

## IMPLEMENTAÇÃO DE UMA SOLUÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURAL DE BLOCOS DE BETÃO

**G. Vasconcelos\*, P.B. Lourenço, R. Marques, J. Gouveia, L. Avila**

ISISE, Departamento de Engenharia Civil  
Escola de Engenharia  
Universidade do Minho  
4800-058, Azurém, Guimarães  
e-mail: [graca@civil.uminho.pt](mailto:graca@civil.uminho.pt), web: <http://www.isise.net>

**Palavras-chave:** Blocos de betão, alvenaria estrutural, análise não linear, verificação sísmica

**Resumo.** *A alvenaria consiste no sistema estrutural construtivo mais antigo e tem vindo a ser aplicada desde os primórdios da humanidade, verificando-se magníficas construções históricas e na arquitetura vernacular. No entanto, através dos eventos sísmicos que têm ocorrido nas mais variadas partes do mundo, tem-se verificado que a alvenaria não armada apresenta frequentemente um desempenho inadequado face à ocorrência de sismos, podendo apresentar roturas frágeis e reduzida capacidade de dissipação de energia. Por outro lado, a alvenaria armada pode conduzir a um comportamento mais satisfatório permitindo um melhor desempenho à ação sísmica, quer em termos de resistência, quer em termos de ductilidade. Aspetos económicos e tecnologia simples fazem crer que a utilização de estruturas em alvenaria são viáveis e podem diversificar o panorama singular de Portugal onde a tecnologia do betão armado é dominante na construção habitacional, quando comparado com outros países. Por outro lado, a recente regulamentação europeia de projeto permite a diversificação de soluções estruturais e fornece um conjunto de regras de cálculo, de pormenorização e de execução em obra.*

*Uma solução recentemente desenvolvida em alvenaria estrutural de blocos de betão prevê a utilização de armadura de junta combinada com armadura vertical inserida no interior das células dos blocos ou alternativamente na junta vertical, com uso de argamassa de assentamento modificada para preenchimentos das células armadas.*

*Neste trabalho pretende-se apresentar o processo de implementação de uma solução em alvenaria estrutural na construção de moradias protótipos. Este processo inclui como principais fases: (1) a conceção estrutural das moradias protótipo, (2) a modelação e análise estrutural das moradias protótipos, nomeadamente para ações sísmicas, e (3) análise dos resultados da análise estrutural.*

*A modelação e análise estrutural das moradias é efetuada com recurso a um software comercial que usa uma discretização da alvenaria em macro-elementos. Pretende-se ainda discutir as soluções construtivas adotadas para zonas particulares da construção.*

## 1. INTRODUÇÃO

O uso de alvenaria simples como sistema estrutural remonta às primeiras civilizações e manteve-se como principal sistema estrutural para edifícios durante séculos. Apenas no início do séc. XX, o betão armado começou a ser uma opção e rapidamente se generalizou como sistema construtivo em países desenvolvidos. Todavia, a construção de novos edifícios em alvenaria está longe de ser marginal em muitos países, incluindo na Europa, mesmo em regiões sísmicas [1]. De facto, aspetos económicos e tecnologia simples complementadas com outras vantagens como isolamento térmico e acústico, redução significativa das pontes térmicas, proteção ao fogo e qualidade do ambiente interior contribuem para uma construção mais sustentável através da redução dos custos energéticos e construtivos. Recentemente, tem-se mesmo assistido a campanhas de investigação para desenvolver sistemas inovadores de paredes em alvenaria estrutural com o objetivo de renovação do sector fazendo alusão a uma maior sustentabilidade [2-4]. Soluções em alvenaria estrutural de blocos de betão são comuns na América do Norte, Estados Unidos e Canadá [5], e no Brasil [6]. Na América do Norte é comum encontrar soluções de alvenaria de blocos de betão de duas células verticais preenchidas total ou parcialmente com betão fluido (grout) e onde é colocada armadura convencional em regiões sísmicas. No Brasil, constrói-se maioritariamente em alvenaria estrutural não armada dada a ausência de sismos. Na Europa, as soluções mais tradicionais são em alvenaria cerâmica de furação vertical ou horizontal [4].

Existem dois aspetos chave que contribuem para uma atitude pouco recetiva ao uso de alvenaria estrutural, nomeadamente: (1) em sismos recentes os edifícios de alvenaria não armada apresentaram comportamento inadequado devido à má qualidade dos materiais e da tecnologia de construção, principalmente no caso de alvenaria histórica; (2) não existe tradição no dimensionamento sísmico de alvenaria estrutural. Na verdade, o detalhe no cálculo de alvenaria estrutural apresentado em diversos regulamentos é mais insipiente quando comparado com aquele para o betão armado e estruturas metálicas. Importa referir que relativamente ao primeiro aspeto, quando a tecnologia de construção assegura boas ligações entre paredes e entre paredes e pavimentos, o comportamento de conjunto (*box behavior*) é conseguido, conduzindo ao desenvolvimento da resistência no plano das paredes contribuindo para a estabilidade global do edifício no caso de ocorrência de sismos. Relativamente ao segundo aspeto, considera-se que a sistematização do procedimento de cálculo à ação sísmica é necessária para facilitar o projeto sistemático de edifícios.

Refira-se que avanços recentes têm sido feitos, quer do ponto de vista experimental quer do ponto de vista numérico na análise do comportamento sísmico dos edifícios de alvenaria. Os avanços estão essencialmente relacionados com métodos e ferramentas de análise estrutural avançadas como a análise estática não linear (pushover) como alternativa à análise linear. A ideia consiste em fazer o dimensionamento/verificação da segurança de edifícios em alvenaria com base na sua deformação, mais do que em termos de força, evitando assim um dimensionamento demasiado conservativo [7].

Neste trabalho pretende-se efetuar a descrição do sistema construtivo baseado em blocos de betão, o qual pode ser ou não reforçado dependendo da região sísmica em que se insere a construção. Para além disso, pretende-se demonstrar a aplicação de alvenaria estrutural em diferentes tipos de edifícios e a segurança sísmica destes edifícios com base num programa de cálculo comercial.

## 2. SISTEMA CONSTRUTIVO EM PAREDES DE ALVENARIA DE BLOCOS DE BETÃO

A solução em alvenaria estrutural baseia-se na utilização de blocos de betão normal com furação vertical (três células), ver Figura 1, denominado por bloco Best. Para além das células verticais, o bloco apresenta o prolongamento das paredes para além das células laterais num comprimento que permite que dois blocos adjacentes consigam formar uma célula vertical semelhante à célula central do bloco. Esta particularidade permite facilitar a definição de aparelhos alternativos quando se opta por soluções em alvenaria armada. Para as juntas verticais pretende-se considerar a ausência de argamassa (junta seca) para facilitar a tecnologia de construção. Quando se utiliza armadura vertical

colocada na célula central dos blocos ou na célula formada pelas extremidades em consola coloca-se argamassa de assentamento modificada de modo que a célula armada fique preenchida com argamassa. A argamassa a colocar nas juntas horizontais será uma argamassa da classe M10, no caso de a construção ser implantada numa região sísmica, ou M5 nos outros casos.

