

CONSTRUIR COM BLOCOS DE TERRA COMPACTADA EM PAÍSES SÍSMICOS



Luís F. RAMOS
Professor Auxiliar
Universidade do Minho, Guimarães



Thomas STURM
Alumni
Universidade do Minho, Guimarães



Paulo B. LOURENÇO
Professor Catedrático
Universidade do Minho, Guimarães



Alfredo CAMPOS-COSTA
Investigador Principal
LNEC, Lisboa

SUMÁRIO

No âmbito do projeto HiLoTec (desenvolvimento de uma tecnologia construtiva simples, inovadora e sustentável para edifícios de pequeno porte em países em desenvolvimento) foi desenvolvido um sistema construtivo baseado na utilização de blocos de terra compactada com estabilização com cimento para formar paredes de alvenaria com junta seca. Pretendia-se obter um sistema o mais económico possível, sem descorar a segurança estrutural, incluindo a segurança sísmica. O presente artigo apresenta os principais resultados obtidos ao longo do projeto, com especial ênfase para o comportamento sísmico das paredes e de um pequeno modelo experimental. A campanha experimental incluiu ensaios de caracterização do sistema a diferentes níveis: material (solo), bloco, prismas de alvenaria, paredes de alvenaria e um protótipo ensaiado na mesa sísmica no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Lisboa.

1. INTRODUÇÃO

A responsabilidade social de instituições públicas, ONGs e de empresas em países em desenvolvimento têm vindo a aumentar a sua importância nas últimas décadas. Face ao aumento demográfico, ao aumento das áreas urbanizadas e ao aumento da qualidade e conforto das construções, as políticas de habitação são agora uma grande preocupação, especialmente em África. À medida que a população no globo cresce, a necessidade de alojamento aumenta. As Nações Unidas estimam que a população mundial vai aumentar para quase 9 bilhões até o ano de 2050, com o seu principal crescimento em África (ver mapas de crescimento em [1]). É um facto que as regiões em forte crescimento são regiões onde é comum a construção em terra. As mesmas regiões enfrentam enormes dificuldades para conseguirem soluções construtivas alternativas e acessíveis do ponto de vista económico para a habitação social. Este problema parece tender a perdurar ainda várias décadas.

Tendo em conta esta crescente procura de habitação, parece improvável, tanto do ponto de vista técnico, como económico, que a solução para a construção em massa em países em desenvolvimento se fará apenas com base em soluções construtivas industrializadas, tais como as do betão armado ou metálicas. A procura por soluções construtivas sustentáveis deverá, pois, passar pela utilização de materiais locais e com recurso à autoconstrução. Por exemplo, a terra como um material de construção pode ser encontrada na maioria das regiões do globo com necessidades de crescimento, sendo uma solução eficaz para construções de pequeno porte [2], ver Tabela 1.

Tabela 1 – Vantagens e limitações das construções em terra vernaculares (adaptado de [2]).

Vantagens	Desvantagens
• O solo é um material disponível em grandes quantidades na maioria das regiões; • Material económico e acessível: nalgumas do globo é o único material acessível para as classes sociais mais carenciadas. Noutras, é o único material de construção disponível; • Fácil de usar: não é necessário equipamento muito especializado, ideal para autoconstrução; • Material aplicável em muitas partes da construção; • Reutilizável: apenas necessita de ser triturado e molhado para ser possível utiliza-lo de novo; • Resistente ao fogo: não combustível com excelentes propriedades de resistência ao fogo; • Contribui para desempenho energético da construção; • Não necessita de gastar muita energia no processo de produção de elementos estruturais/construtivos; • Ambientalmente apropriado: não produz subprodutos durante a fabricação de elementos estruturais/construtivos e não poluente.	• Reduzida durabilidade: se não for objeto de manutenção periódica e adequada, particularmente em áreas afetadas pela elevada precipitação; • Baixa resistência à tração e à flexão para fora do plano das paredes; deve ser utilizado apenas em compressão; • Baixa resistência à abrasão e impactos, se não for suficientemente reforçada ou protegida; • Elevada retração dependendo da percentagem de argila; a retração de um bloco de adobe pode variar entre 0.5 e 12%[†]; • São necessárias paredes com maiores espessuras: a baixa resistência não permite construir paredes esbeltas; • Baixa receptividade como material construtivo entre a maioria dos grupos sociais: é considerado por muitos como um “material de segunda”; • Por conta das anteriores desvantagens, a terra como material de construção ainda carece de aceitabilidade institucional na maioria dos países, resultando numa carência de códigos e normas para o setor da construção.

[†] A percentagem dada refere-se à redução do comprimento de um provete prismático.

Nalgumas regiões de países em desenvolvimento, a terra continuará a ser o material básico de construção, incluindo as zonas sísmicas, uma vez que os chamados “materiais modernos” são e serão simplesmente demasiados caros e inacessíveis a curto e médio prazo. Adicionalmente, nos últimos anos a construção em terra também tem sido alvo de um renovado interesse por parte da comunidade técnica e científica, devido, essencialmente, aos aspetos da sustentabilidade, o que se traduziu no desenvolvimento de sistemas construtivos apelativos, sob vários aspetos, para a reutilização deste material. Por outro lado, o futuro da indústria da construção vai exigir mudanças a muitos níveis. Um deles é a capacidade das construtoras se adaptarem aos novos desafios e, simultaneamente, contribuir para a resolução dos problemas sociais e ambientais. Nas próximas décadas, haverá uma mudança de atitude na indústria da construção, com forte tendência a adotar materiais naturais e reciclados, assim como apostar em tecnologias verdes e de inovação técnica, científica e social, especialmente orientada para países emergentes.

É neste contexto que se insere o projeto HiLoTec - Desenvolvimento de um Sistema Sustentável de Autoconstrução para Países em Desenvolvimento, desenvolvido pela Universidade do Minho e apoiado pela Mota-Engil S.A. e Fundação Manuel António da Mota. O estudo incidiu sobre a utilização de blocos de terra compactada (BTC) com encaixe para utilização em alvenaria de junta seca, aplicável a regiões com atividade sísmica moderada. O presente artigo centra-se, principalmente, sobre os aspetos de engenharia de estruturas do projeto e pretende ser uma contribuição para o estudo deste tipo paredes de alvenaria.

1.1. As Paredes em Blocos de Terra Compactados

Os BTCs são blocos produzidos com solo cru estabilizado com pequenas percentagens de cimento ou cal (tipicamente entre 3% e 9%). O seu processo de fabrico passa pela prensagem da mistura terra/estabilizante num molde, através de uma máquina manual ou hidráulica e pela secagem ao ar até se atingir a idade de cura, ver Figura 1. Desta forma, não é necessário nenhum processo de cozedura, o que se trona numa vantagem para países com poucos recursos naturais.



Figura 1: Produção de BTCs: (a) colocação da mistura no molde; (b) prensagem do bloco; (c) BTC pronto para a secagem.

O processo de assentamento das paredes é semelhante ao da alvenaria convencional, podendo-se realizar paredes com junta argamassada ou junta seca, com um ou múltiplos panos. Para este tipo de material estrutural, a Tabela 2 apresenta os valores nominais para vários parâmetros mecânicos preconizados pela norma da Nova Zelândia [3], nomeadamente o módulo de elasticidade (E), a resistência à compressão do BTC (f_b), a resistência à compressão de paredes de alvenaria (f_m), a resistência ao corte para alvenaria não armada (f_v) e armada (f_{vr}) e a resistência a tração (f_t). Será importante salientar que os valores apresentados são referentes a alvenaria com junta horizontal argamassada. No caso de alvenaria com BTCs sem junta argamassada e com encaixe, é espetável obter valores mais reduzidos, quer da resistência à compressão, devido à falta de confinamento da argamassa de assentamento, quer da resistência ao corte, onde o comportamento idealizado por leis de atrito aparenta ser a opção mais lógica para modelar o seu comportamento. No caso de se pretender realizar alvenaria com junta seca, há que ter em conta este efeito da redução dos parâmetros mecânicos, sendo necessário aumentar as propriedades dos BTCs. A título de exemplo e de comparação, apresenta-se na Tabela 3 valores mínimos da resistência à compressão preconizados por outras normas e recomendações e respetivas condições de ensaio.

Tabela 2 – Valores nominais de parâmetros mecânicos para alvenaria com blocos de terra [3] [MPa].

