



Comportement de murs en pisé sous sollicitation de compression ou de cisaillement

Behavior of rammed earth walls under compression or shear stress

T.T. Bui¹, A. Mesbah², S. Maximilien³, A. Limam^{1*}

¹LGCIE, 34 Avenue des Arts, Université de Lyon, 69621 Villeurbanne Cedex

²ENTPE, LGCM, Université de Lyon, CNRS, 69518 Vault en Velin Cedex, France

³MATEIS, Université de Lyon, CNRS, 69621 Villeurbanne Cedex

*Corresponding authors: Pr. M. A.LIMAM; E-mail address: ali.limam@insa-lyon.fr

Abstract

Due to its excellent carbon footprint, an immediate availability which does not require heavy equipment for its exploitation, and also its quasi-infinite recyclability, earthen construction is certainly a building technique with a promising new future. However there are few studies on the characterization of the mechanical behaviour of earthen structures, which is an obstacle to its development. The aim of this study is to characterize the mechanical behaviour of rammed earth walls subjected to compressive or shear load. Rammed earth is a constructive system implemented by compacting raw earth in successive layers in a mould. Four identical walls were built, and after drying, two of them were subjected to a mechanical compressive load and two others to a shear load. In the last case, for the first shear test, shear load is applied between two interface layers, which permit to characterise the behaviour of the current zone. For the second shear test, the applied horizontal load is directly applied to an interface layer to gauge its behaviour. The different phases of the walls behaviour, characterised at the local and global levels, the failure mode and the corresponding bearing capacity, were recorded and analysed using local displacement and load sensors as well as field sensor as stereovision. Numerical simulations were also carried out; finite element method and discrete element method were both considered. A fairly good correlation was obtained with experimental results.

Keywords: Earthen construction, Rammed earth, Experimentation, Mechanical behaviour, Compression load, Shear load, Numerical simulation

Résumé

La construction en terre crue, grâce à un excellent bilan carbone, à une disponibilité immédiate ne nécessitant pas de moyens lourds quant à son exploitation, et enfin à son caractère recyclable quasi à l'infini, est certainement un mode constructif appelé à se redévelopper. Pourtant il existe peu d'études consacrées à la caractérisation du comportement mécanique de structures en terre, ce qui est un frein à son développement. L'objectif de cette étude est de caractériser le comportement mécanique de murs en pisé soumis à des sollicitations de type compression ou cisaillement. Les murs en pisé ici étudiés, sont construits en laboratoire, par compactage de la terre crue en plusieurs couches successives dans un coffrage, de façon similaire à la pratique constructive in situ. Ainsi quatre murs identiques ont été réalisés. Après séchage, deux de ces murs ont été soumis à un chargement mécanique de compression localisée, et deux autres à un chargement horizontal, privilégiant le cisaillement, soit en zone courante entre deux couches, soit en sollicitant directement l'interface entre deux couches. Une instrumentation adéquate couplant mesures ponctuelles classiques, capteurs LVDT et capteur de force, ainsi qu'une mesure de type champ, la stéréovision, nous ont permis d'appréhender les différentes phases du comportement. Parallèlement à ces essais, une simulation numérique a été menée par la méthode des éléments finis et la méthode des éléments discrets. Une assez bonne corrélation est obtenue avec les résultats expérimentaux.

Mots clés: Construction en terre, Pisé, Expérimentation, Comportement mécanique, Charge de compression, Charge de cisaillement, Simulation numérique

1. Introduction

La construction en terre crue, grâce à un excellent bilan carbone, à une disponibilité immédiate ne nécessitant pas de moyens lourds quant à son exploitation, et enfin à son caractère recyclable quasi à l'infini, est certainement un mode constructif appelé à se développer. Par rapport à la construction en béton armé, bâtir en terre crue nécessite 60 fois moins d'énergie. Développer ce mode de construction constitue donc un enjeu environnemental majeur. Parmi les nombreuses techniques constructives dédiées au matériau terre, l'adobe ou le pisé sont les deux méthodes les plus utilisées aujourd'hui. L'adobe consiste à utiliser des briques de terre crue, moulées puis séchées au soleil, assemblées avec ou sans liant dans les joints. Le pisé est un système constructif mis en œuvre par compactage de la terre crue dans un coffrage. La structure ainsi obtenue se compose de plusieurs lits compactés manuellement ou mécaniquement. Les études récentes concernant les structures en pisé se concentrent sur les aspects thermique, hydrique (teneur en eau, séchage), ou mécanique, en se focalisant sur la résistance à la compression et en cisaillement. En revanche, le comportement mécanique (capacité portante et modes de rupture) de murs en pisé soumis à une compression localisée (chargement concentré) qui engendre un couplage compression cisaillement, ou bien soumis à un cisaillement direct, est rarement abordé dans la littérature. L'objectif de cette étude est de caractériser le comportement mécanique de murs en pisé soumis à ces sollicitations.