A armadura a ser colocada nas juntas horizontais é uma armadura pré-fabricada treliçada do tipo Murfor RND embebida na argamassa de assentamento. Prevê-se que a mesma armadura seja colocada nas células verticais e que a argamassa de enchimento das células armadas permita aderência suficiente para que as armaduras possam contribuir efetivamente para o melhoramento do desempenho da alvenaria à ação sísmica.

Em termos de aparelho, poder-se-á considerar o aparelho tradicional, ou no caso de se aplicar armadura vertical poder-se-á utilizar o aparelho de junta vertical contínua (Figura 1c). Este aparelho tem como objetivo facilitar a tecnologia de construção de modo que a diferença em termos de rendimento para a alvenaria tradicional não seja significativa. A utilização de junta vertical armada pode entender-se como a inclusão de um micropilar. Em ambos os tipos de aparelho prevê-se a utilização de armadura vertical descontínua com a consideração dos comprimentos de amarração adequados de acordo com o especificado no EC6 [8].

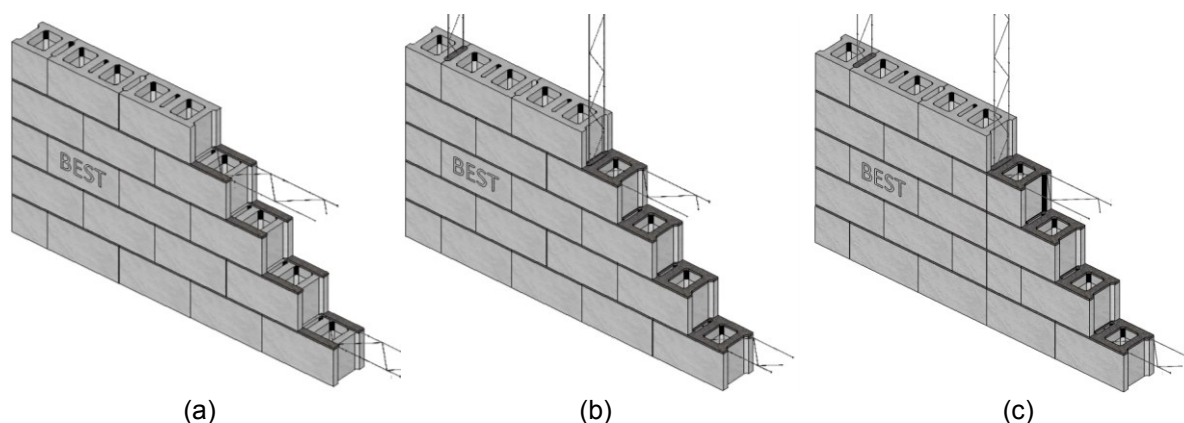


Figura 1. Detalhes do sistema construtivo em alvenaria armada; (a) armadura de junta; (b) aparelho tradicional com armadura vertical; (c) aparelho com junta vertical contínua

## 2.1. Características dos blocos de betão

Os blocos de betão são classificados a partir de diferentes parâmetros, nomeadamente quanto ao material (betão convencional ou betão leve), quanto às dimensões, quanto à furação vertical e horizontal e quanto à classe de resistência. Quando as unidades de alvenaria são para ser usadas na construção em regiões sísmicas devem ter robustez suficiente para evitar roturas locais e alterar o comportamento das paredes sob ações sísmicas [7-8]. Esta exigência é particularmente importante no caso de alvenaria armada, dado que a rotura local dos blocos inviabiliza o funcionamento das armaduras. A robustez das unidades de alvenaria traduz-se, fundamentalmente, a partir da percentagem de furação vertical e da espessura das paredes externas e internas dos blocos. O EC6 [9] define mesmo o agrupamento das unidades de alvenaria em função da percentagem de furação vertical e da espessura das paredes exteriores e septos interiores. A conceção da geometria do bloco teve em conta a classificação das unidades de alvenaria definida pelo EC6 [9] relativamente à percentagem de furação vertical e espessura das paredes externas e septos interiores. Por exemplo, para que um bloco de betão seja do Grupo 2 é necessário que a furação vertical seja inferior a 55% e que a espessura das paredes exteriores e septos interiores sejam superiores a 18mm e a 15mm, respetivamente. Os blocos desenvolvidos têm dimensões de 400x200x200mm de modo a ter-se uma

modulação múltipla de 200mm. Desenvolveu-se também o meio bloco de dimensões 200x200x200mm de modo a facilitar a tecnologia de construção. Os blocos de meio comprimento têm a função de assegurar o término de fiadas de forma faceada com as fiadas adjacentes em altura e, por outro lado, assegurar através da sua geometria continuidade de furação vertical para a colocação de armaduras na direção vertical de forma contínua e sem interrupções. O desenho interior dos blocos e dos meios blocos, de cantos arredondados, permite a fácil produção e a retirada do molde evitando o desmoronamento da massa fresca dos blocos na fase de fabrico, bem como o seu preenchimento eficaz com argamassa ou com betão de enchimento destinado a envolver armaduras, ver Figura 2. Para a conceção e produção dos blocos foram feitos os necessários estudos de caracterização e composição de agregados. Nestes estudos, houve a preocupação de assegurar uma densidade adequada para a composição, a fim de assegurar uma aplicação eficaz e de forma fácil, em termos de mão-de-obra. Foram avaliadas composições de três tipos de betão de modo a satisfazer o requisito fundamental de resistência mecânica à compressão desejada de 10MPa: (1) betão de densidade normal ( $2300\text{kg/m}^3$ ); (2) dois betões com agregados leves ( $1800\text{kg/m}^3$  e  $1600\text{kg/m}^3$ ). Após a produção em laboratório, foi estimada uma massa de cerca de 18 kg, 14 kg e 12 kg, respetivamente para cada dosagem. Por razões de facilidade de manuseamento e de custos de produção, optou-se pela composição de betão com agregados leves de densidade  $1800\text{kg/m}^3$ . Após a produção industrial, foram feitos ensaios de caracterização física e mecânica, sendo de registar os seguintes valores médios: resistência característica normalizada de 12.4MPa, massa de 13,4kg e percentagem de furação de 45,2%. O bloco é assim classificado como unidade de alvenaria do grupo 2, de acordo com o EC6 [9].