E	f_b	f_m	f_v	f_{vs}	f_t
150	2.0	0.5	0.08	0.35	0.1

Tabela 3 – Valores mínimos da resistência à compressão de várias normas e recomendações.

Referência	Ano	Tipo	Resistência [MPa]	Condição de Ensaio	Tempo de Cura
ARS674 [4]	1996	Norma	4.0 [†] ; 2.0 ^{††}	Saturado; n/s	n/s
NZS 4298 [3]	1998	Norma	2.2 [*]	n/s	28 dias
HB 195 [5]	2002	Norma	1.0 – 25.0	Curado	n/s
AEI [6]	2005	Recomendação	3.0 – 6.0; 1.5 – 3.0 [†]	Saturado (3 dias)	28 dias
ASTM D1633-00 [∇] [7]	2007	Norma	2.0 [*]	Saturado (4 horas)	n/s
MS 777 [8]	2007	Norma	2.5 [*] ; 1.5 [†]	Saturado (1 dia)	n/s
UNE 41410 [9]	2008	Norma	1.3; 3; 5 [∇]	Curado	n/s
DL [10]	2009	Recomendação	2.0 [*] ; 2.5 [†]	Curado	n/s

[∇]Provetes de solo; [†]Taipa; ^{††}Resistência média; [†]Em condição saturada; [∇]Percentil dos 5%.

Outro fator a ter em consideração na construção de paredes de alvenaria com BTCs é a relação geométrica entre as dimensões da própria parede. Para paredes não reforçadas a norma Australiana [5] recomenda uma espessura mínima de 125 mm e 200 mm para paredes interiores e exteriores, respetivamente, com uma altura máxima de 10 vezes a sua espessura para paredes sem travamento horizontal e 18 vezes para paredes com travamento horizontal (pelo menos no topo da parede) e um comprimento máximo igual a 30 vezes a espessura da parede. Em termos práticos, uma parede exterior com 200 mm de espessura e travamento horizontal teria um comprimento máximo de 6 m e uma altura máxima de 3.6 m. No caso da norma da Nova Zelândia [3] (país com sismicidade significativa), as paredes interiores deverão ter uma espessura mínima de 140 mm e 250 mm para as paredes exteriores. A esbelteza máxima permitida para as paredes é de 10 vezes a sua espessura para zonas de sismicidade reduzida e de 6 para sismicidade elevada. Isto significa que uma parede com 250 mm de espessura poderia ter, no máximo, 2.5 m de altura numa zona de baixa sismicidade. Numa zona de sismicidade elevada, para uma mesma altura a parede deveria ter 417 mm de espessura. No entanto, a altura máxima de qualquer parede não deverá ser superior a 6.5 m, do topo da fundação ao topo da parede. A norma Peruana [11] também limita a esbelteza ao valor de 6 para paredes não reforçadas com presença de vigas de coroamento.

1.2. O Sistema Estrutural HiLoTec

Para o projeto HiLoTec foi desenhado um novo BTC com encaixe para funcionar com juntas secas, ver Figura 2a. Trata-se de um bloco com $280 \times 140 \times 90 \text{ mm}^3$ com dois orifícios simétricos que permitem a passagem, quer de reforços (armaduras), quer de instalações elétricas ou hidráulicas. Nos orifícios encontram-se, também, dois encaixes/reentrâncias do tipo macho-fêmea com uma elevação de 10 mm para aumentar a regularidade do assentamento dos blocos, bem como a conectividade e resistência ao corte. A geometria do bloco permite com facilidade a construção de panos simples com 140 mm de espessura ou duplos com 280 mm de espessura, ver Figura 2b e c. No caso dos panos duplos, a cada cinco fiadas é necessário colocar uma fiada de blocos travadores para manter a estabilidade para fora do plano da parede.

No âmbito do projeto HiLoTec vários desafios sob o ponto de vista arquitetónico, construtivo e estrutural, foram amplamente estudados [12-14]. A solução final focou-se numa moradia térrea, com uma geometria em planta bastante regular, conforme se pode observar na Figura 2d. Os alinhamentos 1, 2 e 4 são responsáveis pelas cargas verticais, enquanto o travamento e cargas horizontais são assegurados pelos alinhamentos 1, 2 e 4 e A, C e D/E. No topo das paredes é

executada um viga-cinta, neste caso em betão armado, para assegurar a conectividade entre todas as paredes formando um diafragma. A cobertura é em madeira formando duas águas (Figura 2e), cujas madres assentam em vigas-freixais diretamente apoiadas nas paredes de alvenaria dos alinhamentos 1, 2 e 4. Para aumentar o efeito de diafragma, são também adicionados elementos em madeira em forma de X e rasantes às madres, ligando as extremidades das vigas-freixais, formando, assim, um sistema com melhor comportamento às ações horizontais

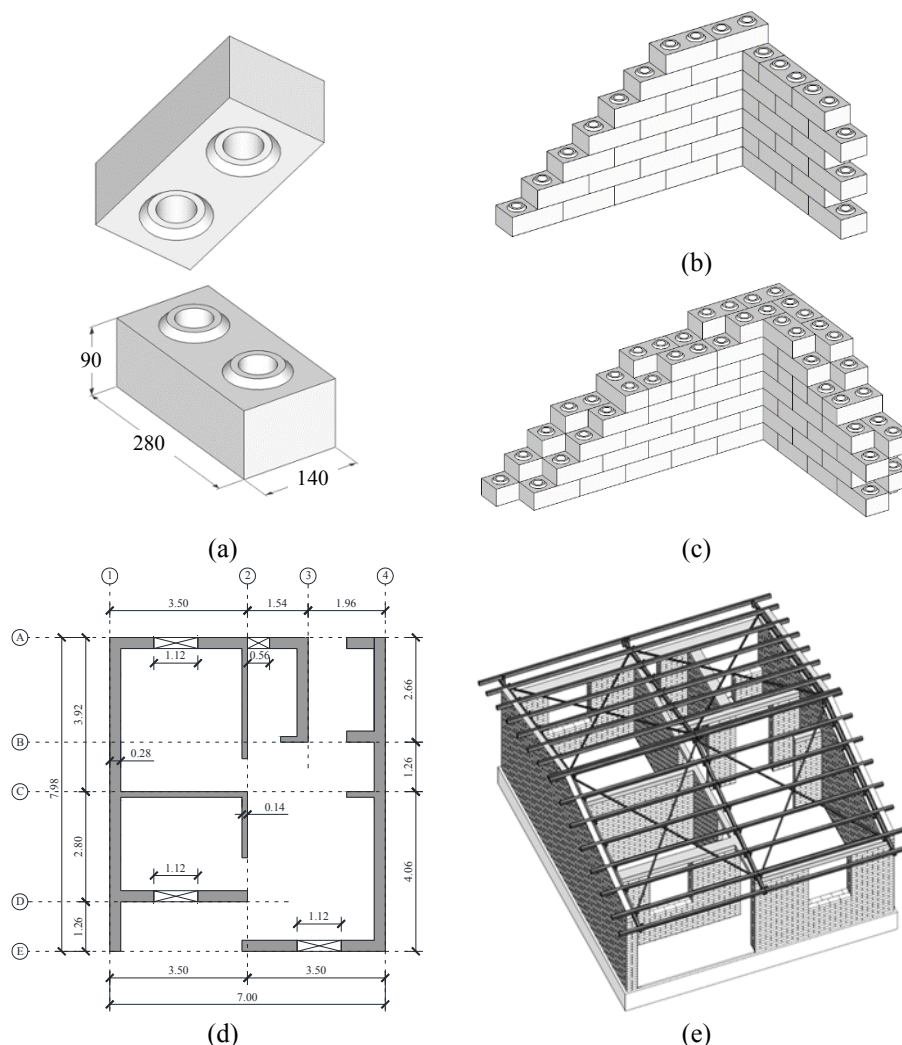


Figura 2: Bloco de terra compactada: (a) dimensões do bloco em mm; (b) pano simples; (c) pano duplo; (d) planta estrutural; (e) perspetiva do sistema estrutural.

2. A VULNERABILIDADE SÍSMICA DA CONSTRUÇÃO EM TERRA

É recorrente o aparecimento de danos moderados a severos em construções em terra, resultantes da ocorrência dos sismos. O dano não está apenas ligado à fragilidade do material em si, mas também à utilização de deficitárias técnicas de construção (e.g. utilização de fracas ligações entre elementos estruturais). A adição de simples reforços estruturais, tais como vigas-cinta e reforço da alvenaria com madeira, aço ou canas), pode melhorar significativamente a resposta estrutural das construções [15]. O uso de BTCs com encaixe (“interlocking”) em paralelo com adequados

detalhes construtivos, tais como fundações estáveis, reforço vertical das paredes e cunhais, vigas-cinta, coberturas salientes para se evitar a infiltração de água, têm o potencial de oferecer novas possibilidades de construir habitações acessíveis e seguras para regiões de sismicidade moderada.