2. Matériaux

Le matériau utilisé pour notre étude est un mélange de terre à pisé, de sable 0/4 et de gravier 4/11. La terre à pisé est une terre de la région Rhône Alpes couramment utilisée. La teneur en argile, mesurée par l'essai au bleu de méthylène sur la fraction fine de la terre ($<80 \mu\text{m}$) est de 14,5g/kg. La formulation du matériau correspond à un mélange de 50% de terre à pisé, 30% de gravier 4/11 et 20% de sable 0/4 (en masse de matériau sec). Ces valeurs ont été calculées en utilisant le modèle d'empilement Andreasen afin d'obtenir une compacité optimale. L'eau de gâchage est ajoutée jusqu'à la consistance désirée, déterminée par l'expérience des artisans qui utilise le test de la « boulette de terre » (la boulette, formée dans le creux de la main, doit se casser en 4 ou 5 morceaux suite à une chute de 1,50m). Pour déterminer les caractéristiques mécaniques en compression et en traction, des éprouvettes cylindriques $\phi 11$ -h22 cm ont été réalisées dans des moules métalliques, en six couches compactées au fouloir pneumatique. Pour les essais de compression, les éprouvettes ont été surfacées à l'aide d'un mélange adapté de fines argilo-calcaires et de plâtre.

Les essais de compression simple ont donné une résistance à la compression moyenne (3 éprouvettes) de 1,3MPa avec un écart type faible. Le module d'élasticité a une valeur de 500MPa. Les essais de traction par fendage ont donné une résistance en traction moyenne de 0,13MPa (6 éprouvettes testées, écart-type : 0,03 MPa).



Figure 1: (a) Essai de compression ; (b) Essai de traction par fendage

3. Description des essais

3.1. Essais sous compression

Deux murs en pisé, dont le mélange a été précédemment décrit, de dimensions $1\text{m} \times 1\text{m} \times 0,3\text{m}$, ont été réalisés par compactage au fouloir pneumatiques : 3 passages pour chaque couche de 20 cm (non tassée). La photo Figure 2 présente les deux murs de pisé, comprenant 7 couches.

Les murs ont été soumis à une compression locale. Le choix de ce type de chargement a été motivé par le fait qu'il apportait plus d'informations qu'un chargement uniformément réparti (prise en compte du cisaillement), il peut représenter la situation d'une poutre prenant appui sur ce mur. Un chargement quasi-statique est appliqué par un vérin hydraulique sur une surface de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ centrée sur la longueur du mur. Afin d'assurer une répartition uniforme de l'effort sur cette surface, une couche de mortier est mise en place à ce niveau. Afin d'éviter la pénétration de l'eau de gâchage du mortier dans le pisé, un film plastique est placé à l'interface mortier/mur.



Figure 2: Les deux murs de pisé compacté

Les déplacements sont mesurés à l'aide de cinq capteurs LVDT positionnés sur le mur (deux capteurs verticaux, deux capteurs latéraux et un capteur hors plan du mur) (Figure 3), un capteur de force permet de suivre le chargement. Un système de stéréovision est placé face au mur afin de suivre la déformation de surface, dans les trois directions, dans le plan et hors plan. Deux caméras ALLIED Vision Technologies de 4 MPixels sont utilisées pour l'acquisition 3D (Figure 3). Le principe consiste à enregistrer les déplacements d'un mouchetis de peinture noire projetée sur la surface du mur préalablement blanchie à la chaux.

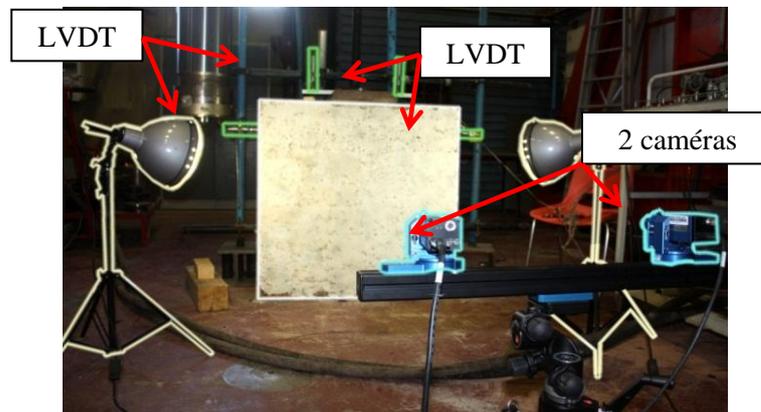


Figure 3: Banc d'essais de compression

Les essais mécaniques ont été effectués après 150 jours de séchage des murs, stockés à température ambiante dans le hall d'essais. Les murs ont alors une teneur en eau stabilisée, de 1,70 % en masse, au moment des essais.

3.1. Essais sous cisaillement

Un mur en pisé de dimensions $1\text{m} \times 1\text{m} \times 0,3\text{m}$ est réalisé avec le mélange décrit dans la partie 2. Un chargement quasi-statique piloté en déplacement est appliqué par un servo-vérin sur une longueur de 8cm à 67cm de la base du mur. La vitesse de charge est de 0,3mm/minute. Afin de diffuser au mieux le chargement, une plaque de caoutchouc est positionnée à l'interface du vérin et de la zone de charge sur le mur. Deux capteurs de déplacement (LVDT) et un capteur de force en tête du vérin permettent l'obtention d'une courbe charge/flèche caractérisant le comportement global du mur. Les conditions aux limites et la position de charge sont illustrées Figure 4. Le premier capteur de déplacement (LVDT 1) est positionné sur le côté gauche, opposé à l'effort appliqué, sur la zone libre de conditions aux limites (Figure 4). Un deuxième capteur est directement positionné sur vérin, et permet la mesure du déplacement local au droit de la zone de charge. Une caméra ALLIED Vision Technologies de 4 MPixels ausculte l'une des faces du mur, le système VIC2D de stéréovision nous permet de suivre le champ de déformation dans les deux directions, lors du chargement et de façon continue. Dans ce cas la grille de mouchetis de surface est obtenue par l'application d'une peinture noire en bombe aérosol, après avoir badigeonné la surface du mur de chaux pure hydratée.

