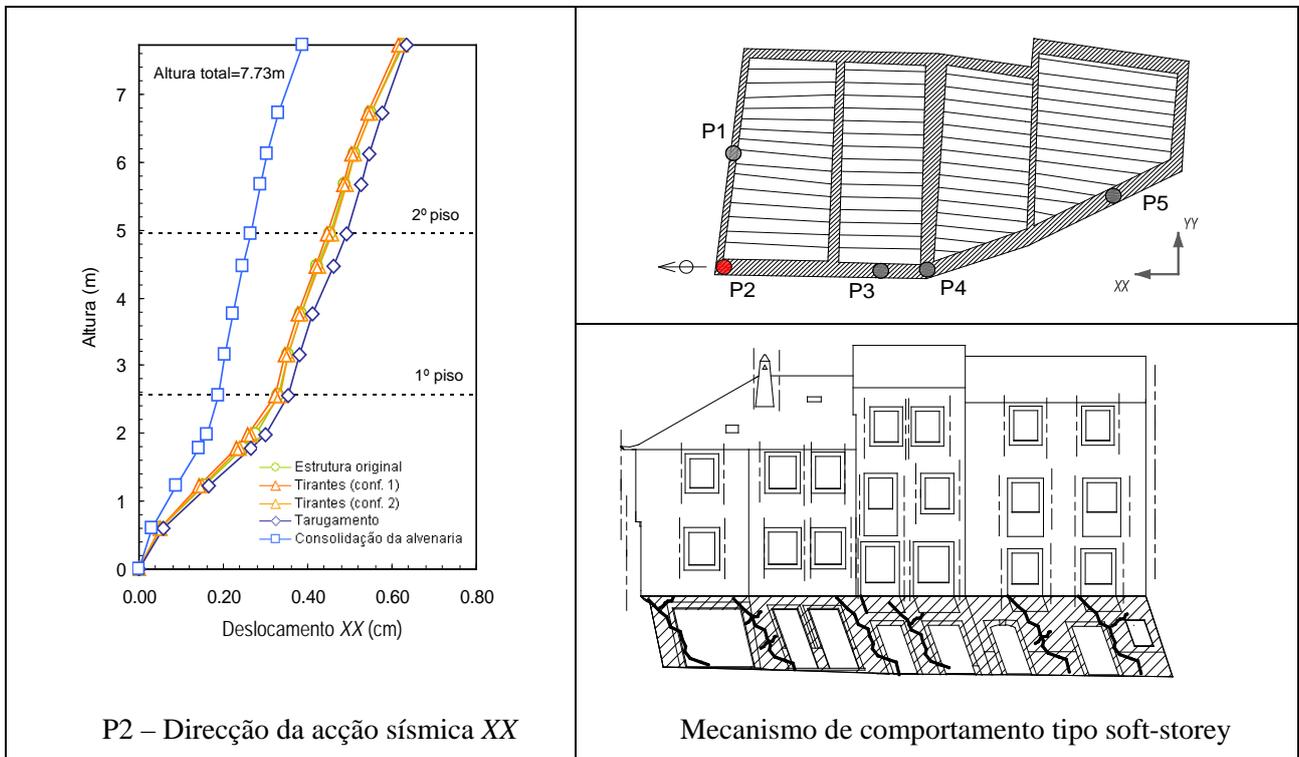


Figura 12: Perfis de deslocamento lateral segundo XX no ponto de controlo P2

Da análise dos perfis de controlo do ponto de controlo P5 (ver Fig. 13), constata-se que o uso de tirantes (solução de reforço A) praticamente não reduz o deslocamento no topo (cerca de 4%).