O tema da vulnerabilidade sísmica das construções em terra ainda continua a ser estudado pela comunidade científica, uma vez que, na prática e até ao momento, nenhuma solução definitiva e económica foi proposta e implementada em larga escala. Embora esforços significativos tenham sido realizados para otimizar as propriedades da terra (estabilizada) (tais como [16-18], entre outros), pouco se fez ao nível do conhecimento do desempenho integral destes sistemas construtivos [19]. Este é especialmente o caso das alvenarias construídas em junta seca a partir de BTCs com encaixe, com ou sem reforços. Várias normas de construção de terra de países com sismicidade, tais como a Nova Zelândia [3] ou o Perú [11], não mencionam sequer o uso de BTCs com encaixe. Estas normas focam-se, essencialmente, na esbelteza máxima das paredes e parecem basear-se em critérios conservadores e empíricos, em vez de resultados experimentais ou analíticos. Na opinião dos autores e com exceção dos ensaios para estudar o comportamento no plano e para fora do plano de paredes, realizados por [19] e [20], respetivamente, nenhuma campanha de experimental exaustiva foi realizada em paredes de junta seca em BTC com encaixe para caracterizar o seu comportamento sísmico.

3. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

No presente estudo, o Malawi foi escolhido como país de referência para a aplicação da técnica de construção. Amostras de solo de diferentes cidades do Malawi foram recolhidas e analisadas no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho (LEST). Para a realização da campanha experimental mais alargada, foi necessário construir BTCs com um solo equivalente português. Por isso e antes da produção dos blocos, um processo de homogeneização de misturas e de análise de similitudes foi realizado entre solos do Malawi e solos portugueses. Esta análise experimental está apresentada em [13] e [21]. No presente artigo apenas se apresentam resultados de provetes construídos a partir de solos portugueses equivalentes.

3.1. Resultados do Solo, unidades e prismas

A metodologia utilizada para a caracterização das propriedades mecânicas fundamentais está exaustivamente apresentada em [21] e [22]. Na Tabela 4 apresenta-se um resumo dos parâmetros mecânicos, médias e coeficientes de variação (COV), obtidos para provetes cilíndricos, unidades e prismas de alvenaria (ver também Figura 3). Mais concretamente, estudaram-se a resistência à compressão do solo em cilindros (f_c), a resistência à tração determinada por via indireta (f_{it}), a resistência à compressão dos blocos (f_b), o módulo de rotura (resistência à flexão) de blocos (f_r), a resistência à compressão de prismas (f_p) e o módulo de elasticidade (E). Adicionalmente, também foi calculada a energia de fratura em tração (G_{Ft}^I) e em compressão (G_{Fc}^I), ver

Tabela 5. A metodologia para a determinação destes parâmetros está apresentada em [21].

Tabela 4 – Resumo dos resultados da caracterização material [MPa].

Tipo de Provede	Cilindros			Blocos			Prismas	
Parâmetros	f_c	E	f_{it}	f_b	E	f_r	f_p	E
Média	1.10	106	0.058	2.34	163	0.21	0.95	129
COV	34%	32%	24%	24%	30%	19%	24%	19%

Tabela 5 – Energia de fratura em Modo I [N.m/m²].

Provete	Blocos	Prismas
Parâmetro	G_{Ft}^I	G_{Fc}^I
Média	18.1	2380
COV	41%	31%

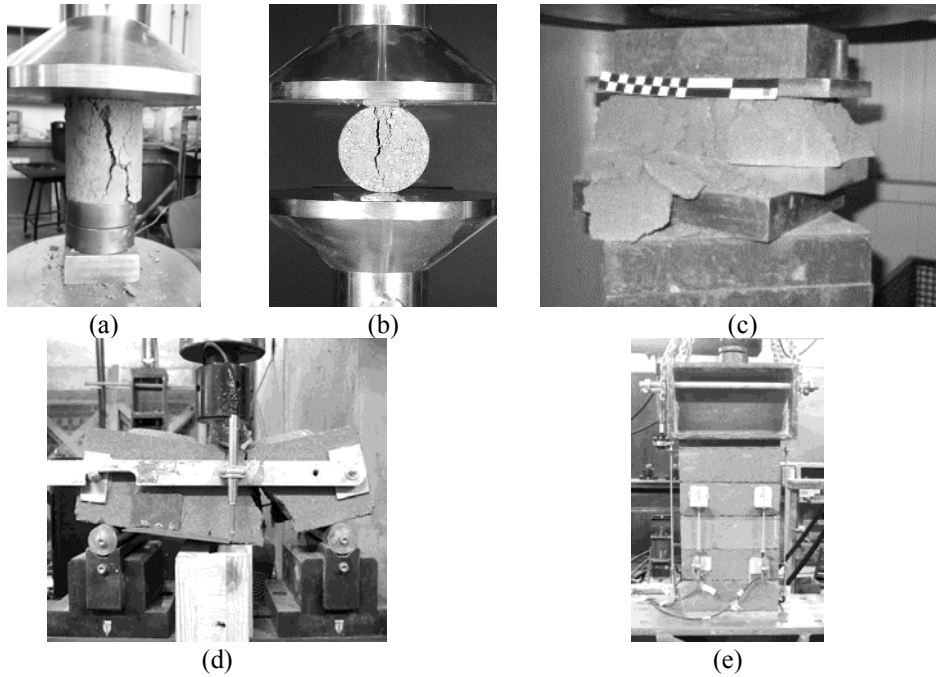


Figura 3: Ensaio em: (a) e (b) provetes cilíndricos para caracterizar o solo; (c) e (d) em unidades; e (e) em prismas.

3.2. Resultados com Provetes de Alvenaria

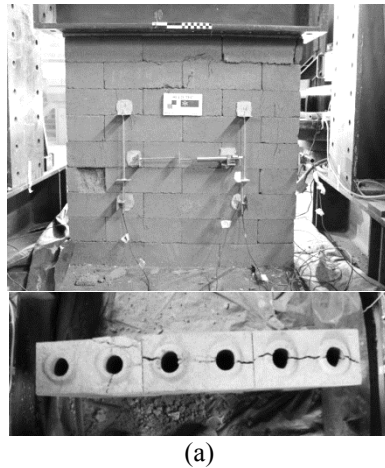
Uma vez que se trata de uma alvenaria de junta seca de BTCs com encaixe, a resistência esperada, quer à compressão, quer ao corte, deverá ser governada (1) pelas propriedades mecânicas das juntas, (2) pelos contactos dos encaixes (bloqueio), pela resistência dos próprios blocos e (4) pela geometria dos panos de parede. Por outro lado, a alvenaria é correntemente tratada como um material isotrópico e homogêneo, mesmo que possa apresentar um comportamento ortotrópico significativo. Os ensaios com prismas de alvenaria (ver resultados na Tabela 3) pretendem obter o comportamento da alvenaria com se fosse um material homogêneo e têm a vantagem dos provetes serem pequenos e do ensaio ser de fácil execução. Contudo, têm a principal desvantagem da não representatividade do aparelho da alvenaria, daí a necessidade de construir pequenas paredes para se estudar o seu comportamento à compressão e ao corte.

No que toca à resistência ao corte, esta é regida, principalmente, pelo atrito entre as unidades, i.e. da junta seca e o do contacto entre a indentação dos blocos. A lei atrito de Coulomb tem sido amplamente utilizada como modelo constitutivo da interface e é definida como:

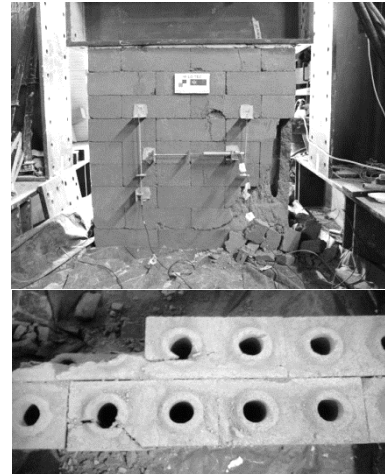
$$f_v = f_{v0} + f_{c0} \times \tan \alpha \quad (1)$$

em que f_v é resistência ao corte, f_{co} tensão confinada, $\tan \alpha$ é a tangente do ângulo de atrito e f_{v0} a resistência inicial ao corte (coesão), daí que se orientou a campanha experimental para se obter estes parâmetros.