4. Résultats expérimentaux

4.1. Essais sous compression

Les deux essais sont menés dans le but de caractériser la capacité portante et les modes de rupture dans le cas d'un chargement plan. Les courbes charge/flèche obtenues pour les deux essais (Figure 5) sont similaires, traduisant ainsi une excellente reproductibilité.

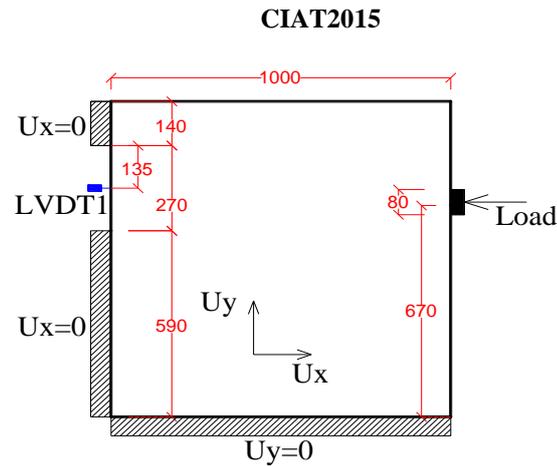


Figure 4: Banc d'essais de cisaillement

Une première phase montre un comportement quasi-linéaire jusqu'à une force de 4200daN (mur 1) et 4500daN (mur 2), seuil qui représente le début de la fissuration. Une redistribution des efforts permet l'accroissement de la charge jusqu'à atteinte de la rupture (phase 2). La valeur moyenne de la force maximale atteinte lors des deux essais est de 11000daN, associée à un déplacement vertical de la zone centrale du mur de 4,5mm. Le comportement postcritique (phase 3) traduit la chute de la capacité portante.

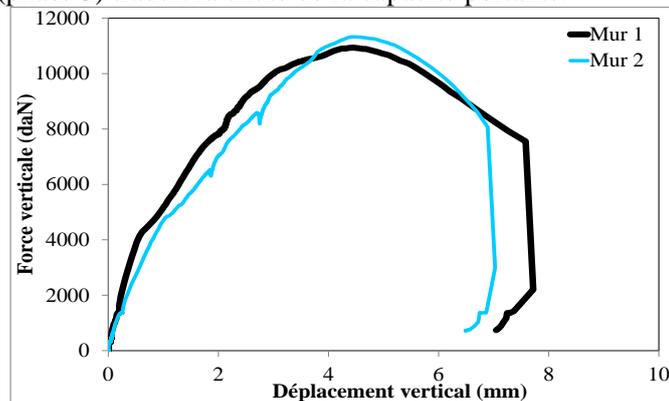


Figure 5: Comparaison des courbes charge/flèche pour les deux murs

Deux types de fissures ont été observés de façon reproductible sur les deux murs (Figure 6) : tout d'abord les fissures verticales, caractéristiques de la sollicitation en compression. Ces fissures apparaissent dans la partie centrale du mur. Le deuxième type de fissures, diagonales, rayonnent sur la partie inférieure jusqu'aux coins inférieurs des murs, traduisant l'effet du cisaillement. Ces fissures traversent les lits des couches compactées, il n'y a aucune bifurcation des fissures le long des couches. Cette observation jouera un rôle important pour l'hypothèse utilisée dans la modélisation.

La synchronisation entre les images enregistrées avec les mesures de déplacements et de force, nous permet de bien interpréter le comportement, et de visualiser la rupture des murs lors du chargement (Figure 7). La fissuration est visualisée en observant les iso-valeurs de la déformation horizontale ϵ_{xx} sur la surface du mur. Au début de la fissuration, on observe la fissure verticale correspondant au point P1 de la courbe charge/flèche. La

deuxième phase montre une chute légère de la rigidité, la fissure verticale continue de se développer et de se propager dans la zone centrale (points P2 et P3 de la courbe charge/flèche). La troisième phase montre une chute de la capacité portante, la propagation des fissures en diagonale vers les deux coins inférieurs du mur confirme la dominance de l'effet de cisaillement à partir de l'atteinte de la charge ultime (point P4).