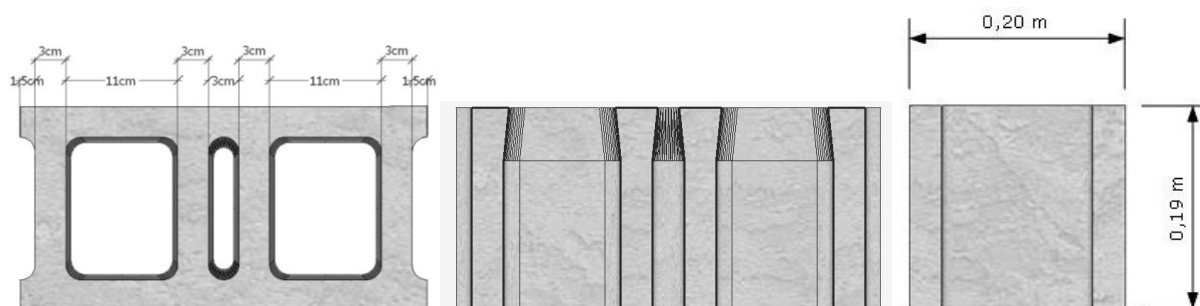
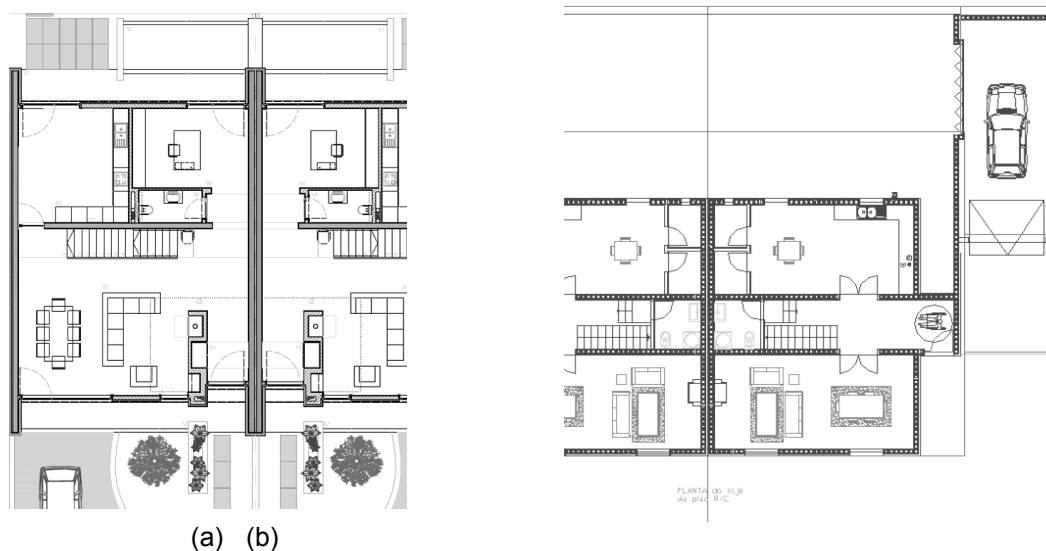


Figura 2. Geometria e dimensões do bloco

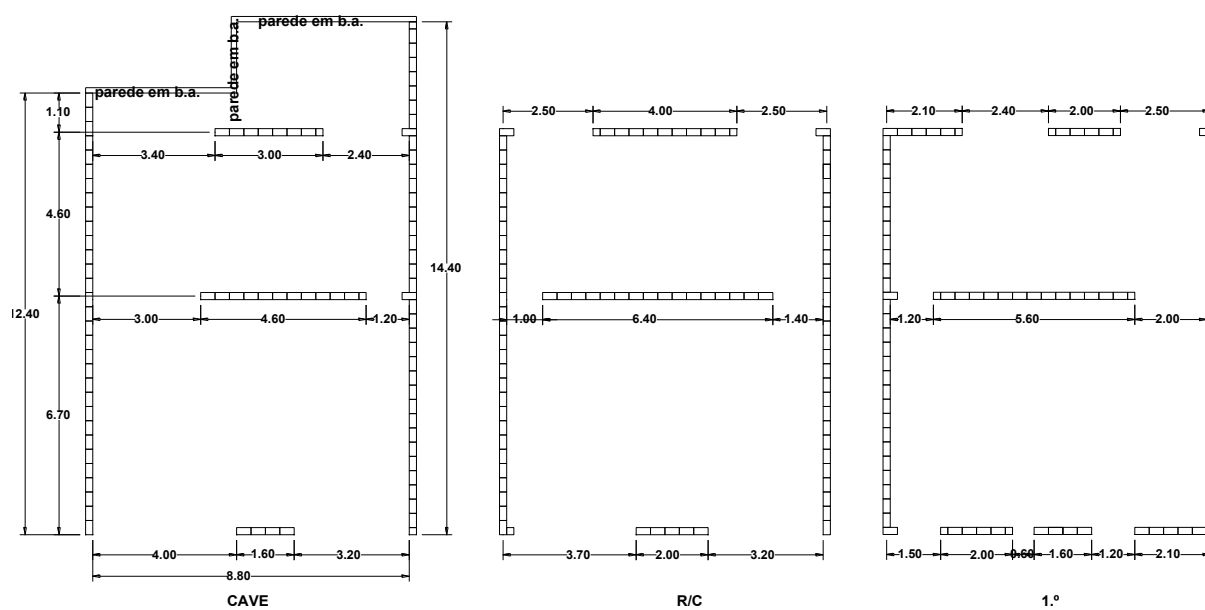
### 3. APLICAÇÃO DE ALVENARIA ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS TIPO MORADIA

Neste trabalho apresentam-se dois casos de estudo para aplicação do sistema construtivo em alvenaria estrutural. Ambos os edifícios se destinam à habitação unifamiliar, ver Figura 3, a construir em Bragança e na Mealhada. O edifício em Bragança faz parte de uma série de seis moradias em banda. Trata-se de uma moradia de arquitetura moderna com aberturas de alguma importância nas fachadas. Existem duas paredes de grande desenvolvimento na direção y, correspondentes às empenas, uma parede central contínua na direção x e as duas paredes de fachadas com percentagem considerável de aberturas. A estabilidade a ações horizontais deverá estar garantida na direção y e devido ao grande desenvolvimento das paredes. Na direção x, a percentagem de paredes é claramente inferior com a agravante de não se poder estabelecer uma largura contínua em altura. Na Figura 4 e Figura 5 ilustra-se a disposição de paredes estruturais a serem consideradas na verificação às cargas verticais e no cálculo global à ação sísmica em planta e alçado respetivamente. Para as lajes considera-se a solução de laje maciça armada em duas direções, o que significa que as cargas verticais vão ser distribuídas pelos elementos estruturais verticais identificados na planta estrutural. A modulação estrutural bloco-a-bloco das fachadas da moradia é apresentada na Figura 5. A planta estrutural relativa à moradia em banda a construir na Mealhada é apresentada na Figura 6. A

arquitetura da moradia na Mealhada é consideravelmente mais regular no que respeita à continuidade dos elementos verticais, aspeto que consiste num requisito fundamental quando se trata de uma estrutura baseada em paredes de alvenaria. Neste caso existe um maior equilíbrio na distribuição dos elementos resistentes nas duas direções de desenvolvimento do edifício. Dada a disposição dos elementos estruturais, adota-se a solução de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas para os pavimentos, com apoios nas paredes orientadas na direção x. Na Figura 7 é ilustrada a modulação estrutural bloco-a-bloco das fachadas da moradia.