O tarugamento dos pavimentos (solução de reforço B) reduz o movimento para fora do plano do topo da parede em cerca de 29% (ver Fig. 13). No entanto, a eficiência desta solução é apenas verificada se a rigidificação dos pavimentos for feita a todos os níveis, incluindo a cobertura. Se a acção de rigidificação dos pavimentos não for executada a todos os níveis, mesmo que se verifique a redução dos deslocamentos ao nível dos pavimentos rigidificados, a irregularidade de rigidez entre diafragmas a níveis distintos originará uma amplificação dos deslocamentos ao nível desses pisos (usualmente o pavimento de esteira do desvão ao nível da cobertura não é rigidificado e o nível de tensão normal sobre as paredes é muito baixa, observando-se frequentemente o colapso das paredes nos últimos pisos).

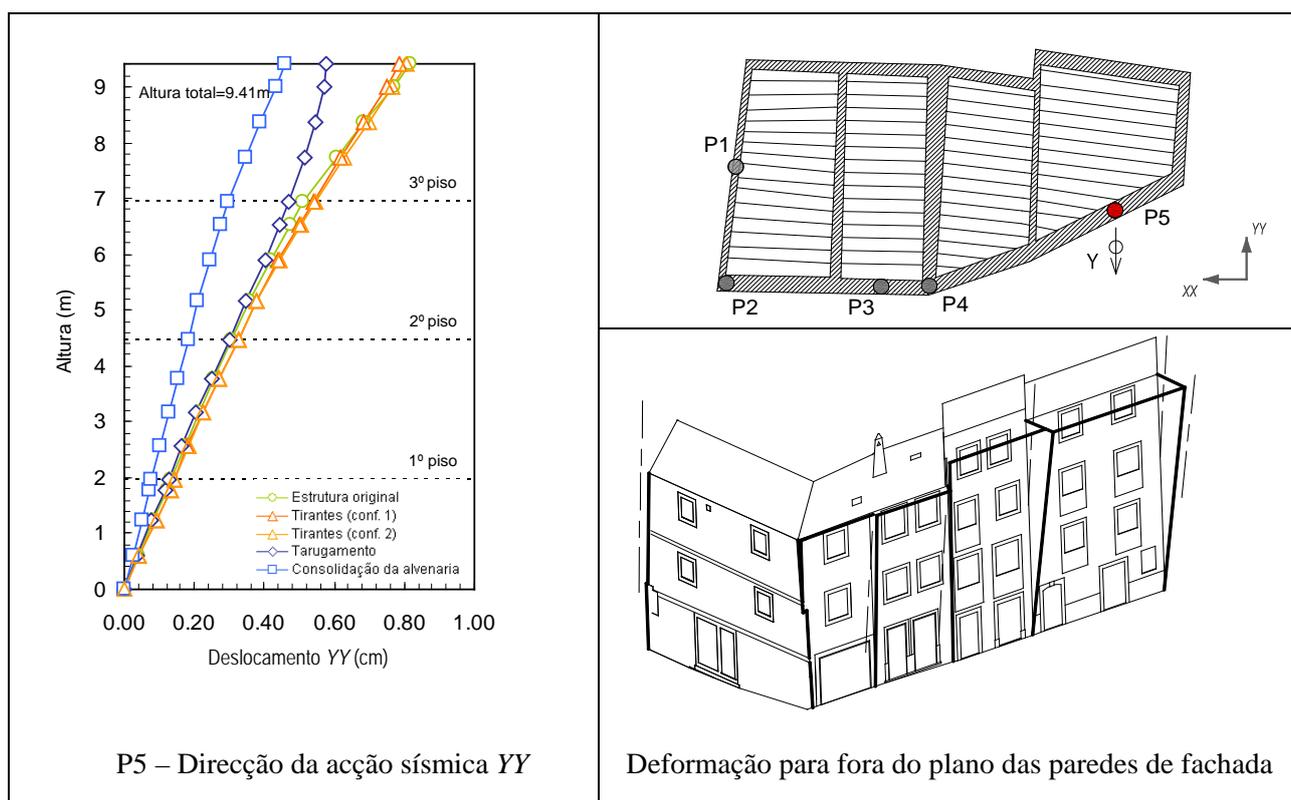


Figura 13: Perfis de deslocamento lateral segundo YY no ponto de controlo P5

Da análise do perfil de deslocamento do ponto P3 na Fig. 14, é evidente o fenómeno de *soft-storey* da direcção XX devido à elevada percentagem de aberturas. Na direcção YY (plano da fachada), para o ponto de controlo P2 (parede de fachada) e P4 (parede meira), observa-se o comportamento em flexão nesta direcção (ver Fig. 14), devido ao desenvolvimento extenso das paredes praticamente sem aberturas.