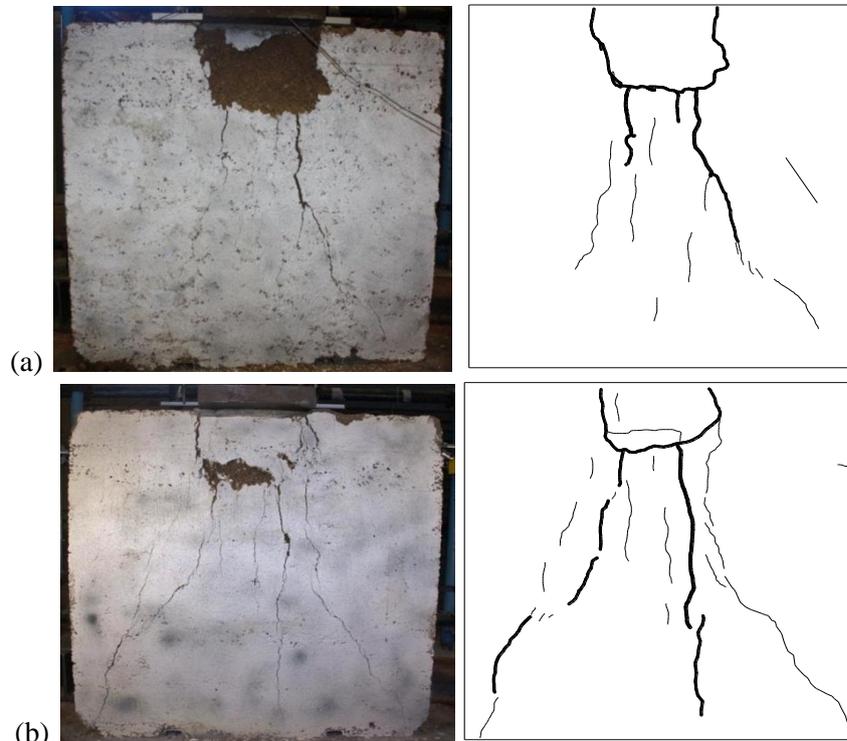


Figure 6: Faciès de fissuration des deux murs : (a) Mur 1 ; (b) Mur 2

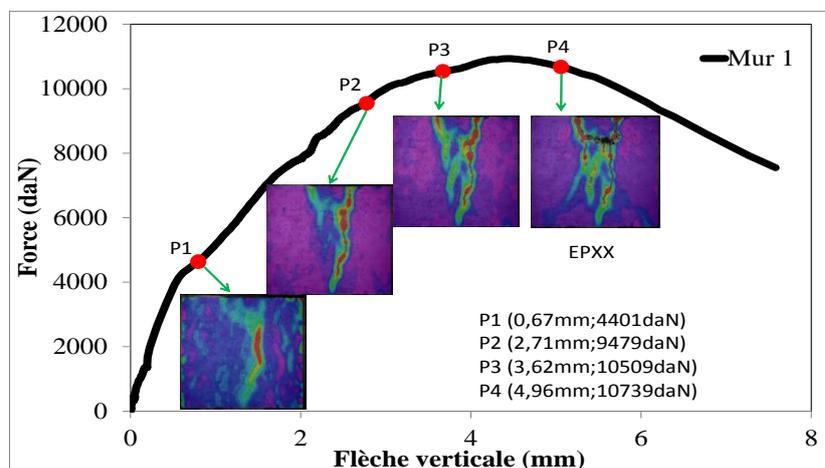


Figure 7: Résultats obtenus par la méthode de corrélation d'images

4.1. Essais sous cisaillement

Le premier essai du mur est mené dans le but de connaître la capacité portante et les modes de rupture dans le cas d'un chargement en cisaillement. Les courbes charge/flèche caractérisant la réponse sous sollicitation horizontale sont présentées Figure 8.

Le comportement est quasi-linéaire jusqu'à une intensité de force de l'ordre de 17.3kN, seuil de force qui représente un glissement important dans les joints. Une redistribution des efforts permet l'accroissement de charge jusqu'à atteinte de la rupture. Pour les deux essais menés, la valeur moyenne des charges maximales atteintes est de l'ordre de 23.6kN, associés à un déplacement horizontal de la zone de charge du mur de l'ordre de 6.63mm. Le comportement postcritique se caractérise par une chute de la capacité portante.

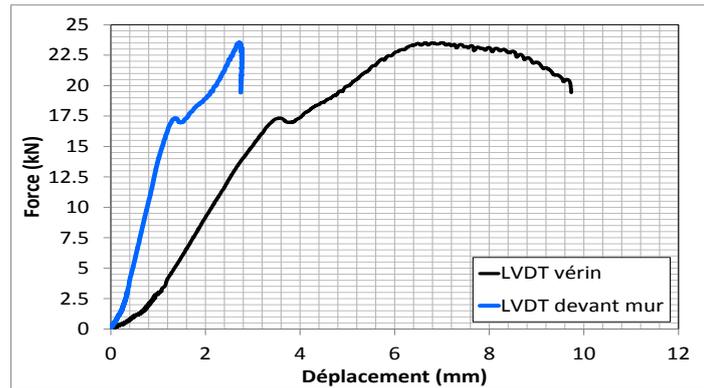


Figure 8: Courbes charge/flèche obtenues par le premier test

Deux types de fissures ont été observés: tout d'abord des fissures horizontales qui sont caractéristiques de la sollicitation en cisaillement des joints. Ces fissures traduisent bien la localisation des endommagements à l'échelle des joints, qui sont une zone de faiblesse, excitée dans ce cas de charge. Ces fissures traduisent un « glissement » d'une couche par rapport à l'autre au niveau du plan de joint, elles sont apparues au niveau des plans d'interface, ou plan de joint inter-couches, adjacents à la zone de charge. Le deuxième type de fissures, celles-ci diagonales, rayonnent à partir de la zone de charge, et traversent les lits des couches compactées, avec un angle de 45° par rapport aux lignes de joints horizontaux.

La mesure champ, corrélation des images, nous permet le suivi de la propagation des fissures. La synchronisation entre les différents capteurs nous permet d'identifier le seuil de charge associé à la rupture du mur. La fissure est représentée en observant les iso-valeurs du champ de déformation surfacique du mur.