(a) (b)  
 Figura 3. Arquitetura das moradias: (a) em Bragança e (b) na Mealhada



CAVE R/C 1.º  
 Figura 4. Planta estrutural adotada para a moradia em Bragança

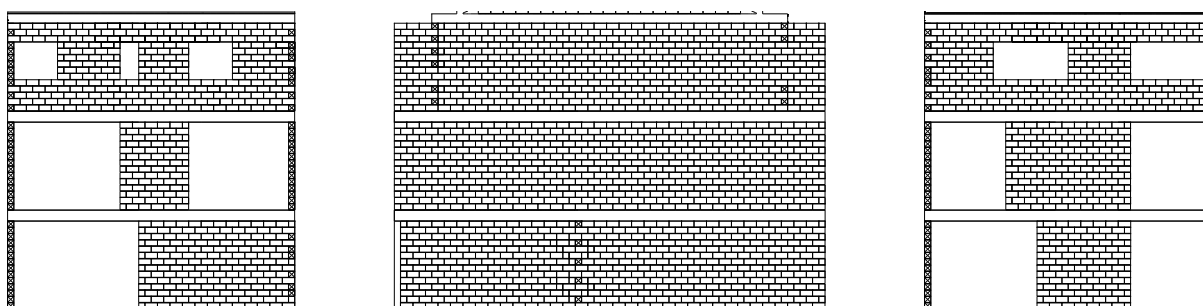


Figura 5. Modulação estrutural das fachadas da moradia em Bragança

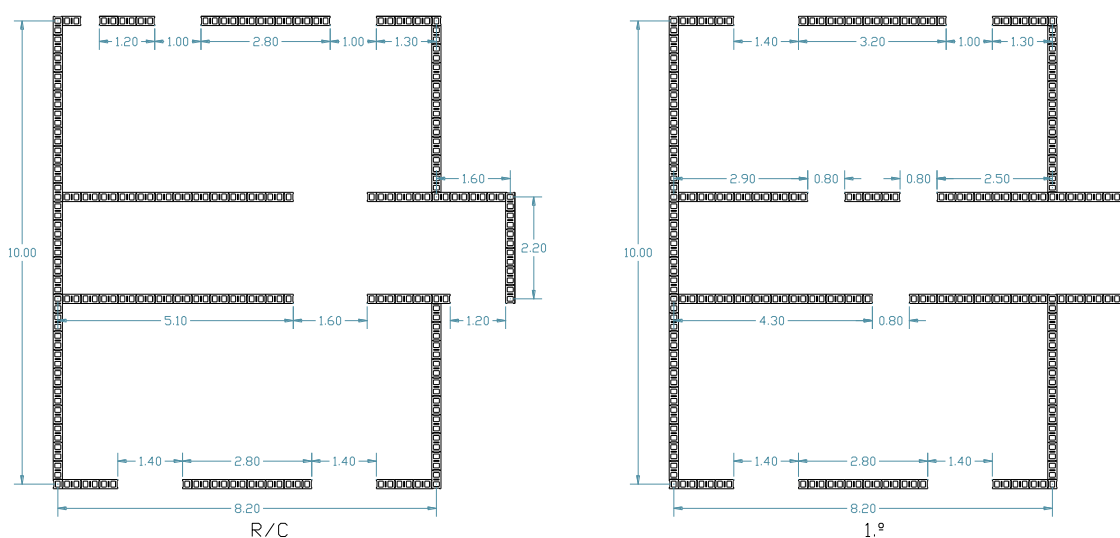


Figura 6. Planta estrutural adotada para a moradia na Mealhada

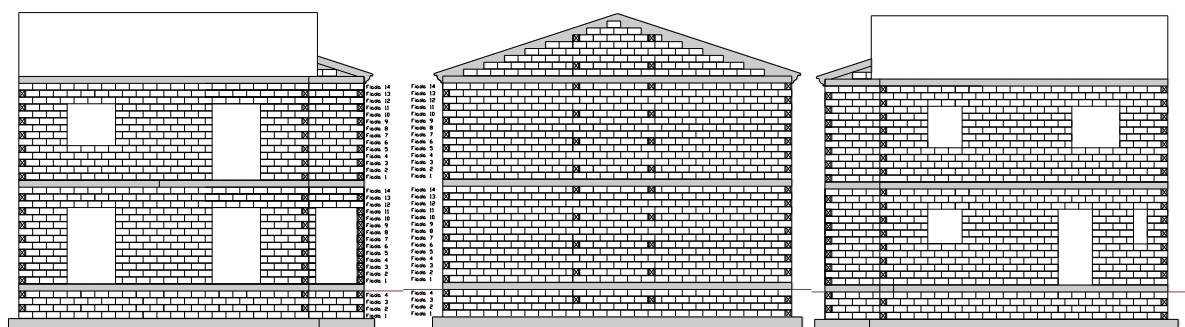


Figura 7. Modulação estrutural das fachadas da moradia na Mealhada

#### 4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À AÇÃO SÍSMICA

No caso de verificação da segurança à ação sísmica através de análise linear, o primeiro passo consiste na determinação das forças que representam a ação sísmica sobre o edifício e nos esforços que estas forças produzem em cada membro estrutural do edifício. O EC8 [10] define a ação sísmica através de um espectro de resposta de cálculo, o qual é obtido a partir de um espectro de resposta elástica de aceleração correspondente a um período de retorno de 475 anos, reduzido por um

coeficiente de comportamento,  $q$ , que tem em conta de forma aproximada a resposta inelástica da estrutura. No entanto, a análise linear não é recomendada para o caso de estruturas em alvenaria, dado que geralmente conduz a resultados muito conservativos uma vez que os fatores de comportamento especificados para a alvenaria são demasiado baixos [11]. Além disso, a aplicação do método de análise elástica ignora a capacidade de redistribuição de forças entre elementos bem como a sua capacidade de deformação cíclica inelástica e de dissipação de energia, o que tem sido confirmado por vários estudos experimentais e analíticos realizados recentemente por vários autores [1, 12]. Destes estudos, é referida a possibilidade de se considerar um fator adicional de majoração do coeficiente de comportamento, denominado na literatura de “overstrength” [1, 12-13]

Os regulamentos atuais, nomeadamente o EC8 [8], possibilitam a verificação da segurança à ação sísmica das estruturas baseada no seu desempenho em termos de deformação, através de um procedimento de análise estática não linear (análise *pushover*). Para o efeito têm sido desenvolvidas diferentes ferramentas de cálculo automático, já amplamente validadas, que permitem a avaliação da resposta não linear de edifícios à ação sísmica com base no cálculo global dos edifícios.

No caso de estruturas em alvenaria existem diversos programas de cálculo automático que permitem a análise estrutural, nomeadamente em relação à ação sísmica [13-14]. Neste estudo, a verificação da segurança em relação à ação sísmica dos edifícios anteriormente apresentados é efetuada através do procedimento de análise *pushover* implementado no software comercial 3Muri® [15].

#### 4.1. Modelação tridimensional das moradias com base em macro-elementos

A modelação dos edifícios é feita através da definição de paredes segundo uma discretização com macro-elementos, representativos dos elementos verticais (painéis de parede) e elementos horizontais (lintéis contíguos às aberturas). A ligação entre estes dois tipos de macro-elementos é feita através de nós rígidos, representativos de porções da alvenaria que tipicamente são menos suscetíveis ao dano sísmico. A conceção matemática associada ao emprego do macro-elemento usado permite identificar os mecanismos de dano por corte na sua parte central ou por flexão composta nas extremidades do macro-elemento, de modo a simular a evolução do dano no edifício tal como acontece na realidade. O tipo de mecanismo de dano por corte considerado neste caso, tal como especificado nos regulamentos para o dimensionamento de edifícios em alvenaria nova [7] corresponde à abertura de fendilhação diagonal ao longo da interface entre a junta de argamassa e as unidades de alvenaria, considerando-se a secção resistente efetiva ao corte como aquela onde existem tensões de compressão, desprezando-se a contribuição da secção onde se desenvolvem tensões de tração, ver Figura 8a. Para o mecanismo resistente associado à flexão composta, a resistência de um painel de parede pode ser calculada simplificada assumindo um bloco de tensões retangular para a alvenaria em compressão e calculando o momento último como formulado na Figura 8b. Para qualquer dos mecanismos de resistência é assumido, tal como especificado no EC8 [8], um comportamento elástico linear-perfeitamente plástico assumindo uma rigidez inicial reduzida de 50% e uma ductilidade limitada por um drift de 0.4% para o mecanismo por corte e de 0.8% para o mecanismo por flexão composta [15].