Para determinar a resistência à compressão das paredes foram construídos provetes de alvenaria de um e de dois panos com $0.84 \times 0.84 \text{ m}^2$, ver Figura 4 e Figura 5. Já o comportamento ao corte das juntas secas foi realizado numa primeira fase, por intermédio do ensaio triplo (“triple test”) em unidades, uma vez que seria muito difícil executar ensaios de compressão diagonal em painéis por falta de coesão das juntas (ver Figura 6), e, numa segunda fase, com paredes de grande dimensão sujeitas a forças no plano.



(a)



(e)

Figura 4: Ensaio de compressão em provetes de alvenaria: (a) paredes simples; e (b) paredes duplas.

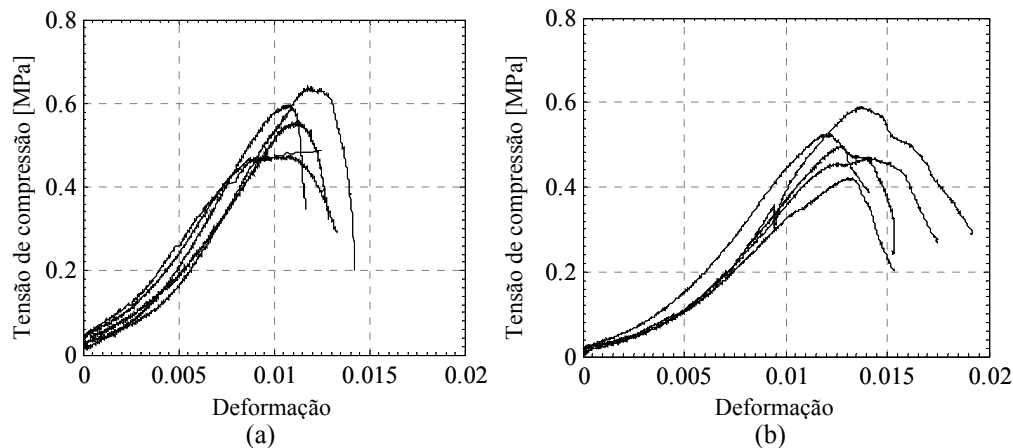


Figura 5: Resultados dos ensaios à compressão em provetes de alvenaria: (a) paredes simples; e (b) paredes duplas.

A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos nos provetes. Salienta-se que a resistência à compressão de paredes é cerca de metade da resistência obtida em prismas. A resistência para os dois tipos de provetes foi muito próxima: 0.55 MPa para panos simples e 0.50 MPa para panos duplos. O módulo de elasticidade também foi próximo, cerca de 100 MPa para ambos os casos. Quanto ao comportamento da junta ao corte, a tangente do ângulo de atrito foi igual a 0.73 e a coesão 0.035 MPa. De salientar também, que os valores obtidos para a resistência à compressão encontram-se próximos dos valores nominais da norma da Nova Zelândia, ver Tabela 2. Mais detalhes sobre esta campanha experimental podem ser encontrados em [21] e [22].

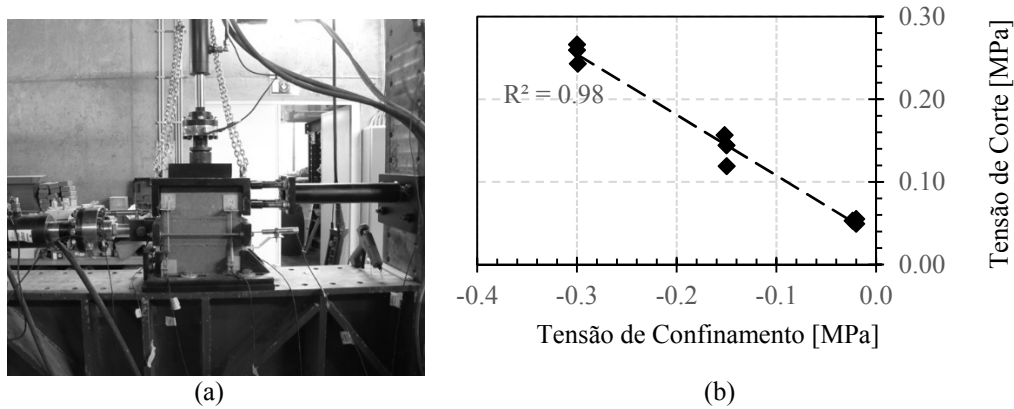


Figura 6: Ensaio ao corte na junta (“triple test”): (a) configuração de ensaio; e (b) resultados.

Tabela 6 – Resumo dos resultados dos provetes de alvenaria.

Ensaio	Compressão		Compressão		Corte	
Provede	Paredes simples		Paredes duplas		Três blocos	
Parâmetro	f_m [MPa]	E [MPa]	f_m [MPa]	E [MPa]	f_{vo} [MPa]	$\tan \alpha$
Média	0.55	96	0.50	108	0.035	0.73
COV	11%	28%	11%	45%	-	-

4. ENSAIO DE CORTE EM PAREDES

Para estudar o comportamento ao corte da alvenaria sob carregamento cíclico quase-estático na direção do seu plano foram realizados dois provetes (W1 e W2) com 2.1 m de comprimento, 1.9 m de altura e 280 mm de espessura. Ambos os provetes foram construídos sobre uma viga de betão armado com $0.35 \times 0.40 \times 2.85 \text{ m}^3$. No arranque da parede foi utilizada uma argamassa de cimento de presa rápida para ligar os dois elementos estruturais. Depois de nivelar a parte superior da parede com a mesma argamassa, outra viga de betão armado (igual à inferior) foi utilizada para a aplicação dos carregamentos (vertical e horizontal) do ensaio. O carregamento vertical foi aplicado por um conjunto de três atuadores que exerceram uma tensão de compressão constante ao longo de todo o ensaio igual a 0.05 MPa (ou seja, semelhante às condições de serviço de uma construção de um piso). O carregamento horizontal cíclico foi realizado sob controlo de deslocamento, tendo-se utilizado ciclos sinusoidais crescentes até 50 mm de amplitude de pico a pico.

Para medir a resposta 16 transdutores de deslocamento (LVDTs) foram instalados nas paredes. Cinco LVDTs mediram os deslocamentos no plano da parede ao longo da altura, dois LVDTs mediram a deformação vertical das paredes em cada uma das faces e dois LVDTs mediram a deformação diagonal de cada face das paredes. Dois LVDTs monitorizaram possíveis deslizamentos/descolamentos entre as vigas de betão e as paredes e um foi usado entre o atuador horizontal e a viga superior para controlar o ensaio. A configuração de ensaio encontra-se apresentada na Figura 7.

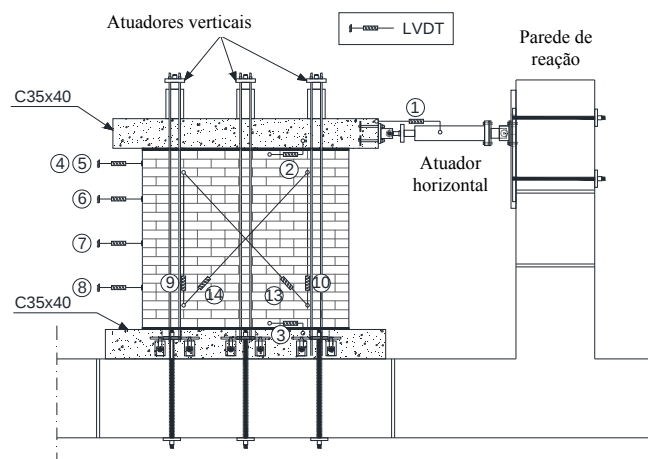


Figura 7: Configuração de ensaio para as paredes.

A Tabela 7 apresenta os resultados para máxima força de corte (V_{max}), a tensão de resistência ao corte (τ_{max}), o deslocamento máximo para força máxima de corte (d_{Vmax}), o deslocamento horizontal relativo (“drift”) para a máxima força de corte (ϕ_{Vmax}), o deslocamento máximo (d_{max}) e o máximo “drift” (ϕ_{max}) obtido.

Tabela 7 – Resumo dos resultados dos provetes de alvenaria.