A acção mais eficiente na redução dos deslocamentos é a consolidação da alvenaria (solução de reforço C), conseguindo-se uma diminuição do deslocamento de topo de cerca de 50% para os pontos P2, P3 e P4.

A acção de tarugamento dos pavimentos (solução de reforço B) é proposta como uma acção de reforço que pretende rigidificar os pavimentos no seu plano, reduzindo as deformações das paredes para fora do seu plano associada a uma redistribuição de esforços na estrutura. A rigidificação dos diafragmas diminui consideravelmente as exigências de deformação das paredes para fora do seu plano (ver Fig. 11 e Fig 13), porém, pontualmente para esta acção de reforço estimou-se uma ligeiro agravamento das exigências de deformação de algumas paredes no seu plano, como se observa na Fig. 12 para o ponto P2 e na Fig. 14 para os pontos P3 e P4 (esta situação poderá ser eventualmente

preocupante se as paredes de alvenaria forem localmente débeis, facilmente instabilizando e colapsando para fora do seu plano).

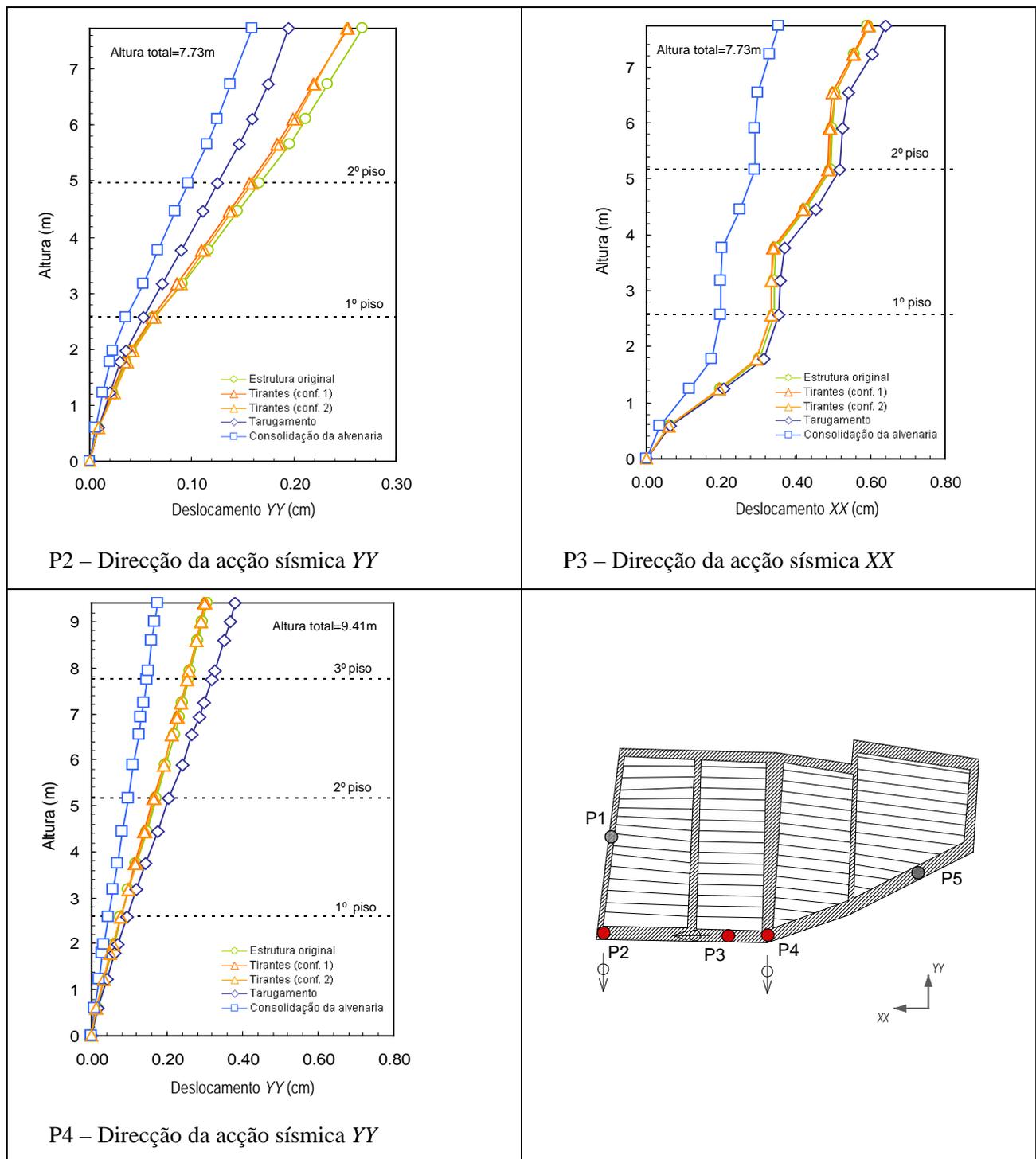


Figura 14: Perfis de deslocamento lateral nos pontos de controlo P2, P3 e P4

De seguida será discutida e comparada a eficiência das soluções de reforço propostas, através de uma análise simplificada custo-benefício.

Melhoria da integridade estrutural: análise custo-benefício

Para comparar a eficiência das soluções de reforço estudadas, utilizou-se um indicador que considera, por um lado, a redução do deslocamento lateral ao nível de topo das paredes, nos pontos P1, P2, P4 e P5, e por outro, o custo de cada acção de reforço. Os pontos P1 e P5 foram seleccionados de forma a avaliar a eficiência das soluções no controlo da deformação das paredes para fora do seu plano, e os pontos P2 e P4 para avaliar a eficiência das soluções de reforço no controlo da deformação das paredes no seu plano. Os custos estimados das