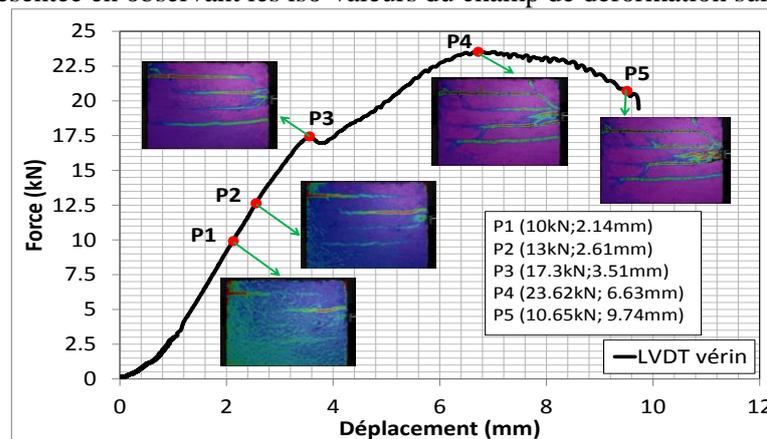


Figure 9: Courbe de charge et faciès de fissuration du mur

Les résultats obtenus nous permettent les remarques ci-dessous :

- Le LVDT 1 (mesurant le déplacement entre les zones d'appuis) traduit des déplacements nuls après atteinte de la charge ultime, tandis que le LVDT associé à la zone directement chargée montre une phase d'adoucissement. Cela traduit un endommagement localisé important dans la zone de charge, cette localisation des déformations est la cause de la chute de charge correspondant à la phase post-critique.
- Des fissures horizontales apparaissent alors que l'on est dans la phase linéaire du comportement, sachant que cette courbe traduit le comportement global.
- Il y a au total 4 fissures horizontales associées aux 4 joints. Deux fissures horizontales qui apparaissent du côté de la zone de charge sont liées à la charge du vérin. Les deux autres (partie inférieure et supérieure) sont liées aux réactions induites par les zones d'appuis, ou zones de blocage du déplacement U_x . Afin d'estimer la contrainte de cisaillement dans les joints, on suppose que la charge appliquée provoque le glissement des deux joints adjacents à la zone de charge. Ce qui conduit à :

$$\tau = \frac{F_{\max}(\text{point P3})}{2 \cdot S_{\text{joint}}} = \frac{17300}{2 \cdot 300 \cdot 1000} = 0,029 \text{ MPa}$$

Cette valeur approximative de la contrainte de cisaillement du joint est égale à 15% de la limite en traction du matériau pisé ($R_t=0,19\text{MPa}$).

- Entre le pont P3 (rupture) et le point P4 (charge ultime), la charge a augmenté de 35%. La rupture obtenue au point P3, se situe le long d'une interface. Dans la phase entre P3 et P4, des fissures à 45° apparaissent, fissures caractéristiques d'un mur homogène soumis à du cisaillement. La réponse de la structure au cisaillement se caractérise par deux modes qui interfèrent : un mode « classique » caractéristique d'un matériau homogène et un mode lié à la présence des lits de joints ou interfaces horizontales, de caractéristiques plus faibles que le matériau en zone courante.

5. Résultats numérique : cas de la compression

5.1. Approche continue : Modèle aux éléments finis

La modélisation du mur est menée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel CAST3M développé par CEA. Un modèle d'endommagement isotrope, le model de MAZARS (Mazars et al., 1986), validé pour les structures en béton, est ici utilisé, du fait de sa robustesse démontrée au travers de divers cas de chargement et pour différents matériaux à matrice cimentaire. Ce modèle, basé sur la mécanique de l'endommagement, permet de définir la diminution de la rigidité du matériau sous l'effet de la création de microfissures dans le béton. Il s'appuie sur une seule variable interne scalaire D , décrivant l'endommagement identique lors d'un chargement de traction ou de compression. L'évolution de l'endommagement est cependant différenciée suivant le signe de la sollicitation et modélisée par deux variables internes scalaires pour prendre en compte de façon différenciée les endommagements en traction et en compression. Nous avons considéré que le mur est isotrope et monolithique. Cette hypothèse ne prend pas en compte la présence des couches d'interface et leurs interactions avec la zone encadrée par ces interfaces. La modélisation 2D est menée en contrainte plane. Le maillage est constitué d'éléments QUA4, de taille 20mm×20mm, qui comptent 4 points de Gauss.

A partir des caractéristiques mécaniques du matériau reportées dans le tableau 1, la procédure IDENTI du logiciel CAST3M permet de déterminer les paramètres associés au modèle de MAZARS :

Tableau 1 : Caractéristiques du matériau

E (MPa)	ν	σ_t (MPa)	σ_t^{res} (MPa)	FRAG	σ_c (MPa)	ϵ_{cs}	β
500	0,2	0,19 et 0,13	$\sigma_t/8$	0,00076	1,9 et 1,3	$5*\sigma_c/E$	1,01

E : Module d'élasticité initial

ν : Coefficient de Poisson

σ_t : Contrainte limite en traction σ_t^{res} : Contrainte résiduelle en traction

FRAG: Indice de fragilité compris entre 0 et 1

σ_c : Contrainte limite en compression

ϵ_{cs} : Déformation associée à cette limite

β : Correction pour le cisaillement.

La comparaison de la courbe obtenue via la simulation numérique aux courbes obtenues expérimentalement est donnée Figure 10. La rigidité initiale obtenue numériquement est quasi-identique à celle constatée sur les essais. Le seuil de force qui représente le début de fissuration observé expérimentalement n'est pas capturé par la simulation numérique, par contre, une charge ultime de l'ordre de 11000daN corrobore les seuils atteints lors des essais.

Le faciès de fissuration obtenu par le modèle numérique est similaire à celui observé pour l'essai (Figure 11). Les principales fissures traduisent bien deux types de rupture : les fissures verticales centrales et les fissures inclinées caractéristiques de l'effet de cisaillement.