	V_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	d_{Vmax} [mm]	ϕ_{Vmax} [%]	d_{max} [mm]	ϕ_{max} [%]
W1	11.7	0.022	11.0	0.58	20.0	1.05
W2	11.0	0.021	14.8	0.78	25.0	1.32
Média	11.4	0.022	12.9	0.68	22.5	1.19

Como se apresenta na Figura 8, o dano concentrou-se nas extremidades das paredes (fendas diagonais de maior dimensão), embora se tenham observado fendas de menor dimensão e bastante distribuídas por toda a parede, com uma distribuição difusa mas com orientação predominantemente vertical. Perto do colapso foi possível observar uma biela de esmagamento junto aos cantos inferiores das paredes.

As curvas histeréticas de ambos os ensaios estão apresentadas na Figura 9. O comportamento em pré-fissuração foi caracterizado por uma histerese moderada e pela diminuição pouco significativa da rigidez. O comportamento pós-fissuração levou a ciclos bastante abertos devido à fendilhação significativa e às deformações residuais, com quebra acentuada da rigidez. A quebra de resistência de forma mais significativa ocorreu quando se formaram bielas de compressão que entraram em colapso por esmagamento nos cantos inferiores das paredes (ver Figura 8). A grande abertura dos ciclos histeréticos evidencia uma elevada capacidade de dissipação de energia à custa de deformações permanentes não-lineares. Os ensaios realizados por [23] e [24] em provetes de alvenaria reforçada apresentaram um comportamento bastante diferente; as curvas histeréticas apresentaram, neste caso, um claro efeito de estreitamento na origem, devido à presença de reforços (armaduras em aço), contrariamente às do presente caso de estudo.

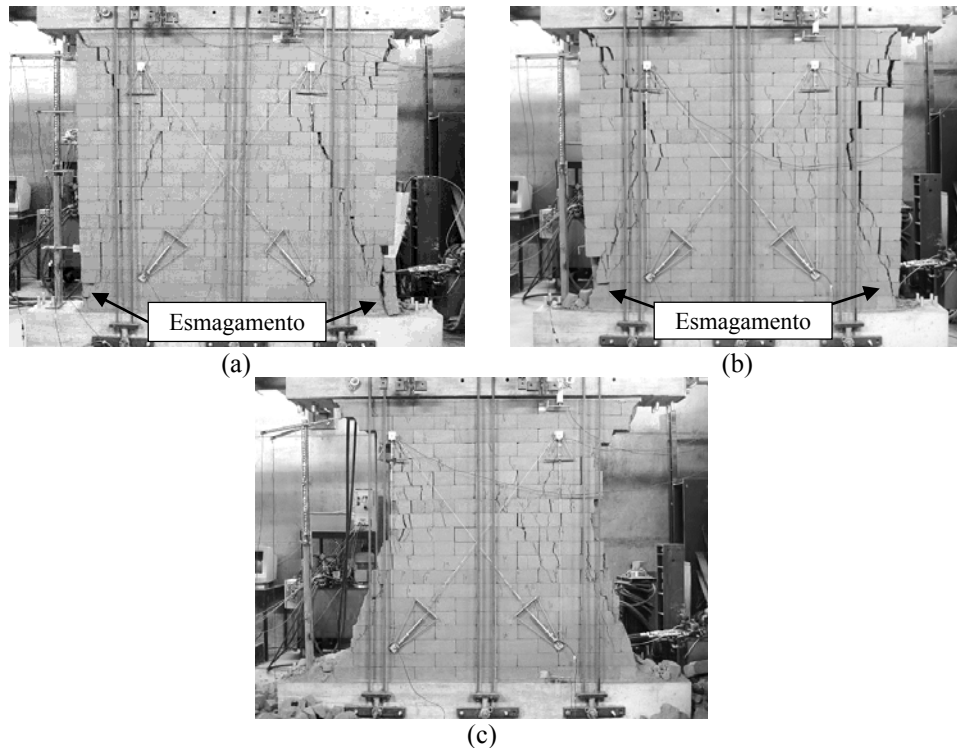


Figura 8: Padrão de fendilhação para um “drift” acima de 0.84%: (a) W1; (b) W2, e (c) W2 depois do colapso.

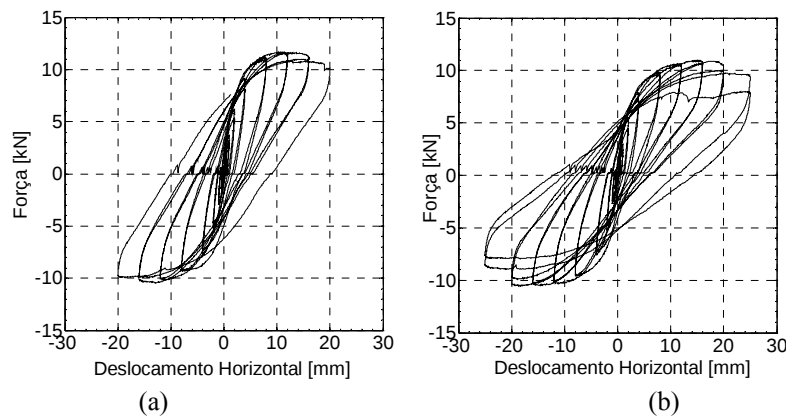


Figura 9: Curvas histeréticas do comportamento no plano das paredes: (a) W1; (b) W2.

As envolventes das curvas histeréticas das duas paredes, apresentadas na Figura 10, evidenciam um endurecimento suave entre a primeira fendilhação e o pico de resistência. A fase não-linear é caracterizada por grandes deslocamentos sob ligeira variação de força. Sobrepostas às envolventes também na Figura 10b e c se encontram as curvas idealizadas (bilineares) do comportamento das paredes sugeridas por Tomažević [25]. Nestas curvas idealizadas admite-se um comportamento elastoplástico equivalente ao comportamento da parede. O início da fendilhação, definido pelo deslocamento d_{cr} e força V_{cr} aquando da primeira fendilhação significativa, a resistência da parede (V_{max}) e o deslocamento máximo (d_{max}). Adicionalmente, poder-se-á medir a rigidez efetiva no ramo linear (K_e), a resistência última V_u e o fator de ductilidade μ_u , definido pelo quociente entre o deslocamento último d_u e o elástico d_e (ver Figura 10a).

O fator de ductilidade q medido pelo método proposto por Tomažević [25] é igual a 5.3 (COV igual 13%). Salienta-se que o mesmo autor sugere um fator entre 2 e 3 para alvenaria não reforçada. Relativamente ao fator de comportamento q , o valor calculado é igual a 3.2 (COV

igual a 13%). Trata-se de um valor superior ao valor recomendado pelo Eurocódigo 8 [26] que, neste ponto, preconiza um valor mais conservativo para a alvenaria não reforçada igual a 1.5.

