

Modélisation expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plan

T.T. Bui¹, A. Limam²

¹ Université de Lyon, INSA Lyon, LGCIE, France, tan-trung.bui@insa-lyon.fr

² Université de Lyon, INSA Lyon, LGCIE, France, Ali.limam@insa-lyon.fr

Résumé — Les objectifs de cette étude sont de quantifier la capacité portante d'un mur en maçonnerie dans le cas d'une pression latérale uniforme et de mettre en exergue les modes de ruptures associés à ce chargement. Des essais sont menés en quasi-statique, ainsi qu'une campagne de simulations numériques à l'aide de la méthode des éléments discrets. Les résultats obtenus corréleront parfaitement les essais que nous avons menés et plus généralement certains essais disponibles dans la littérature.

Mots clefs — Maçonnerie, pression latérale, méthode des éléments discrets.

1 Introduction

Les récents séismes ainsi que les accidents de type explosion induisant des chargements de type souffle (zone Seveso), ou les avalanches de neige en zone bleu (constructions en montagne), ont montré que les voiles en maçonnerie sont particulièrement vulnérables à l'action d'une pression hors plan. Afin de quantifier la capacité portante d'un mur en maçonnerie lorsqu'il est soumis à une pression latérale, nous avons mené des essais en quasi-statique, sachant que l'aspect dynamique de la sollicitation sera étudié ultérieurement. Pour s'affranchir de la problématique de l'effet d'échelle, nous avons choisi de travailler à une échelle parfaitement représentative, les dimensions géométriques du mur, la nature des blocs maçonnés (blocs de béton creux standards), ainsi que la présence de deux murs de refend et d'une dalle béton armé en partie basse, respectent les standards de la construction. La sollicitation envisagée, correspond à une pression externe uniforme appliquée sur la quasi-totalité de la surface amont du mur maçonné.

2 Structure et banc d'essai

2.1 Structure

La structure étudiée est représentative d'une habitation, elle est constituée d'un mur principal $2,9 \times 2 \times 0,2$ m qui sera soumis au chargement de pression latérale, et de deux murs de refend. Nous avons étudié deux configurations géométriques comme décrit à la figure 1. Les maquettes comportent un chaînage horizontal en partie haute et des chaînages verticaux conformément au procédé constructif et à la réglementation française. Le dimensionnement des aciers de chaînage a été effectué en considérant les prescriptions constructives recommandées pour l'habitat en zone bleu, à savoir la reprise d'un effort de pression induit par une avalanche, de l'ordre de 300mbars.



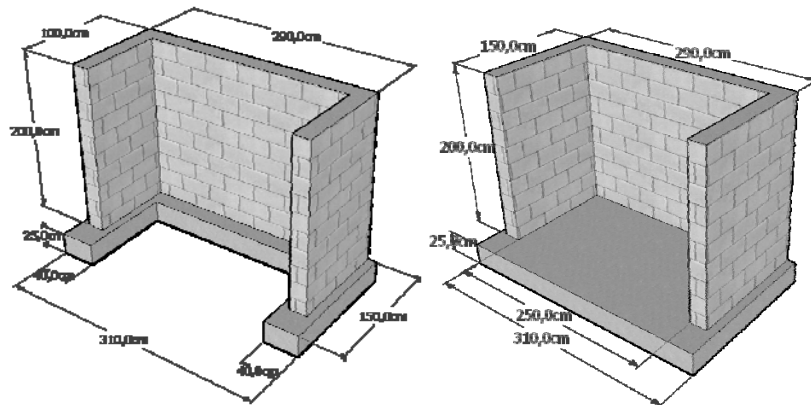


FIG. 1 – Spécimens 1&2

2.2 Banc d'essai

Le banc d'essais est composé d'un mur de réaction constitué d'un ensemble de poutres métalliques HEB bloquées par des équerres, elles mêmes fixées à une dalle d'essai par des tiges d'acier précontraintes (Fig. 2). Le chargement est appliqué au moyen de six « vérins souples » (coussins gonflables) répartis sur la face amont du mur. Ces coussins gonflables permettent l'application d'une pression uniforme sur la surface du mur.