5.1. Approche discrète : Modèle aux éléments discrets

La simulation numérique à l'aide de la méthode des éléments discrets (MED) est menée à l'aide du code industriel 3DEC (Itasca, 2011). Le principe repose sur la discrétisation en éléments distincts en interaction via des lois d'interface gérant les joints. Cette approche est optimale en ce sens qu'elle est peut-être fidèle à la géométrie réelle, avec un même nombre de blocs et de joints, ce qui permet de tenir compte de toutes les singularités et à priori de pouvoir capturer les divers endommagements qui s'y développent. Dans notre cas, on considère que les couches sont homogènes et isotropes. Une couche correspond donc à un bloc. Pour les blocs le comportement est plastique de type Mohr-Coulomb. Les joints ne sont pas modélisés directement comme des éléments, mais indirectement par une loi d'interface entre les blocs (Figure 12a). L'interface retenue suit aussi le modèle de Mohr-Coulomb (Figure 12c).

CIAT2015

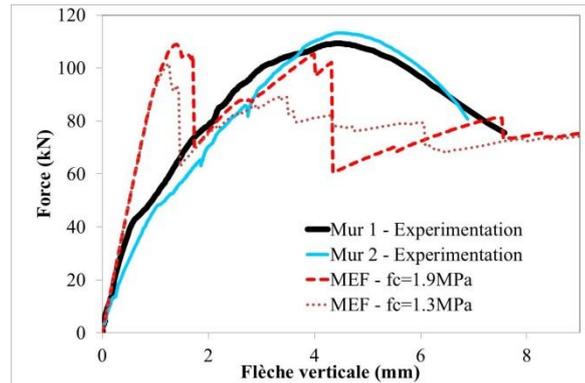


Figure 10: Courbe charge/flèche : comparaison essai/calcul

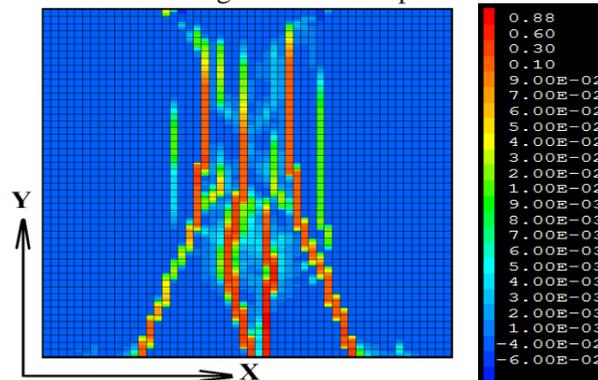


Fig. 11: Iso-valeurs des déformations horizontales ϵ_{xx} obtenues numériquement (pour un déplacement vertical de 9mm)

Le comportement mécanique du joint entre couches successives, est donc pris en compte à travers la loi de contact qui est introduite à l'interface des deux blocs en contact. Ce modèle constitutif du joint considère à la fois, la rupture par cisaillement et la rupture par traction, la possible dilatation du joint est incluse. Dans la phase élastique, le comportement est régi par la rigidité normale et la rigidité de cisaillement, k_n et k_s :

$$\{\sigma\} = [K] \{u\} \quad \text{ou} \quad \begin{Bmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_s \\ u_n \end{bmatrix}$$

τ_s et σ_n sont, respectivement, la contrainte de cisaillement et la contrainte normale; u_s et u_n le déplacement tangentiel, respectivement normal.

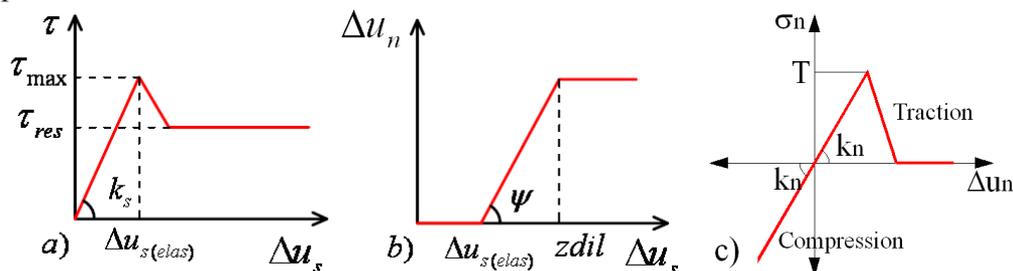


Figure 12: Loi de comportement du joint : a)b) en cisaillement avec un modèle bilinéaire frottant dilatant ; c) en compression et en traction

Deux modèles de calculs sont menés : modèle sans joint et modèle avec joint. Le maillage étudié dans les deux modèles est illustré à la Figure 13.

Pour la terre, la résistance à la compression et traction est $f_c=1.3\text{MPa}$, respectivement $f_{t,layer} = 0.13\text{MPa}$. Pour les autres paramètres du modèle, les valeurs sont issues de la littérature :

- La cohésion de la couche de terre vaut 7-10% de la résistance à la compression de la terre: $c_{layer} = 0.07-0.1 f_c$ (7% d'après New Zealand Standard (valeur de design) (Standards NZ, 1998) et 10% d'après (Bui et al., 2014); l'angle de frottement de la terre peut varier de 45° à 56° : $\varphi=45-56^\circ$ (45-56° suivant Cheah et al., 2012; et 51° suivant Bui et al., 2014); l'angle de dilatance de la terre $\Psi_{layer}=12^\circ$ (d'après Vermeer et al., 1984) : l'angle de

dilatance de l'argile vaut 0°; celui du béton 12°; celui des granulats 12°-20°; pour le sable dense 15°; pour le sable mou < 10°; dans le cas du pisé, un angle de dilatance de 12° peut être pris). Selon une étude paramétrique que nous avons menée via la simulation numérique, l'angle de dilatance ne joue pas un rôle important dans les cas que nous étudions ici (murs en pisé).