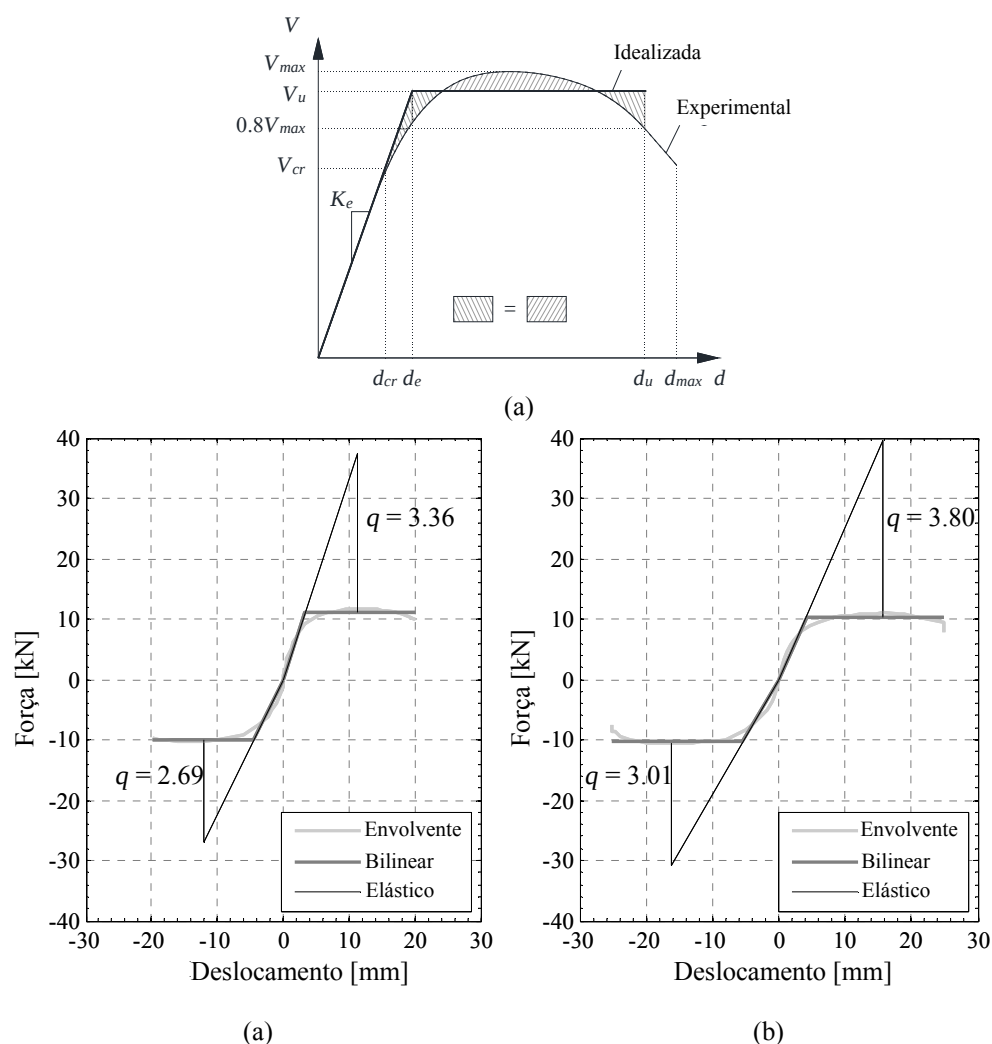


Figura 10: Curvas envoltantes e a sua idealização: (a) idealizada; (b) W1; e (c) W2.

Tabela 8 – Parâmetros das curvas bilineares idealizadas.

Parâmetro	Unidades	W1		W2		Média	COV
		Direção		Direção			
		+	-	+	-		
d_{cr}	mm	2.34	3.09	2.93	3.73	3.02	16.3
V_{cr}	kN	7.81	6.96	7.35	6.09	7.30	4.5
K_e	kN/mm	3.34	2.25	2.50	1.90	2.50	21.2
d_e	mm	3.35	4.45	4.15	5.40	4.34	16.9
V_u	kN	11.16	10.03	10.41	10.26	10.47	4.1
d_u	mm	20.00	20.00	25.00	25.00	22.50	11.2
μ_u	-	5.97	4.48	6.01	4.64	5.28	13.3

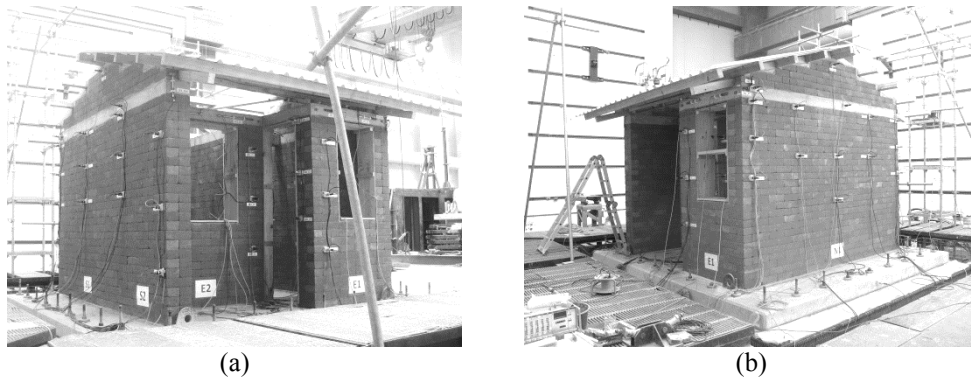


Figura 12: Instrumentação do modelo: (a) e (b) perspectivas.

5.2. Ensaios Sísmicos

Não foi possível encontrar nenhum registo sísmico do Malawi ou da África do Sul que pudesse ser introduzido como excitação de base na mesa sísmica. Portanto, foi necessário utilizar um sinal artificial baseado na literatura sobre a sismicidade do Malawi [27-28]. Do ponto de vista da engenharia, as informações mais importantes reunidas indicam que os sismos no Malawi são sismos próximos, com uma profundidade focal de menos de 15 km. Há terremotos recorrentes de magnitude inferior a 5.5 e, raramente, ocorrem eventos de magnitude superior até 6.5. Isto significa que eles podem causar grandes danos, mas num cenário próximo do epicentro. As acelerações de pico no solo (PGA) dos sismos de magnitude inferior a 5.5 são cerca de 2.4 m/s^2 (0.24 g) (com 10% excedência em 50 anos, com um período de retorno de 475 anos) e para os sismos de magnitude superior a 5.5 de cerca de 3.2 m/s^2 (0.32 g) (com 10% de excedência em 100 anos, com um período de retorno de 950 anos) [29]. Outra informação tida em conta na geração do sinal foi a preconizada pelo Eurocódigo 8 [26], que recomenda o uso de um espectro elástico do Tipo 2 (cenário próximo) para sismos de magnitudes inferiores a 5.5.

O sinal artificial utilizado na mesa sísmica consistiu na adição de dois sinais não correlacionados para cada direção principal da mesa, que reproduzem uma ação do Tipo 2 num terreno do Tipo B [19], incluindo algum ruído, ver Figura 13. O conteúdo de ruído é importante, uma vez que o ruído é responsável por a aleatoriedade do sinal, como acontece em sismos reais. Uma vez que se veio a constatar que grande parte das frequências naturais do modelo se situava no patamar do espectro, este tipo de sinal seria o mais gravoso para a estrutura. No final, o sinal de excitação tinha um comprimento de cerca de 10 s e uma PGA igual a 0.33 g, o que está próximo do máximo PGA esperado para Malawi.

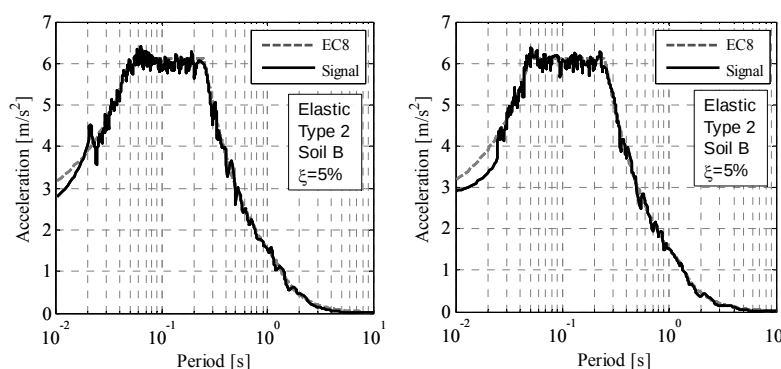


Figura 13: Espectros de resposta (em aceleração) do sinal de entrada: (a) direção longitudinal; e (b) direção transversal.

O procedimento de ensaio consistiu na injeção de uma sequência de sismos com magnitude crescente. Os sinais das diferentes fases de ensaio tinham 10%, 20%, 30%, 40%, 50%, 75%, 100%, 125%, 150% e 175% do PGA anteriormente definido. Cada fase foi repetida, pelo menos,

duas vezes, o que se traduziu num cenário semelhante a sofrer sismos com duração superior 10 s. No final de cada etapa sísmica foi realizada uma identificação modal para determinar as frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento. Além da identificação modal, também se realizaram inspeções visuais para avaliar e registar a evolução do dano. O último ensaio atingiu um PGA igual a 175% do valor de referência, correspondendo a um PGA igual a 0.58 g. No final desta fase, o dano acumulado no modelo era significativo e verificou-se o colapso local de um nêbo, tendo-se decidido terminar o ensaio.