acções de reforço foram obtidos a partir de orçamentos solicitados a empresas especializadas na reabilitação, familiarizadas com estas técnicas de reforço. Dos vários orçamentos recebidos verificou-se uma dispersão significativa no valor dos trabalhos de reforço (regionalidade dos preços), mas para este estudo foram adoptados valores de custo médio, que se indicam na Tabela 3. O valor patrimonial estimado deste agregado foi calculado com recurso ao portal <http://www.e-financas.gov.pt>.

Tabela 3: Estimativa do valor patrimonial dos edifícios estudados e custo das três acções de reforço

| Valor patrimonial estimado do agregado | | 400.000.00€ |
|---|------------|--|
| Acção de reforço | Custo | $\frac{\text{Custo da acção de reforço}}{\text{Valor patrimonial do agregado}} (\%)$ |
| Solução de reforço A – Tirantes (configuração 2) | 8.000.00€ | 2% |
| Solução de reforço B – Tarugamento dos pavimentos | 48.000.00€ | 12% |
| Solução de reforço C – Consolidação da alvenaria | 80.000.00€ | 20% |

Na Fig. 15 representa-se a redução das exigências em termos de deslocamento de topo nos vários pontos seleccionados (P1, P2, P4 e P5), em função do quociente entre o custo das acções de reforço e o valor patrimonial deste agregado estudado. A solução de reforço com recurso a tirantes, representa apenas 2% do valor global do agregado estudado, mas tem uma eficiência no controlo da deformação no plano e fora do plano, muito modesta. A acção de rigidificação dos pavimentos revela-se muito positiva no controlo da deformação para fora do plano (pontos P1 e P5). No entanto, origina um efeito negativo nas exigências de deformação das paredes no seu plano (pontos P2 e P4). A consolidação da alvenaria apresenta-se globalmente como a solução de maior eficiência na redução das exigências de deformação, mas é a mais dispendiosa e onerosa (cerca de 20% do valor do agregado).