- La cohésion, la résistance à la traction, et l'angle de frottement des joints peuvent être estimés à environ 85% des valeurs respectives prises pour le matériau terre. En effet, dans l'étude de (Ciancio et al., 2013), la résistance à la traction est d'environ 85% de celle de la terre. Un angle de dilatance de 12° peut être pris pour le joint, sachant que ce paramètre n'est pas déterminant ici.

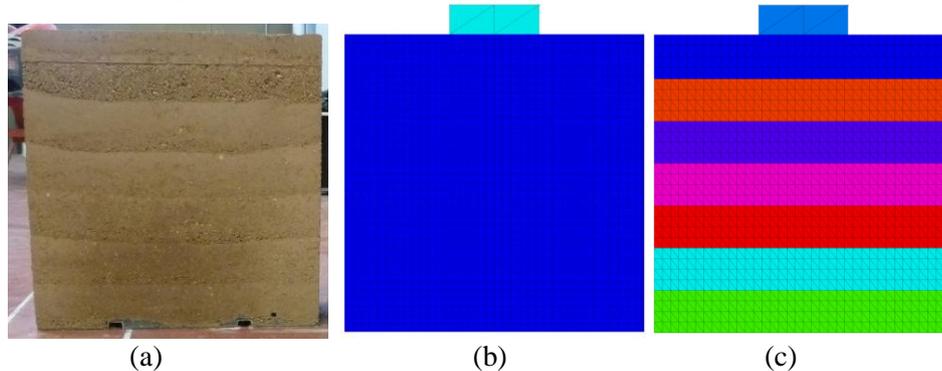


Figure 13: a) Mur étudié ; b) c) Modèle sans joint et avec joint

Les paramètres utilisés dans le modèle discret sont reportés dans le tableau ci-après :

Couche de terre						
Densité	Module d'Young	Coefficient Poisson	Résistance en traction	Cohésion	Angle de frottement	Angle de dilatation
d (kg/m ³)	E (MPa)	ν	$f_t = 10\% f_c$ (kPa)	$C = f_t = 10\% f_c$ (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)
1950	500	0.22	130	130	45	12
Joint						
Rigidité normale	Rigidité tangentielle	Résistance en traction	Cohésion	Angle de frottement	Angle de dilatation	
k_n (GPa/m)	k_s (GPa/m)	$f_{t, inter} = 25\% f_{t, layer}$ (kPa)	$C_{inter} = 25\% C_{layer}$ (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)	
60	24.59	32.5	32.5	25	12	

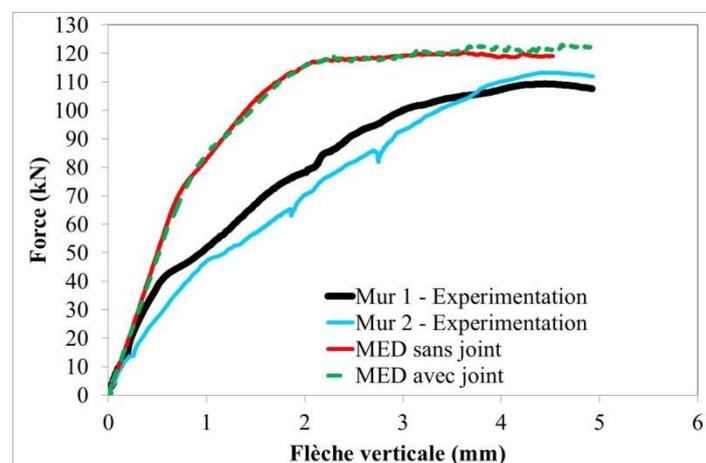


Figure 14: Courbes charge/flèche : comparaison essai/calcul

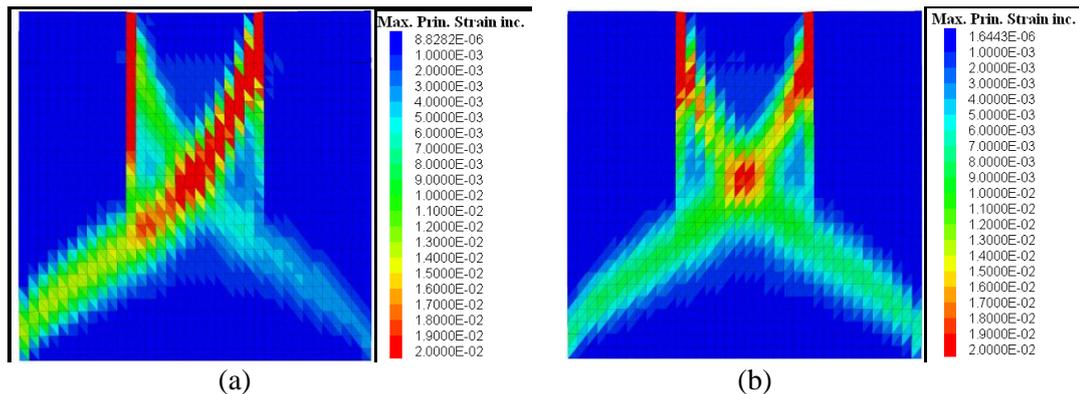


Figure 15: Iso-valeurs des déformations principales maximales obtenues numériquement (pour un déplacement vertical de 5mm)

La comparaison des résultats est illustrée Figure 14 et Figure 15. Ces résultats montrent que même avec des paramètres d'interface très faibles, les résultats obtenus par les modèles sans ou avec joints sont très similaires. Cela confirme que les interfaces n'influencent pas significativement le comportement global sous chargement vertical.