5.3. Resultados

Durante as várias fases de ensaio e até se atingir um PGA de 100% (0.33 g), não foram observadas fendas ou deslocamentos significativas entre os BTCs, ou seja fendas nas juntas da alvenaria. Apenas se observaram fendas de pequenas dimensões a meio do comprimento nas unidades e sem as atravessar em altura, indiciando serem fendas de flexão por ajuste dos apoios dos blocos resultantes do acomodar da excitação. Após um PGA de 100% (0.33 g) foram observadas fendas com um padrão mais definido. Entre as fases de 125% (0.41 g) e 175% (0.58 g) foi possível observar que a parte superior do modelo, formada pela viga-cinta, pelas paredes do tímpano da empena e pela cobertura, se movia como um corpo rígido, tendo ocorrido uma separação das paredes de BTC na junta imediatamente inferior à fiada de contacto com a viga-cinta. O topo das paredes vibrava livremente para fora do plano. Isto indiciava que após o PGA de 100% (0.33 g) há uma perda de ligação entre a viga-cinta e o topo das paredes de BTC. Contudo, só no último ensaio (175%) é que foi observado o colapso parcial de elementos estruturais, nomeadamente num nêbo/pilar na zona de entrada do modelo (fachada principal) e no cunhal Sudeste, ver Figura 14.

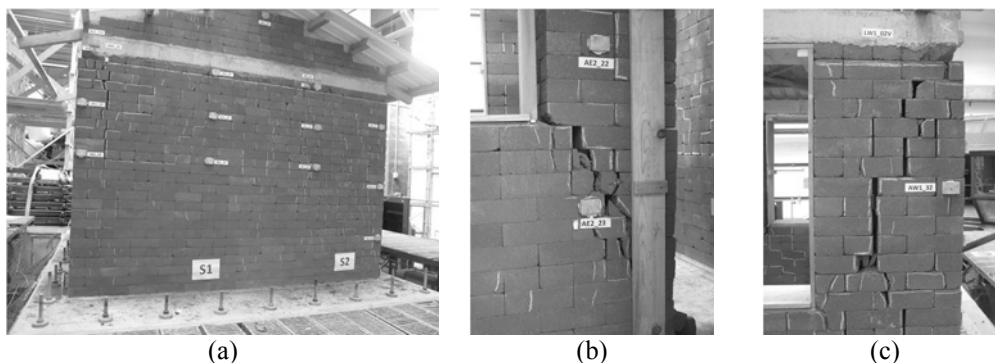


Figura 14: Dano observado no modelo: (a) parede Sul; (b) nêbo da fachada principal junto à porta de entrada; (c) cunhal Sudoeste.

A identificação modal ao longo das várias fases de ensaios sísmicos mostrou que os primeiros modos de vibração na direção longitudinal e transversão tiveram uma frequência inicial de 3.5 Hz e 3.71 Hz, respetivamente, e que após a última fase diminuíram para 1.98 Hz e 2.30 Hz, respetivamente. Quanto ao amortecimento, o seu valor foi sempre superior a 10%.

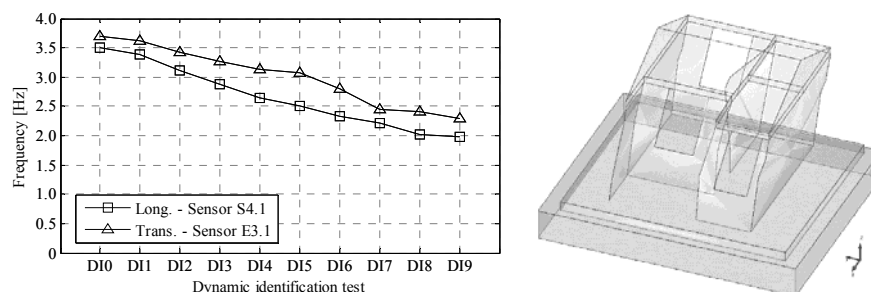


Figura 15: Resultados da identificação modal: (a) média das frequências fundamentais nas duas direções ao longo do ensaio; e (b) primeiro modo de vibração.

Na Tabela 9, Figura 16 e Figura 17 encontram-se apresentados de forma resumida os resultados dos parâmetros sísmicos do modelo. O PGA máximo medido atingiu o valor de 5.8 m/s^2 , o que corresponde a um fator de segurança FS igual acima de 1.8 para o cenário mais gravoso. Isto significa que modelo atingiu o PGA máximo esperado para Malawi ($M \sim 6.5$, com 10% de excedência em 100 anos, com um período de retorno de 950 anos). Contudo, a observação do dano indicaram que o colapso do modelo seria frágil e, portanto, este resultado terá de ser encarado com alguma reserva. Assim sendo, limitou-se o fator de segurança ao valor mínimo de 2.75, correspondente ao caso de um sismo $M \leq 5.5$, com 10% excedência em 50 anos, com um período de retorno de 475 anos. Quanto aos fatores de comportamento q , verificou-se que este atingiu um valor mínimo de 1.5, semelhante ao preconizado pelo Eurocódigo 8 [26].

Tabela 9 – Resumo dos resultados do ensaio sísmico.

Parâmetro	Unidade	Direção Longitudinal	Direção Transversal
PGA	m/s^2	5.8	5.4
FS ($M \leq 5.5$)	-	2.94	2.75
FS ($M \sim 6.5$)	-	1.96	1.83
q	-	3.8	1.5

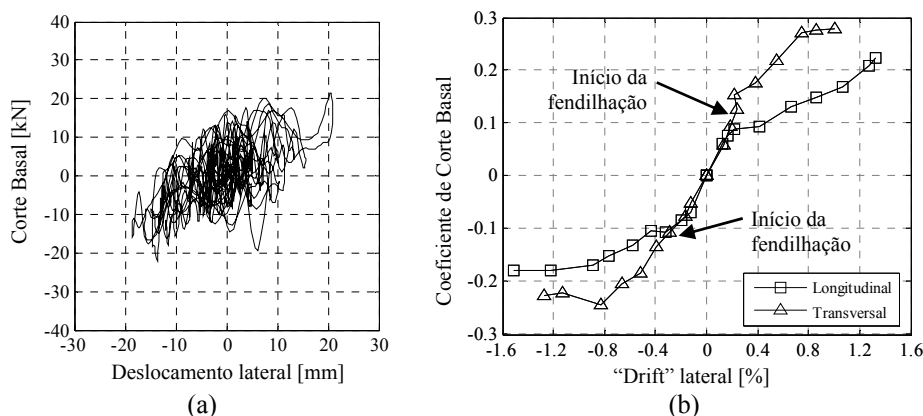


Figura 16: Resposta do modelo: (a) exemplo de uma curva histerética na direção longitudinal; e (b) envolvente das curvas histeréticas.

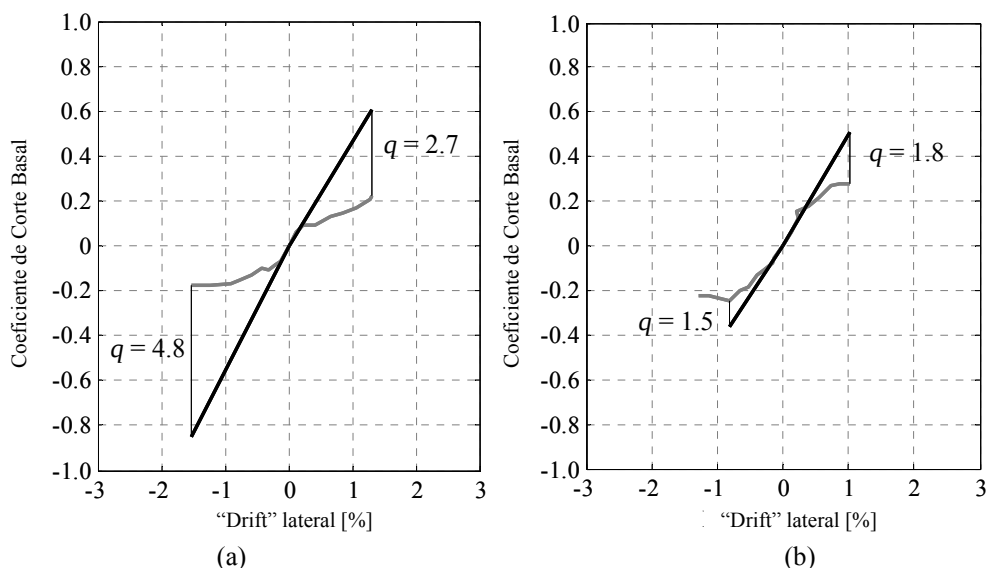


Figura 17: Fatores de comportamento da estrutura: (a) direção longitudinal; e (b) direção transversal.

6. CONCLUSÕES

O projeto HiLoTec teve como principal objetivo o desenvolvimento de uma solução construtiva baseada em blocos de terra compactada para habitações de baixo custo em países emergentes, incluindo os países com sismicidade moderada, tendo sido escolhido o Malawi com país caso de estudo.