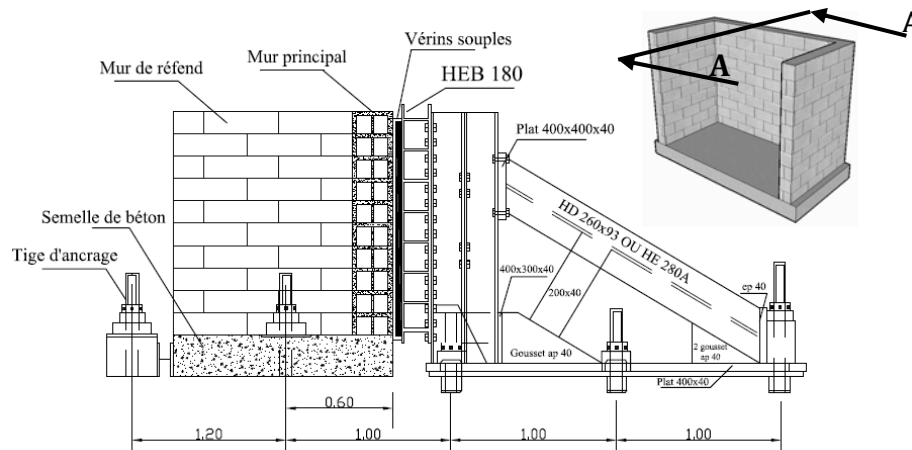


FIG. 2 – Banc d'essai selon coupe A-A

Le suivi du comportement global de la structure est réalisé à l'aide de neuf capteurs de déplacement positionnés sur le mur central. Il y a également trois capteurs qui enregistrent les déplacements de la semelle et un capteur de pression qui permet de suivre l'histoire du chargement.

3 Résultats expérimentaux

L'essai sur le premier mur ou essai de référence est mené dans le but de connaître la capacité portante ainsi que le ou les modes de rupture. La réponse sous sollicitation, ou courbe charge/flèche (Fig. 3), présente un comportement quasi-linéaire jusqu'à une intensité de pression de l'ordre de 270mbars, seuil de pression qui représente le début de fissuration. Une redistribution des efforts permet cependant l'accroissement de charge jusqu'à atteinte de la rupture. La valeur maximale de pression atteinte est de 440mbars, associée à un déplacement de la zone centrale du mur de 17mm. Le comportement ultime se caractérise par une chute de capacité portante, le déplacement à l'effondrement est de 50mm (obtenu sur le capteur situé le plus au centre). Notons que pour cet essai, la semelle support du mur, subit aussi des endommagements, des fissures apparaissent et se propagent à l'atteinte de l'état ultime.

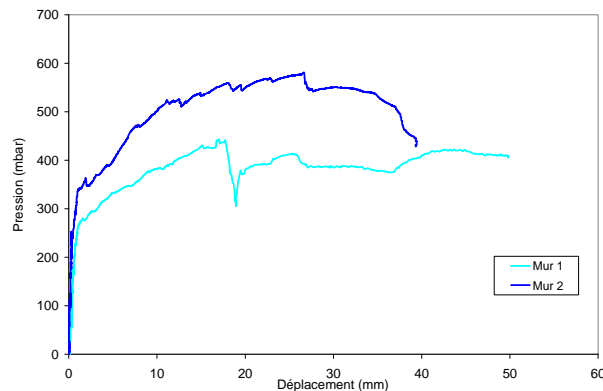


FIG. 3 – Courbes pression/déplacement en zone centrale de deux murs.

Dans le but d'évaluer l'effet des conditions aux limites et de maintenir leurs fonctions tout au long de l'essai, un deuxième essai est mené. Dans ce cas, le mur est positionné sur une dalle rectangulaire $310 \times 185 \times 25 \text{ cm}^3$ (longueur \times largeur \times hauteur) au lieu de la semelle en forme de "U" envisagé pour le premier test; les conditions de charge sont similaires. Pour ce deuxième essai, la pression associée à l'apparition des fissures, est plus élevée, 340mbars au lieu de 270mbars (Fig. 3). Une redistribution des contraintes a également permis une augmentation de la charge à une valeur maximale de 580mbars, associée à un déplacement de 26,7mm obtenu dans la zone centrale du mur.