O modelo espacial inclui nós tridimensionais com graus de liberdade nas direções ortogonais, os quais são usados na transferência de ações entre paredes que se intersectam. São igualmente definidos nós do tipo bidimensional com graus de liberdade apenas no plano da parede, os quais fazem a transferência de esforços entre os vários pontos da parede. Os pavimentos são modelados com elementos de membrana (apenas com rigidez axial) ortotrópicos de três nós, conectados aos nós tridimensionais, e são carregados perpendicularmente ao seu plano. A Figura 9 apresenta a malha de macro-elementos (elementos de barra equivalente) representativos dos elementos estruturais nos edifícios em Bragança e na Mealhada.

Relativamente à moradia de Bragança verifica-se a existência de paredes contínuas na direção transversal correspondentes às paredes sem aberturas e na direção transversal tem-se uma parede central contínua desde a cave ainda que a largura seja variável. Devido à geometria irregular das fachadas, verifica-se a existência de elementos verticais descontínuos, o que não é desejável. Neste

caso em particular será necessário prever vigas de apoio dos elementos verticais que aparecem no terceiro piso. A moradia da Mealhada por outro lado apresenta uma arquitetura muito ajustada à modelação em alvenaria estrutural, pelo que se consegue uma maior regularidade na distribuição dos elementos resistentes em altura, o que contribui para um mais elevado nível de ductilidade e capacidade de redistribuição de esforços.

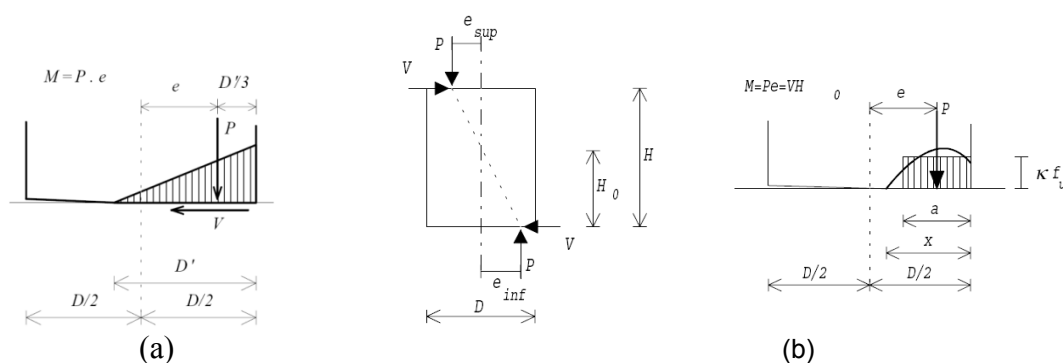


Figura 8. Mecanismos de resistência por (a) corte e (b) flexão composta de paredes sujeitas a ação lateral

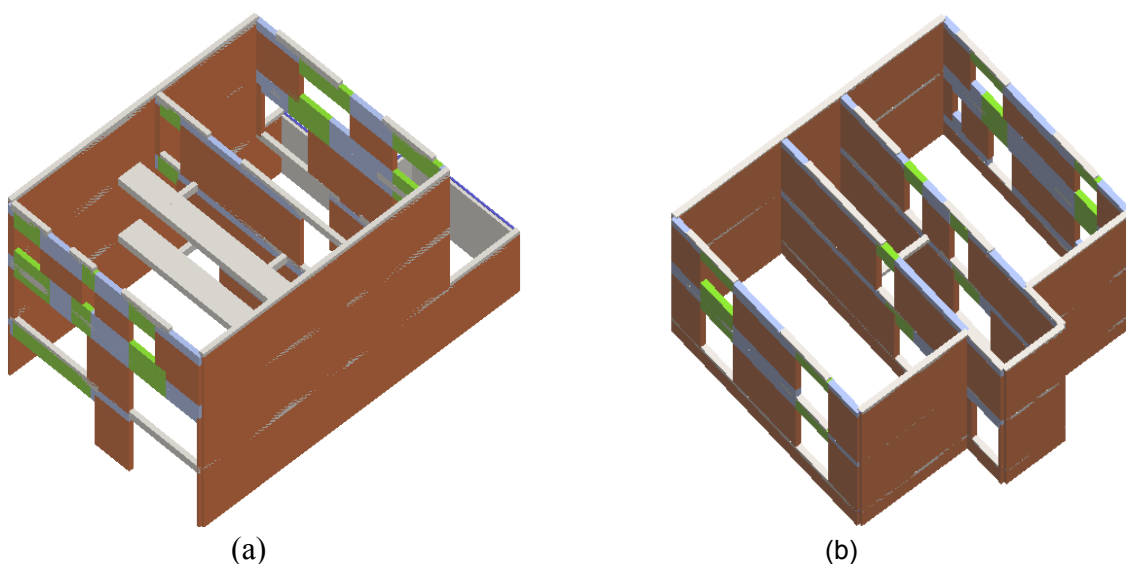


Figura 9. Malha de macro-elementos no 3Muri®: (a) edifício em Bragança; (b) edifício na Mealhada

#### 4.2. Análise estática não linear

A avaliação da segurança dos edifícios à ação sísmica é efetuada com base no procedimento de análise estática não linear (análise pushover) indicado no EC8 [8] e recorrendo ao software comercial de cálculo 3Muri®. Este procedimento pressupõe a avaliação do desempenho sísmico da estrutura em deformação, verificando-se que a exigência sísmica em termos de um deslocamento-objetivo, determinado a partir do espectro de resposta elástico, não ultrapassa os deslocamentos permitidos para o edifício em correspondência com o estado limite de dano e o estado limite último, determinados sobre a curva de capacidade tal como ilustrado na Figura 10. A curva de capacidade relaciona o corte basal com o deslocamento lateral do edifício num ponto representativo, geralmente um nó no centro de gravidade do último pavimento do edifício. Na análise pushover são consideradas



duas condições de carregamento lateral em altura: (1) distribuição de forças proporcional à massa (distribuição uniforme) e (2) distribuição de forças proporcional ao produto da massa pela deformada correspondente ao primeiro modo de vibração (distribuição modal). Na análise, o carregamento lateral é interrompido no momento em que se regista uma queda de 20% do corte basal relativamente ao seu valor de pico, tomando-se o deslocamento correspondente a este valor de força como o valor máximo de deslocamento permitido para o edifício.

O EC8 [10] recomenda que se efetuem análises nas duas direções principais do edifício (X e Y), nos sentidos negativo e positivo (-X, +X; -Y, +Y), e que sejam considerados cenários de excentricidade accidental nula, negativa e positiva (0, -e, +e). A excentricidade accidental é calculada como um valor de 5% da dimensão em planta perpendicular à direção estudada.