Foi realizada uma extensa campanha de ensaios para caracterizar o comportamento do solo, dos blocos, prismas, paredes de alvenaria e de um modelo na mesa sísmica. O sistema estrutural (paredes de alvenaria construída com blocos de terra compactada) foi caracterizado em relação à compressão, corte, tração e comportamento sísmico. Os blocos obtiveram uma resistência à compressão superior a 2.0 MPa, enquanto a alvenaria obteve uma resistência próxima dos 0.5 MPa. O comportamento ao corte no plano das paredes caracterizou-se por um elevado fator de ductilidade e de comportamento (superior aos preconizados no Eurocódigo 8), embora se tenha observado uma rotura frágil.

Quanto ao comportamento sísmico, a resposta do modelo induziu roturas para fora do plano das paredes de alvenaria, assim como o colapso local de nembos/pilares junto dos vãos. Todavia, o modelo resistiu a ensaios sísmicos com uma aceleração de pico (PGA) igual a 0.33 g sem a ocorrência de danos significativos, o que é equivalente à máxima aceleração de pico no Malawi.

Face aos resultados obtidos, tudo indica para sismos de cenários próximos no Malawi, com magnitude inferior a 5.5 e uma aceleração de pico inferior a 0.24 g, seja possível utilizar que um sistema estrutural construído em blocos de terra compactada com junta seca e sem reforço para edifícios de pequeno porte (um piso), desde que se adotem medidas que melhorem a resposta sísmica, tais como a introdução de viga-cinta no topo das paredes, a conveniente ligação da cobertura nas duas direções principais da estrutura, entre outras. Quanto à segurança para uma sismicidade superior, mais estudos são necessários, incluindo o efeito da água na diminuição da resistência dos blocos.

7. AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado no âmbito do projeto HiLoTec financiado pela Mota-Engil S.A. e pela Fundação António Manuel da Mota, no seio do protocolo celebrado entre a Universidade do Minho e a Mota-Engil S.A.. Os autores agradecem de forma expressiva à Eng^a Vânia Silva e Eng^a Cláudia Ramos da Mota-Engil S.A. por toda a cooperação ao longo do projeto. Também um agradecimento especial deverá ser dirigido ao Diretor do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Eng^o José Manuel Catarino, pela possibilidade de realizar o ensaio na mesa sísmica, e ao Eng^o Paulo Candeias por todo o apoio durante a realização dos ensaios.

8. REFERÊNCIAS

- [1] Soubbotina, T.; Sheram, K. - “Beyond economic growth”, The World Bank, 2000, http://www.worldbank.org/depweb/beyond/beyondco/beg_all.pdf, acedido em 5 Janeiro 2014.
- [2] Minke, G. - “Earth construction Handbook: Material, Technics, Adobe architecture” (em Alemão), Ökobuch Verlag, Staufen bei Freiburg, 2009.
- [3] NZS4297 – Engineering Design of Earth Buildings. Standards New Zealand, Wellington 1998.
- [4] ARS674 - Compendium of African Standards codes, which are based on the W90 committee “compressed earth block technology” of the ICBRS, International Council for Building Research Studies and Documentation, 1996.
- [5] HB195 - The Australian Earth Building Handbook. Standards Australia International, Sydney, 2002.
- [6] AEI - Earthquake resistant buildings with hollow interlocking blocks. Auroville Earth Institute, UNESCO Chair - Earthen Architecture, Auroville, 2005.

- [7] ASTM D1633-00 (2007) - Standard test methods for compressive strength of molded soil-cement cylinders. American Society for Testing and Materials International, Philadelphia, 2007.
- [8] MS 777 - Stabilised soil blocks. Malawi Standards Board, Blantyre, Malawi, 2007.
- [9] UNE - Bloques de tierra comprimida para muros y tabiques. Definiciones, especificaciones y métodos de ensayo. Asociación Española de Normalización y Certificación, Madrid, Espanha, 2008.
- [10] DL (2009) - Lehm bau Regeln: Begriffe - Baustoffe - Bauteile [Adobe construction: Concept - Building material - Components]. 3rd edition. Dachverband Lehm, Vieweg Teubner Verlag, 2009.
- [11] E-080 - Norma técnica E-080, Adobe. Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción, SENCICO, Lima, 2000.
- [12] Mendonça, P.; Sousa, J.; Reis, A.P.; Ramos, L.F. - "Low-cost housing in underdeveloped countries - Simple strategies for a more sustainable construction" em Int. Conf. on Earthen Architecture in Asia, TerrAsia, Mokpo, 2011, p. 269-277.
- [13] Eires, R.; Sturm, T.; Camões, A.; Ramos, L.F. - "Study of a new interlocking stabilised compressed earth blocks" em Terra 2012 - XIth Int. Conf. on the Study and Conservation of Earthen Architecture Heritage, Lima, 2012, T6-024.
- [14] Ramos, L.F.; Mendonça, P.; Camões, A.; Sturm, T.; Eires, R.; Reis, P.; Sousa, J.; Vasconcelos, G. - "As paredes divisórias num sistema integrado de alvenaria estrutural em BTC" em Seminário sobre Paredes Divisórias: Pasado Presente e Futuro, Porto, 2011, p. 103-118.
- [15] Minke, G. - Construction manual for earthquake-resistant houses built of earth. Eschborn. GATE-BASIN/ GTZ GmbH, 2001. Available at: http://cd3wd.com/cd3wd_40/GTZCRYS3/h4257e.pdf. Last accessed: 5 January, 2014.
- [16] Achenza, M.; Fenu, L. - "On Earth Stabilization with Natural Polymers for Earth Masonry" em Construction. Mater. Struct. 2006, Vol. 39, p. 21-27.
- [17] Galán Marín, C.; Rivera-Gómez, C.; Petric, J. - "Clay-based composite stabilized with natural polymer and fibre" em Constr. Build. Mater., 2010, Vol. 24, p. 1462-1468.
- [18] Cristelo, N.; Glendinning, S.; Miranda, T.; Oliveira, D.; Silva, R. - "Soil stabilisation using alkaline activation of fly ash for self compacting rammed earth construction" em Constr. Build. Mater., 2012, Vol. 36, p. 727-735.
- [19] Bland, D.W.; Jansen, D.C.; Stirling, B.J.; Qu, B.; Laursen, P.T. - "In-plane cyclic performance of interlocking compressed earth block shear walls" em 11th North American Masonry Conference, Minneapolis, 2011, 6.01-2.
- [20] Uzoegbo, H.C.; Ngowi, J.V. - "Lateral Strength of a Dry-Stack wall System" em Mason. Int., 2004, Vol. 17(3), p. 122-128.
- [21] Sturm, T.; Ramos, L.F.; Lourenço, P.B. - "Characterization of dry-stack interlocking compressed earth blocks" em Materials and Structures, 2014. DOI: 10.1617/s11527-014-0379-3.
- [22] Sturm, T.; Ramos, L.F.; Lourenço, P.B.; Campos-Costa, A. - "Mechanical characterization of dry-stack interlocking compressed earth masonry" em 9th International Masonry Conference, 7-9 of July, Guimarães, 2014.
- [23] Qu, B.; Stirling, B.J.; Laursen, P.T.; Jansen, D.C.; Bland, D.W. - "Interlocking Compressed Earth Block Walls: In-plane Structural Response of Flexure-dominated Walls" em 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Setembro 24 28, 2012.
- [24] Bland, D.W.; Jansen, D.C.; Stirling, B.J.; Qu, B.; and Laursen, P.T. - "In plane cyclic performance of interlocking compressed earth block shear walls" em 11th North American Masonry Conference, Minneapolis, June 5-8, 2011, 6.01-2.
- [25] Tomaževič, M. - Earthquake-resistant design of masonry buildings. Imperial College Press, London, 1999.
- [26] Eurocode 8:1998-1 - Design of Structures for Earthquake Resistance. European Standards, Brussels, 1998.
- [27] Chapola, L.S. - An estimation of Earthquake hazards and risks in Malawi. Geological Survey Department, Ministry of Mining, Zomba, 1993.

-
- [28] Chapola, L.S. – Seismicity and tectonics in Malawi. Geological Survey Department, Ministry of Energy and Mining, Zomba, 1994.
 - [29] Chapola, L.S. – Seismology in Malawi. Geological Survey Department, Ministry of Natural Resources and Environmental Affairs, Zomba, 2000.