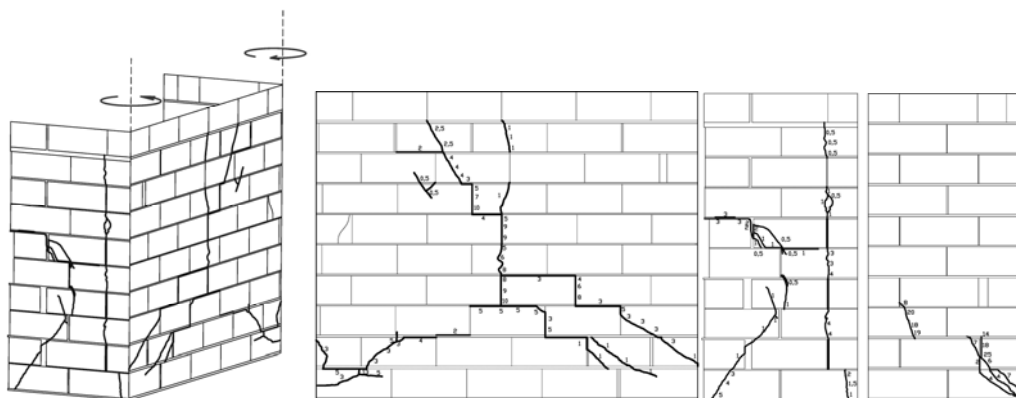


FIG. 4 – Modes de rupture du mur principal et murs de refend (Spécimen 1)

Deux types de fissures ont été observés sur le mur principal (Fig. 4 & Fig. 5): tout d'abord les fissures longitudinales qui sont caractéristiques de la sollicitation en flexion. Ces fissures sont apparues en partie centrale, plus ou moins sur la ligne médiane du mur et au niveau de la partie supérieure, la plus souple en termes de conditions aux limites. Le deuxième type de fissures, diagonales, rayonnent sur la partie inférieure à partir des coins correspondant aux jonctions mur de refend mur principal et dalle support. Ces fissures sont en adéquation avec ce que préconise la théorie des lignes de rupture bien admise pour les dalles en béton armé.

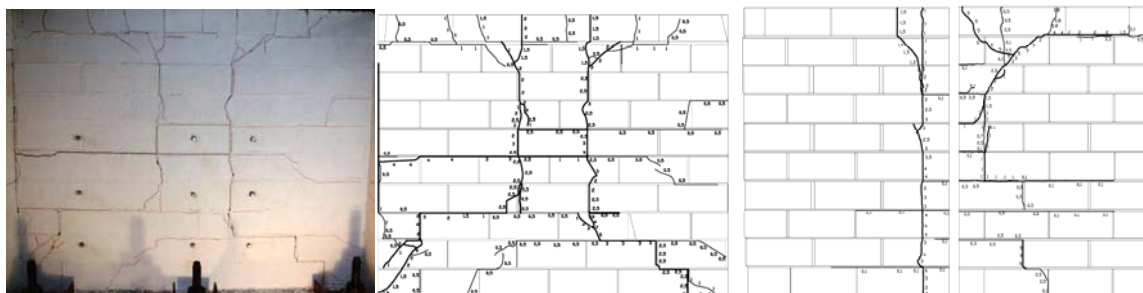


FIG. 5 – Modes de rupture du mur principal et murs de refend (Spécimen 2)

Enfin, d'importantes fissures ont également été observées sur les murs de refend (Fig. 4 & Fig. 5). On observe de même à ce niveau deux types de fissures, tout d'abord des fissures verticales au droit

des poteaux d'angle qui assurent le maintien du chaînage vertical et horizontal. Le chargement du mur principal en flexion induit en effet des rotations au niveau de ces poteaux. Les murs de refend subissent également du cisaillement ce qui explique l'apparition de fissures diagonales notamment en phase finale de chargement.

4 Simulations numériques

4.1 Méthode des éléments discrets

La simulation numérique à l'aide de la méthode des éléments discrets (MED) est menée à l'aide du code industriel 3DEC [8]. 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 fidèle à la géométrie réelle, le même nombre de blocs et de joints sont modélisés ce qui permet de tenir compte de toutes les singularités et à priori de pouvoir capturer les divers endommagements qui s'y développent.

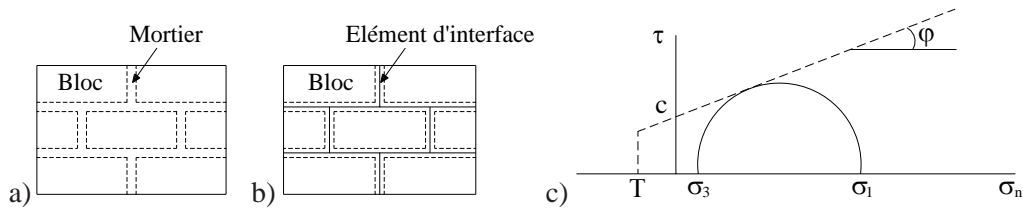


FIG. 6 – a) Modélisation microscopique détaillée ; b) Modélisation microscopique simplifiée ; c) Le critère de Mohr-Coulomb avec la traction de *cut-off*.