Conclusions et perspectives

Cette première étude a permis de caractériser proprement le comportement mécanique d'un mur de taille représentative en pisé soumis à une sollicitation de compression locale ou de cisaillement. On peut donc considérer que les essais sont réalisés à la bonne échelle, compte tenu de l'hétérogénéité du matériau, les essais menés traduisent bien le comportement à l'échelle du « mur ».

Dans le cas de la compression, nous avons tout d'abord pu constater une très bonne reproductibilité entre les deux essais réalisés, aussi bien sur les différentes phases de comportement, avec trois phases distinctes, que sur les valeurs obtenues : une 1^{ère} phase quasi linéaire jusqu'à 40% de la charge maximale, une 2^{ème} phase qui traduit une diminution de la rigidité et correspondant à une redistribution des efforts permettant une augmentation de la charge jusqu'à la valeur maximale, et enfin une 3^{ème} phase correspondant à la chute de la capacité portante.

La première tentative de modélisation donne des résultats prometteurs, on retrouve la rigidité initiale de l'essai ainsi que la valeur de rupture. En revanche, on ne retrouve pas le seuil de force correspondant au début de la fissuration. Des essais supplémentaires, l'approfondissement des résultats de la corrélation d'images, nous permettront sans doute de mieux comprendre les différentes étapes du comportement, et en particulier ce point précis associé à l'apparition de la fissuration.

Les différentes interfaces entre les couches de pisé ne perturbent pas le mode de propagation des fissures. Ce point est d'importance, il nous permet de conclure que l'interface est suffisamment mince et que le compactage des couches est suffisant en ce sens qu'il n'y a pas de localisation de l'endommagement dans cette zone lorsque le chargement est de compression. La modélisation dans ce cas de charge peut se passer de la représentation de l'interface en tant que zone discrétisée ou même en tant que simple loi d'interface associée à une zone d'épaisseur nulle.

Les essais en cisaillement à contrario, mettent en exergue la nécessité de tenir compte des joints ou interfaces entre couche de pisé. Il s'agit bien d'une couche « faible » qui concentre rapidement les endommagements (fissures) et donc la localisation de la rupture. Dans notre cas (taille de la structure et mode de chargement), la fissuration au niveau de l'interface ne conduit pas à l'effondrement, une redistribution des lignes de diffusion des contraintes, permet l'apparition de nouvelles fissures à 45° et donc caractéristiques du cisaillement intra-couches. Ces fissures après avoir traversé la couche de pisé, épouse le joint ou lit d'interface, on a donc la combinaison de deux modes de rupture. Ces essais montrent qu'il est important de tenir compte de ces singularités (joints) notamment pour les structures soumises à un chargement excitant les efforts rasants comme les séismes ou le vent. Il est important de rappeler que les caractéristiques mécaniques à l'échelle de l'interface ne sont qu'une faible fraction des caractéristiques du matériau pisé propre à une couche.

Ces travaux laissent entrevoir des perspectives intéressantes : étude de l'influence du type de terre sur le comportement du mur (teneur et type d'argile par exemple), étude de l'influence de la teneur en eau du matériau, enfin de l'effet d'autres modes de mise en œuvre de ce matériau ou plus simplement dans le cas du cisaillement,

l'effet d'un compactage plus important ou d'une pré-charge axiale. Dans le cas du cisaillement, la modélisation numérique est en cours.

Cette étude a été menée dans le cadre du projet PALSE (Projet d'Avenir Lyon Saint-Etienne) MAPCOD (Matériaux et Procédés Constructifs Durables). Nous remercions l'université de Lyon pour le financement alloué pour cette étude.

References

1. Standards NZ. "NZS4297:1998, Engineering design of earth buildings". *Standards NZ*, Auckland, New Zealand, (1998).
2. Bui T T, Bui Q B, Limam A, Maximilien S. "Failure of rammed earth walls: from observations to quantifications". *Construction and Building Materials*, 51 (2014) 295–302,
3. Bui T T, Bui Q B, Limam A, Morel J C: "Modeling rammed earth wall using discrete element method". *Continuum Mechanics and Thermodynamics*, DOI: 10.1007/s00161-015-0460-3, (2015)
4. Bui Q B, Bui T T, Limam A: "Assessing the seismic performance of rammed earth walls using the nonlinear pushover method ". *Cogent Engineering*, Volume 3, DOI:10.1080/23311916.2016.1200835, (2016).
5. Cheah J S J, Walker P, Heath A, Morgan T K K B. "Evaluating shear test methods for stabilised rammed earth", *Construction Materials*, 165, Issue CM6 (2012) 325–334,
6. Vermeer, P. A., de Borst, R.: "Non-associated plasticity for soils, concrete and rock". *Heron* 29 (1984) 1–64
7. Ciancio D, Augarde C. "Capacity of unreinforced rammed earth walls subject to lateral wind force: elastic analysis versus ultimate strength analysis", *Materials and Structures*, 46 (2013) 1569–1585
8. Mazars J. « Description of micro and macroscale damage of concrete structures ». *Engineering Fracture Mechanics*, 25 (1986) 729-737.
9. Itasca, 3DEC – Three Dimensional Distinct Element Code, Version 4.1, Itasca, Minneapolis, (2011).

(2016); <http://www.jmaterenvironsci.com>