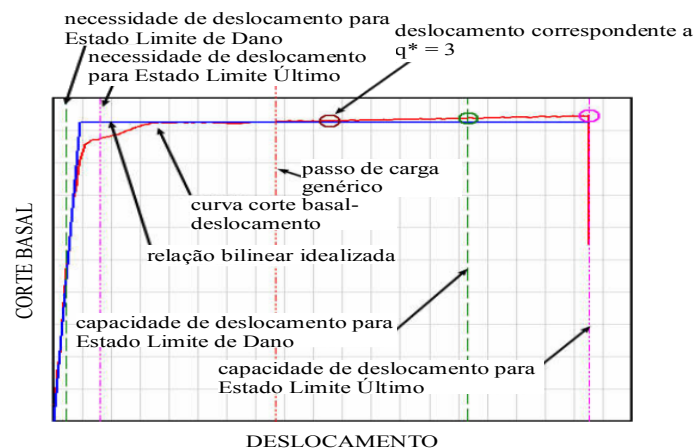


Figura 10. Verificação da segurança sísmica em termos de deformação (análise estática não linear)

Para efeitos de verificação da segurança, o EC8 recomenda a obtenção de uma curva bilinear equivalente à curva de capacidade do sistema equivalente com um grau de liberdade. No cálculo desta curva de capacidade, as componentes de força ( $F^*$ ) e de deslocamento ( $d^*$ ) do sistema equivalente com um grau de liberdade são reduzidas, relativamente à curva de capacidade do edifício, por um coeficiente de participação,  $\Gamma$ , o qual pode ser calculado como:

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_i^2} \quad (1)$$

em que  $m_i$  é a massa associada a cada piso e  $\Phi_i$  são as coordenadas ao nível de cada piso do vetor de deslocamentos correspondentes ao primeiro modo de vibração.

A rigidez inicial da curva bilinear corresponde à rigidez secante associada a uma carga de 70% do valor de pico do corte basal. O tramo horizontal da curva bilinear é definido através da equivalência de energias sob a curva de capacidade e a curva bilinear equivalente. A definição da rigidez inicial da curva bilinear equivalente permite determinar o período de referência da estrutura para cálculo do deslocamento-objetivo. O espectro usado na caracterização da solitação sísmica é o espectro de resposta elástica de deslocamento,  $S_{De}(T)$ , o qual pode ser obtido por transformação direta do espectro de resposta elástica de aceleração  $S_e(T)$  representado na Figura 11a, utilizando a seguinte expressão:

$$S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \cdot \left( \frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (2)$$

onde  $T^*$  é o período fundamental do sistema equivalente com um grau de liberdade, o qual pode ser

determinado na sequência de cálculo da rigidez secante  $k^*$  e da massa  $m^*$  do sistema bilinear equivalente:

$$\begin{cases} k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \\ m^* = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \Phi_i \\ T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \end{cases} \quad (3)$$

onde  $F_y^*$  e  $d_y^*$  são a força e o deslocamento correspondentes à condição de cedência do sistema bilinear equivalente;  $\Phi_i$  é a componente no piso  $i$  do vetor de deslocamento do primeiro modo de vibração, normalizada pelo valor unitário da componente relativa no ponto de controlo. Nos casos em que o período elástico  $T^*$  do sistema bilinear equivalente é superior ao período espectral  $T_C$ , a resposta em deslocamento do sistema inelástico é assumida igual à de um sistema elástico de igual período (Figura 11b). Neste caso, o deslocamento-objetivo,  $d_{max}^*$ , isto é o deslocamento que o edifício deverá apresentar para que se verifique a segurança sísmica e vem dado por:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad (4)$$

Quando, pelo contrário, o período elástico  $T^*$  do sistema equivalente de um grau de liberdade é inferior a  $T_C$ , a resposta em deslocamento do sistema inelástico assume-se maior do que a de um sistema elástico de igual período, e obtêm-se através da expressão:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \cdot \left[ 1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (5)$$

com

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \quad (6)$$

representando  $q^*$  a relação entre a força de resposta elástica e a força de cedência do sistema equivalente.

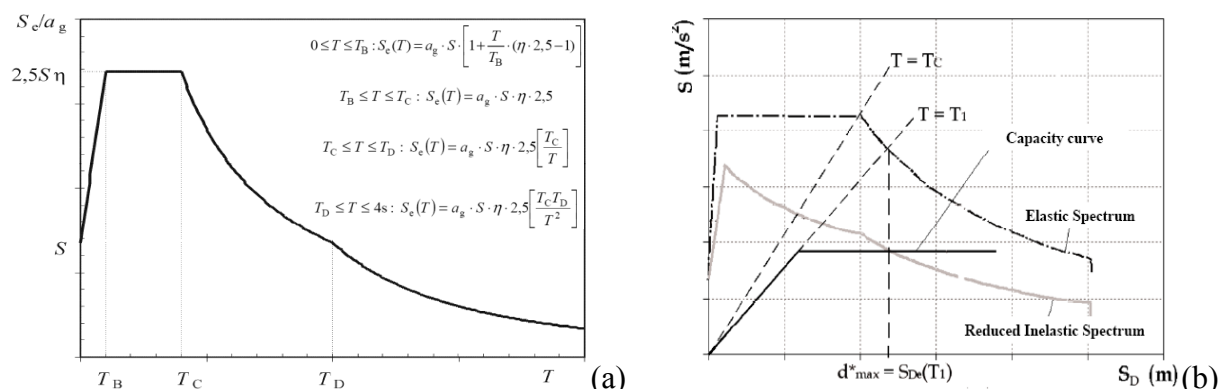


Figura 11. Cálculo da exigência sísmica em termos de deslocamento: (a) espectro de resposta elástico de aceleração; (b) cálculo do deslocamento-objetivo

Como anteriormente referido, o procedimento de verificação da segurança baseia-se na avaliação do

desempenho sísmico da estrutura em termos de deformação, verificando que a exigência sísmica em termos de um deslocamento-objetivo, determinado a partir do espectro de resposta elástico, não ultrapassa os deslocamentos permitidos para o edifício nos estados limites de dano e último, determinados sobre a curva de capacidade tal como ilustrado na Figura 11.

Assim, devem ser realizadas duas verificações, nomeadamente: (1) para Estado Limite Último (ELU), caso em que o valor do deslocamento-objetivo,  $d_{máx}$ , calculado em função do espectro de resposta elástico, deverá ser inferior ao deslocamento máximo oferecido pela estrutura em correspondência com uma redução de 20% do valor máximo do corte basal sobre a curva de capacidade,  $d_u$ . Adicionalmente, o valor da relação entre a força de resposta elástica e a força de cedência do sistema equivalente com um grau de liberdade,  $q^*$ , deverá ser limitado a 3. Esta condição para o parâmetro  $q^*$  representa uma limitação à ductilidade do sistema estrutural no seu conjunto; (2) para Estado Limite de Dano (ELD), caso em que o deslocamento-objetivo para ELD,  $d_{máx, ELD}$ , calculado tal como para  $d_{máx}$  mas assumindo  $a_{g, ELD} = a_g/2.5$ , deverá ser inferior ao deslocamento máximo para ELD, correspondente ao menor valor entre aquele que está associado ao corte basal máximo e aquele que provoca a superação do valor máximo do drift de piso (0.3%),  $d_d$ .