Pour les blocs le comportement retenu est élastique, ce modèle ne peut donc traduire la fissuration intra-parpaing. Les joints ne sont pas modélisés directement comme des éléments, mais indirectement par une loi d'interface entre les blocs (Fig. 6b). L'interface retenue suit le modèle de Mohr-Coulomb (Fig. 6c). Le comportement mécanique du mortier 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,

$$k_n \text{ et } k_s : \begin{cases} \sigma_s \\ \sigma_n \end{cases} = [K] \begin{cases} u_s \\ u_n \end{cases} \quad \text{ou} \quad \begin{cases} \tau_s \\ \sigma_n \end{cases} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_s \\ u_n \end{bmatrix}$$

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.

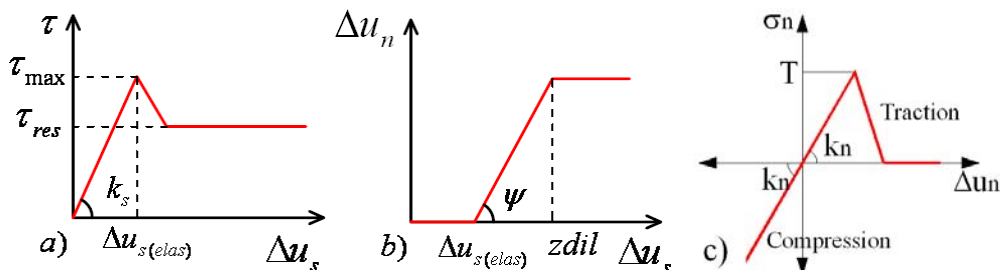


FIG. 7 – Loi de comportement du joint : a) b) en cisaillement et modèle bilinéaire frottant dilatant ; c) en compression et en traction.

En cisaillement, le comportement du joint est élastique jusqu'à la rupture caractérisée par une contrainte ultime qui dépend de l'effet normal $\tau_{\max} = c + \sigma_{n(\max)} \cdot \tan \varphi$. La rupture s'accompagne d'une perte de résistance jusqu'à l'annulation de toute forme de cohésion ($c=0$) ceci se traduit par un comportement adoucissant. Le plateau qui apparaît après cette chute de charge correspond à du frottement résiduel $\tau_{res} = \sigma_n \tan \varphi$. Le joint commence à dilater quand la rupture en cisaillement du

joint se produit, pour une valeur du déplacement en cisaillement $\Delta u_{s(elas)}$. La dilatation est introduite par le biais d'un déplacement normal qui vaut $\Delta u_n = \Delta u_s \tan \psi$, avec ψ l'angle de dilatation. Le déplacement normal est donc une fonction linéaire du déplacement de cisaillement, avec un coefficient linéaire constant $\tan \psi$. La présence de l'angle de dilatation correspond à l'ouverture des fissures. La contrainte normale est mise à jour selon la formule $\sigma_n = k_n \cdot (\Delta u_n + \Delta u_s \tan \psi)$. La dilatation du joint est plafonnée lorsque le déplacement de cisaillement devient grand et atteint la valeur limite z_{dil} (Fig. 7).

En compression, le comportement normal est supposé élastique linéaire, caractérisé par une rigidité k_n . En traction, le comportement peut être caractérisé par deux phases:

- Une phase élastique linéaire caractérisé par une rigidité k_n jusqu'à la résistance du joint en traction T .
- Une phase post-pic adoucissante.