Comparando as três soluções de reforço e de forma particular, a solução de reforço B (tarugamento dos pavimentos) e a solução de reforço C (consolidação da alvenaria), verifica-se que ambas reduzem de forma significativa as exigências de deformação nas paredes de alvenaria para fora do seu plano (ver Fig. 15). No que diz respeito ao controlo de deformações no plano das paredes, apesar da diferença entre as soluções de reforço B e C, a ordem de grandeza dos valores é muito baixo em relação aos valores de deformação para fora do plano das paredes. Considerando então que as deformações para fora do plano são de maior amplitude e que se pretende prevenir os prováveis mecanismos de colapso para fora do plano, conclui-se que do ponto de vista da optimização do binómio custo-benefício, a solução de rigidificar os pavimentos (solução de reforço C) apresenta-se como uma solução aconselhável.

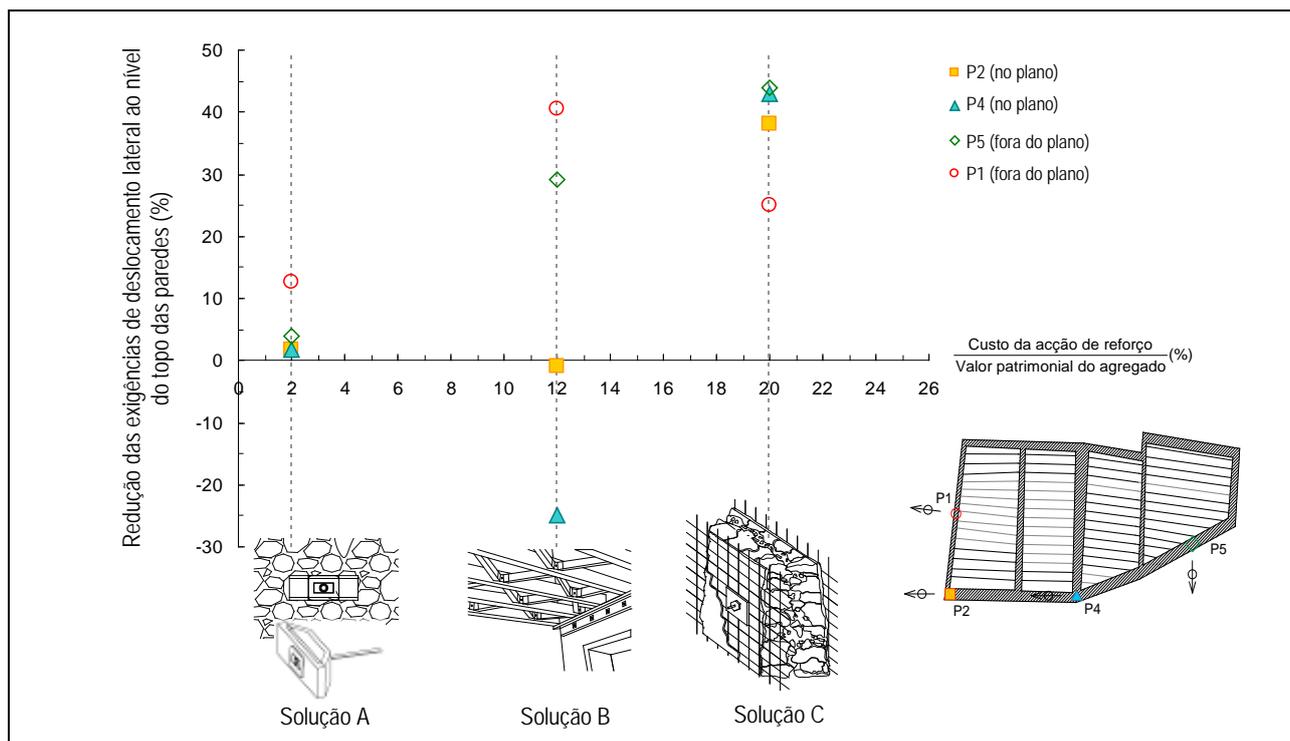


Figura 15: Eficiência das soluções de reforço estudadas

Comentários e conclusões finais

Todo o trabalho exposto neste artigo pretende contribuir para a promoção das acções de recuperação e reabilitação de edifícios antigos em alvenaria integrados em zonas históricas, e em particular, na Baixa de Coimbra, fornecendo informação em relação ao comportamento destas construções, bem como a avaliação da eficiência de determinadas soluções de reforço. A melhor compreensão do comportamento destes edifícios antigos, e ainda, a compatibilização de eventuais intervenções, é conseguida através da escolha adequada de técnicas e materiais tradicionais, valorizando os edifícios em termos de autenticidade arquitectónica e histórica.

A análise desenvolvida permitiu compreender melhor a resposta, o comportamento sísmico e as deficiências construtivas deste tipo de agregados de edifícios antigos. De seguida, resumem-se as principais conclusões relativas às análises efectuadas:

A presença de grandes aberturas ou de muitas aberturas nas paredes de alvenaria, particularmente ao nível do rés-do-chão, induz uma significativa exigência de concentração de deformação e tensão, principalmente quando a acção sísmica actua no plano de desenvolvimento das paredes. Constatou-se que as exigências de deformação são muito elevadas ao nível do piso térreo, podendo originar mecanismos de comportamento do tipo *soft-storey*. A corrente supressão de paredes ou alargamento de aberturas em edifícios antigos ao nível dos pisos térreos (por exemplo: para a instalação de garagens ou espaços comerciais), é uma prática inadequada e deverá ser evitada;