#### 4.3. Comportamento sísmico dos edifícios de alvenaria em estudo

Como se referiu anteriormente, a utilização do procedimento de análise estática não linear indicado no EC8 [10] e descrito nas secções anteriores considera implicitamente a capacidade não linear dos edifícios de alvenaria sujeitos à ação sísmica. Assim, a segurança global face aos esforços de corte e flexão no plano das paredes é automaticamente verificada com base no controlo da resposta global em deformação do edifício. Na Tabela 1 indicam-se os valores de referência para a definição do espectro de resposta elástico, representativo da ação sísmica regulamentar sobre as moradias situadas em Bragança e na Mealhada, de acordo com o Anexo Nacional ao EC8 [10]. Tendo em conta a localização dos edifícios e assumindo um solo tipo B, os espectros a considerar são aqueles correspondentes às zonas sísmicas 1.6 e 2.5 e zonas sísmicas 1.6 e 2.4, respetivamente em Bragança e na Mealhada

Tabela 1 – Parâmetros dos espectros de resposta elástica para solo B em Bragança e na Mealhada

Bragança	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	S	$T_B$	$T_C$	$T_D$
Ação sísmica em Zona 1.6	0.35	1.35	0.1	0.6	2.0
Ação sísmica em Zona 2.5	0.8	1.35	0.1	0.25	2.0
Mealhada					
Ação sísmica em Zona 1.6	0.35	1.35	0.1	0.6	2.0
Ação sísmica em Zona 2.4	1.1	1.35	0.1	0.25	2.0

As propriedades consideradas para os materiais resultaram de estudos experimentais e recomendações dos eurocódigos. Para a alvenaria considerou-se um peso específico de 13.0 kN/m<sup>3</sup>, uma resistência à compressão,  $f_c$ , de 5.0MPa, uma resistência ao corte inicial,  $f_{vko}$ , de 0.20MPa, um módulo de elasticidade,  $E$ , de 5000MPa e um módulo de corte,  $G$ , de 2000MPa. Adicionalmente, considerou-se uma deformação em flexão das paredes no plano limitada a um *drift* de 0.8% e uma deformação por corte limitada a um *drift* de 0.4%.

Para a moradia em Bragança, os principais resultados da análise na direção +X são apresentados na Figura 12, com base nos quais se conclui que o comportamento da fachada principal resulta determinante para a resposta global do edifício. A evolução do dano nesta fachada é ilustrada na Figura 12a, para os níveis de deformação correspondentes ao deslocamento-objetivo ( $d_{máx}$ ), a um deslocamento intermédio ( $d_{int}$ ) e ao deslocamento último do edifício ( $d_u$ ). O dano na fachada caracteriza-se por fendilhação por corte, e culmina com o mecanismo de rotura por corte no último piso do edifício. Na Figura 12b pode-se observar o dano último nas paredes intermédias e posterior. Nestes casos o dano é inferior ao que resulta do efeito das longas escoras resistentes que se formam nas paredes. A curva de capacidade do edifício na direção +X é apresentada na Figura 12c, onde a

verificação ao ELU é garantida com a obtenção de um valor de deslocamento máximo permitido pela estrutura ( $d_u$ ) claramente superior ao deslocamento exigido para a ação sísmica considerada no cálculo ( $d_{máx}$ ). O mesmo acontece relativamente ao ELD e à condição de  $q^*$ , como ilustrado na Figura 12c, traduzindo um cenário de verificação que se estende a todas as análises.

Relativamente ao edifício na Mealhada, ver Figura 13, verifica-se que para o nível de deslocamento requerido o nível de dano é bastante reduzido (Fig. 13a). Nesta caso pode-se observar ainda o dano em elementos correspondente à capacidade última do edifício em deformação, e a sua curva de capacidade. A capacidade do edifício em termos de deformação é consideravelmente elevada e a ductilidade é superior à apresentada pelo edifício em Bragança. Esta diferença está associada a uma distribuição muito mais uniforme de paredes estruturais e a uma configuração de paredes muito mais razoável, verificando-se a continuidade de paredes desde a fundação. O gráfico na Figura 13c ilustra os domínios direcionais de segurança do edifício em termos da aceleração suportada para ELU e ELD, assim como do parâmetro de limitação da ductilidade  $q^*$ , os quais são bastante folgados.

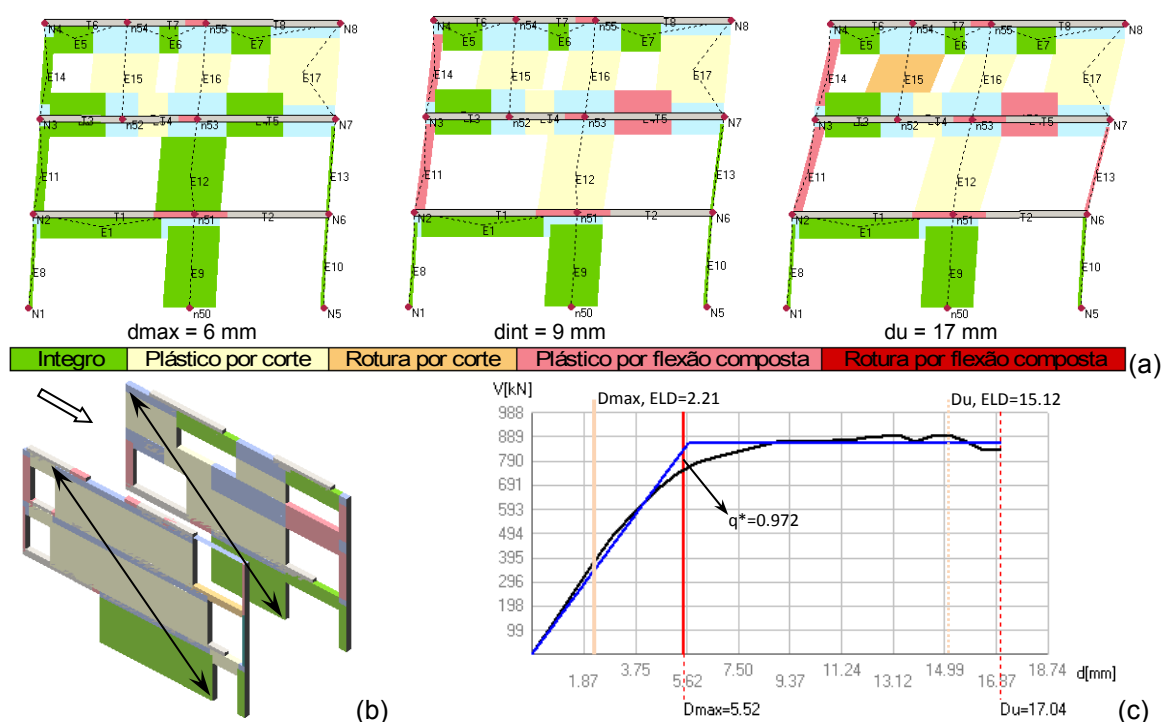


Figura 12. Análise +X do edifício em Bragança: (a) evolução do dano na fachada principal; (b) dano último nas paredes intermédia e posterior; (c) curva de capacidade do edifício

## 5. CONCLUSÕES

O presente trabalho apresenta os detalhes gerais de um sistema construtivo em alvenaria estrutural com base em blocos de betão armado e a sua aplicação a dois casos de estudo constituídos por moradias unifamiliares com arquitetura corrente situadas em Bragança e Mealhada. Dado que a localização dos edifícios se considera de baixa sismicidade, optou-se por efetuar a modelação estrutural com base em alvenaria não armada.