4.2 Exemples de validation numérique

Afin de valider la modélisation à l'aide de la MED, nous avons considéré différents cas de complexité croissante. Tout d'abord le cas des murs en briques à joints secs, où seul le frottement inter éléments est sollicité. Le premier exemple que nous avons traité du point de vue expérimental et numérique, correspond au cas d'un mur soumis à un chargement plan accidentel, qui se traduit par une perte partielle de conditions aux limites (effondrement du sol support). Ce type d'essais est une approche simplifiée de l'effet du mouvement du sol, l'interaction sol/structure n'étant pas considérée. Ces essais nous permettent, selon la perte de condition aux limites envisagée (taille et localisation) et selon l'agencement des briques, d'observer différents modes de rupture. Le mur testé, de taille $1,575 \times 1 \times 0,22$ m, est constitué de briques de dimensions $22 \times 10,5 \times 5$ cm. La masse volumique de la brique est de 2200kg/m^3 et l'angle de frottement entre deux briques est de 38° . L'essai consiste à « affaisser » un pan du mur sur une hauteur de 14cm. Les simulations effectuées avec une cohésion et une résistance à la traction égale à zéro peuvent approcher le cas de joints secs. Une faible rigidité de cisaillement k_s et rigidité normale k_n sont affectées aux joints.

Les ouvertures de joints, faciès et localisation, observées expérimentalement (Fig. 7a) sont retrouvées par la simulation numérique (Fig. 7b). Une deuxième configuration de maillage (Fig. 7c) nous donne les mêmes déformées et modes de ruptures, ce qui nous permet de conclure à la robustesse de l'approche dans le cas de simples superpositions d'éléments distincts, soulignant ainsi la pertinence d'une loi de type Coulomb pour ces configurations, où effectivement, l'interaction se résume à un contact frottant.

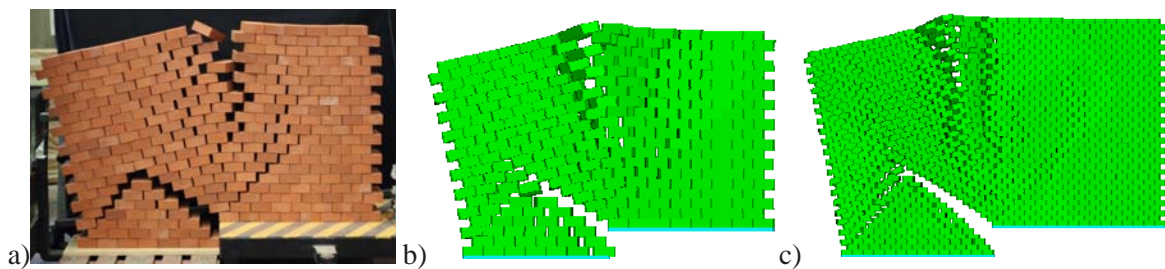


FIG. 7 – Mur de briques avec perte partielle de condition aux limites : Essai/modélisations.

La validation, toujours dans le cas de joints secs, est ensuite menée dans le cas de sollicitations hors plan, les exemples traités sont issus d'essais disponibles dans la littérature. D'Ayala [5] a développé une procédure d'analyse simplifiée pour évaluer les différents mécanismes d'endommagement générés par des actions sismiques planes ou hors plan des structures maçonnées. Restrepo Vélez [4] a testé un certains nombres de configurations qui permettent de reproduire la plupart des mécanismes de rupture hors plan proposés par D'Ayala. Parmi ces essais nous retenons deux configurations, S10 & S24, sans et avec singularité (ouvertures), dont on effectue la modélisation. Les tests quasi-statiques correspondent à un basculement de la structure. Le coefficient multiplicateur λ correspond à l'angle d'inclinaison de la plateforme. Les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie sont décrites dans Restrepo Vélez [5]. Le mur est constitué de pierres sèches de dimensions $28 \times 80 \times 40$ mm et de masse volumique 2732kg/m^3 , le coefficient de frottement entre deux pierres est de 0,67. La géométrie et les dimensions des spécimens testés sont rappelées figure 8. La simulation numérique est pertinente même dans ce cas où les mécanismes de rupture sont assez complexes. En effet, elle traduit bien un

mode combinée entre la déformation hors plan du mur principal et la déformation induite par le cisaillement frottant des murs de refend. Le coefficient multiplicateur λ est bien estimé dans la configuration S10 ($\lambda_{\text{expérimentation}} = 0,213$; $\lambda_{\text{simulation}} = 0,212$). Un écart de 10% entre la simulation et l'essai est trouvé pour le panneau S24 ($\lambda_{\text{expérimentation}} = 0,156$; $\lambda_{\text{simulation}} = 0,170$). Il semble que l'effet des singularités, les ouvertures, explique l'écart de 10% constaté dans ce cas.