A falta de simetria e o desalinhamento na distribuição das aberturas nos edifícios, particularmente entre a fachada principal e a posterior, poderá induzir efeitos de torção desfavoráveis no agregado de edifícios. No entanto, refere-se que o comportamento global do agregado estrutural e não dos edifícios isolados, atenua o efeito de torção referido;

A análise desenvolvida, pela sua escala, admite continuidade em termos de deslocamentos e rotações entre paredes contíguas. Este aspecto é uma limitação deste modelo, uma vez que não reproduz exactamente o comportamento real da ligação entre paredes resistentes de edifícios

antigos, pelas razões expostas. Também para as ligações entre os pavimentos de madeira e as paredes de alvenaria é assumida a continuidade, em termos de deslocamentos, que garante a transmissão de carga vertical dos pavimentos às paredes. Mas, esta simplificação ignora as condições de ligação, na maioria dos casos ineficientes, entre os pavimentos/coberturas e as paredes (falta de elementos de ancoragem, ligação fragilizada comprometendo a distribuição de carga sobre as paredes), que constitui um aspecto fundamental na resposta e comportamento sísmico de cada edifício e do agregado. A adopção de tirantes para melhorar as condições de ligação entre paredes e de elementos de ancoragem para ligar as paredes e pavimentos, minimizam os problemas referidos;

Das três soluções de reforço estudadas, a acção de consolidação da alvenaria (solução de reforço C) revela-se como a técnica globalmente mais eficiente na redução das exigências de deformação (fora do plano e no plano das paredes);

O aumento da rigidez dos diafragmas horizontais no seu plano, evidenciou-se como uma solução de melhoria do comportamento global da estrutura, minimizando os efeitos de torção global e dos movimentos das fachadas para fora do seu plano. No entanto, se esta solução não é aplicada a todos os níveis, isto é em todos os pavimentos, a exigência de deformação nos pisos em que este reforço não é aplicado (normalmente nos pisos mais elevados) poderá ser significativamente superior do que na estrutura original não reforçada;