A modelação de um edifício requer uma distribuição de elementos verticais resistentes nas duas direções principais do edifício de modo que seja possível a obtenção de uma estrutura resistente a ações laterais e em particular à ação sísmica. Assim, na arquitetura é necessário que se identifiquem elementos verticais (paredes) com continuidade em altura.

A análise estática não linear, recomendada pela regulamentação europeia, permite efetuar a avaliação da segurança de edifícios de alvenaria nova à ação sísmica. A aplicação de um software de cálculo, baseado na discretização da alvenaria em macro-elementos e na análise estática não linear (análise pushover) permitiu concluir acerca da possibilidade de utilização de alvenaria não armada em edifícios de pequeno porte localizadas em regiões de baixa sismicidade de arquitetura corrente.

Destes resultados pode-se concluir que a construção em betão armado pode ser substituída pelo sistema em alvenaria estrutural conduzindo a uma construção mais sustentável e mais económica, pelo menos para edifícios de pequeno porte e em regiões sísmica de baixa sismicidade.

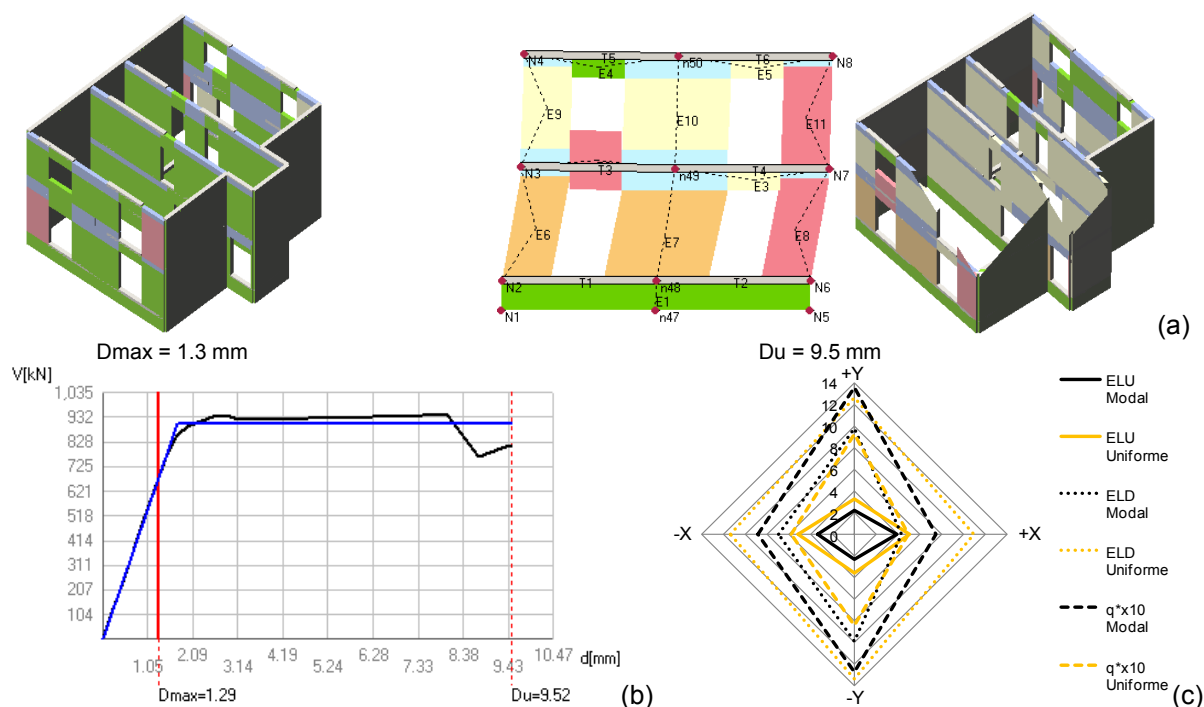


Figura 13. Análise +X do edifício na Mealhada: (a) dano previsto vs. dano último; (b) curva de capacidade; (c) domínios direcionais de segurança em termos de aceleração e do parâmetro  $q^*$

## AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado no âmbito do projeto ALVEST - Desenvolvimento de soluções para alvenaria estrutural, projeto I&DT em co-promoção, financiado pela Agência de Inovação.

## REFERÊNCIAS

- [1] G. Magenes, *Earthquake resistant design of masonry structures: rules, backgrounds, latest findings*, 8th International Masonry Conference, Dresden, pp. 29-45 (2010).
- [2] P.B. Lourenço, G. Vasconcelos, P. Medeiros, J. Gouveia, *Vertically perforated clay brick masonry for loadbearing and non-loadbearing masonry walls*, *Construction and Building Materials*, 24(11), 2317-2330 (2010).
- [3] J.P. Gouveia, P.B. Lourenço, F. Melo, *Alvenaria estrutural: aplicação a um caso de estudo*. 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, CD-ROM, LNEC, Lisboa, Julho,

- (2006).
- [4] F. Da Porto, F. Mosele, C. Modena, *In-plane cyclic behaviour of a new reinforced masonry system: Experimental results*, *Engineering Structures*, 33(9), 2584-2596 (2011).
  - [5] R.G. Drysdale, A.A. Hamid, *Masonry structures: Behavior and design*, Canadian Edition, (2005). ISBN 0-9737209-0-5.
  - [6] P. Alves, Seismic performance of concrete block masonry structures, Tese de Mestrado, Universidade do Minho, (2011).
  - [7] R. Marques, P.B. Lourenço, *Benchmarking of commercial software for the seismic assessment of masonry buildings*, AZORES 1998 - International seminar on seismic risk and rehabilitation of stone masonry housing, Paper 038, (2008).
  - [8] Tomažević, Lutman, M., Bosiljkov, V. Robustness of hollow clay masonry units and seismic behavior of masonry walls, *Construction and Building Materials*, 20 (10):1028-1039 (2006).
  - [9] EN 1996-1-1 - "Eurocode 6 – Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures", *European Standard, CEN, Brussels*, (2005).
  - [10] Eurocódigo 8 - EN 1998-1: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios (2010).
  - [11] P.B. Lourenço, N. Mendes, R. Marques, *Earthquake design assessment of masonry structures: review and applications*, *Trends in Civil and Structural Engineering Computing*, eds. BHV Topping, LF Costa Neves and RC Barros, Saxe-Coburg Publications, Chapter 4, 77-101 (2009).
  - [12] G. Magenes G., *Masonry building design in seismic areas: recent experiences and prospects from a European standpoint*, First European Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 September, Keynote K9, (2006).
  - [13] R. Marques, P.B. Lourenço, *Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry buildings*, *Computers and Structures*, 89(21-22), 2079-2091 (2011).
  - [14] I. Maciel, *Avaliação de software de dimensionamento em alvenaria estrutural*, Tese de Mestrado, Universidade do Minho, (2007).
  - [15] S.T.A. DATA, *Software Amico 3Muri Versione 3.0.5, Manuale d'uso*, Torino, (2007), in Italian.