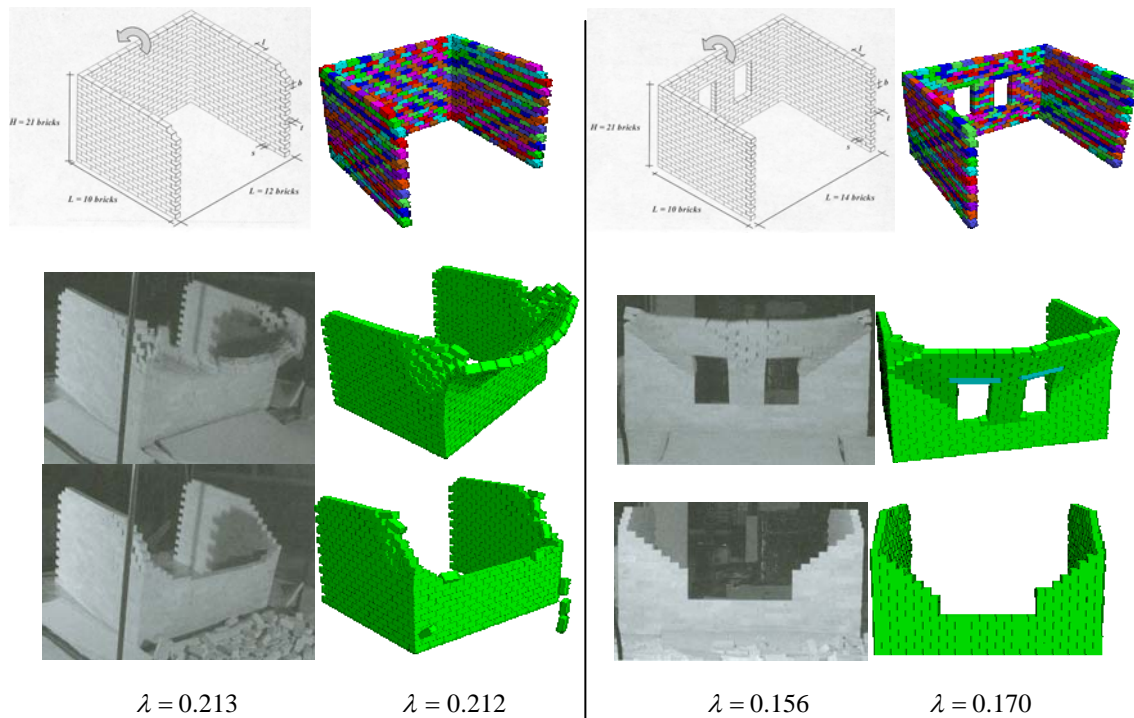


FIG. 8 – Comparaison des mécanismes de rupture : Essais et simulations numériques.

Après ces validations dans le cas de murs en maçonnerie sans mortier, nous traitons le cas de murs maçonnés avec la présence de joints. Les premiers exemples analysés correspondent aux essais effectués par Gazzola [6], nous retenons plus particulièrement les cas des trois panneaux WII, WP1 et WF qui seront présentés dans cette validation. Les murs testés, de dimensions 5×2m, sont constitués de blocs en béton creux de dimensions 190×390×150mm avec une épaisseur de mortier de 10mm. Les conditions aux limites correspondent à des appuis sur leurs quatre extrémités, sauf le spécimen WF, libre sur le bord supérieur. Le spécimen WP1 est confiné par une compression dans son plan de 0,2 N/mm² qui est maintenue constante jusqu'à la ruine induite par la pression hors plan. Les murs sont chargés uniformément par des coussins gonflables. Les déplacements sont mesurés en zone centrale du mur à l'exception du spécimen WF instrumenté au milieu du bord libre. Les caractéristiques mécaniques à la rupture adoptées pour les joints de mortier et les blocs sont en adéquation avec les données de l'étude de Gazzola [6], et sont répertoriées ci-dessous :

Bloc		Interface					
Module Young	Coefficient de Poisson	Rigidité normale	Rigidité tangentielle	Résistance en traction	Cohésion	Angle de frottement	Angle de dilatation
E (N/mm ²)	ν	k_n (GPa/m)	k_s (GPa/m)	T (N/mm ²)	C=3,8T (N/mm ²)	φ (°)	ψ (°)
15000	0,2	8	8	0,157	0,5966	36	0

La figure 9 illustre la comparaison des charges de rupture obtenues expérimentalement et celles obtenues par la méthode des éléments discrets. Ces valeurs sont proches des résultats expérimentaux avec un écart maximal de 10% pour le spécimen WF. L'influence des conditions aux limites est clairement mise en exergue au niveau des courbes pression/déplacement des deux spécimens WII et WF. La charge maximale et la rigidité du mur WF, en appui sur 3 cotés, sont beaucoup plus faibles que celles du mur WII en appui sur 4 bords. Les mécanismes de rupture obtenus numériquement par la

MED sont représentés à la figure 10. Nous remarquons que les modes de rupture sont en adéquation avec la théorie des lignes de rupture, en particulier dans le cas avec confinement (Fig. 10b).