O uso dos tirantes para restringir a deformação sofrida pelas paredes no seu plano não se revelou uma solução interessante. Mas, em relação à redução da deformação das paredes para fora do plano, o seu uso é especialmente efectivo ao nível das coberturas. Conclui-se ainda que das duas configurações dos tirantes inicialmente propostas, a configuração 2 revelou que a escolha das zonas de fixação ou ancoragem são da maior importância, bem evidenciada pelo controlo da deformação para fora do plano do ponto P1, se comparados os perfis de deslocamento lateral entre as duas configurações propostas;

As três soluções de reforço estudadas foram definidas tendo em consideração a compatibilidade e o nível de intrusão na estrutura original. Relativamente ao nível de intrusão, as acções de rigidificação dos pavimentos e consolidação das alvenarias (soluções de reforço B e C) implicam custos adicionais (plataformas de trabalho, estruturas de apoio, desalojamento temporária das habitações), que deverão ser considerados numa análise rigorosa custo-benefício em cada caso;

Das três soluções de reforço analisadas, a melhor solução, considerando custos associados e a redução das exigências de deformação é o tarugamento dos pavimentos (solução de reforço C). No entanto, a combinação das soluções estudadas poderiam definir acções de reforço ainda mais eficientes;

Refira-se que a melhoria das condições de ligação entre os diafragmas horizontais e as paredes de alvenaria deve ser uma das primeiras acções de reforço na mitigação do risco de colapso para fora do plano das paredes. Mesmo que as exigências de deformação para fora do plano sejam elevadas, estas poderão manter-se estáveis desde que bem ligadas aos pavimentos e às coberturas;

No caso da rigidificação dos pavimentos, as exigências em termos de esforços sobre as paredes de alvenaria crescem (ver resultados produzidos para os pontos de controlo P2 e P4), se comparadas com pavimentos mais flexíveis (estrutura original). Assim, a rigidificação dos diafragmas horizontais deverá ser acautelada e analisada em termos de estabilidade das paredes, garantindo uma distribuição de carga e tensão uniforme sobre as paredes em que descarregam.

Referências

- [1] Robot Office. *Robot Millennium v17.5®*, *Three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures* (2004), Robot Office.
- [2] Cardoso, R. *Vulnerabilidade sísmica de estruturas antigas de alvenaria – Aplicação a um edifício pombalino* (2002), Tese de Mestrado em Engenharia de Estruturas. IST, UTL, Lisboa.
- [3] Binda, L.; Saisi, A.; Zanzi, L. *Sonic tomography and flat-jack tests as complementary investigation procedures for the stone pillars of the temple of S. Nicolo l’Arena (Italy)* (2003), *Journal NDT&E International*, Vol. 36, pp. 215–227.
- [4] Pagaimo, F. *Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas: Caso de estudo da vila histórica de Tentúgal* (2004), Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra. (disponível em www.civil.uminho.pt/masonry).
- [5] Farinha, J.S.B.; Reis, A.C. *Tabelas Técnicas* (1998), Edições Técnicas E.T.L.
- [6] Mateus, T. *Memória 179. Bases para o dimensionamento de estruturas de madeira* (2007), 3ª Ed. LNEC, Lisboa, pp. 326. ISBN 978-972-49-0358-3.
- [7] Vicente, R. *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana* (2008), Tese de doutoramento (em desenvolvimento).
- [8] RSA. *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes* (1983), Decreto-Lei nº235/83 de 31 de Maio e Decreto-Lei nº 357/85 de 2 de Setembro. Imprensa Nacional, Casa da Moeda, Lisboa.
- [9] *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings* (2004), European Committee for Standardisation, Brussels.
- [10] Carvalho, E. *Anexo Nacional do Eurocódigo 8. Consequências para o dimensionamento sísmico em Portugal* (2007), 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, FEUP, Porto. pp. 47-62.
- [11] Clough, R.W.; Penzien, J. *Dynamics of Structures*; McGraw-Hill, U.S.A., 2nd Edition (1993).
- [12] Costa, A., *Determination of mechanical properties of traditional masonry walls in dwellings of Faial Island, Azores* (2002), *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, No. 31, pp. 1361-1382.