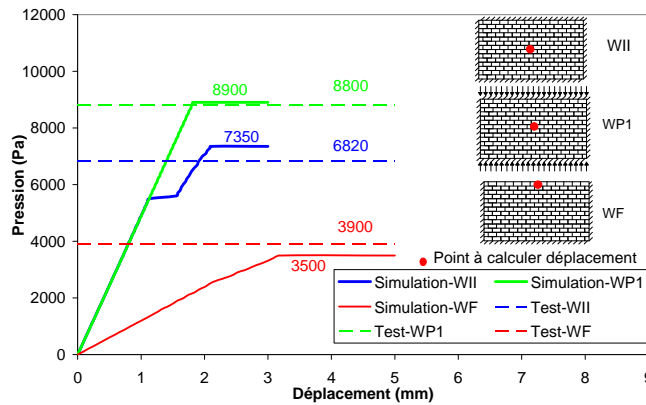


FIG. 9 – Courbes pression-déplacement : comparaison essai/calcul

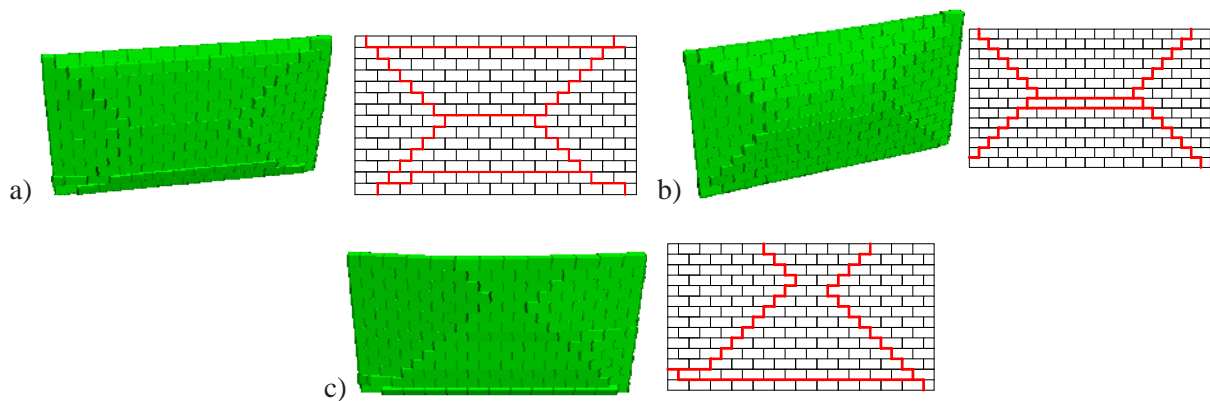


FIG. 10 – Modes de rupture obtenues par la MED pour les spécimens : a) WII; b) WP1; c) WF.

4.3 Modélisation de l'essai hors plan

Finalement, après ces diverses validations, nous avons simulé le cas de nos essais décrits précédemment. Un mur principal est créé en assemblant des blocs de taille $0,5 \times 0,2 \times 0,2$ m conformément à la configuration d'essais. Puis, deux murs de refend sont générés, conformément aux dispositions prises lors de la construction des structures testées (décalage des blocs d'une rangée sur l'autre). Pour les conditions aux limites, une dalle est générée à la base de la première rangée de parpaing, une loi d'interface gère le contact entre le bas du mur et la dalle. Cette dalle est encastree à sa base et son comportement est élastique linéaire. Les quatre chaînages verticaux raccordés au trois chaînages horizontaux sont modélisés à l'aide d'élément 1D. Le comportement retenu pour ces barres est de type élastique parfaitement plastique. Le modèle est tout d'abord mené à l'équilibre sous charge gravitaire lors d'un premier step de charge, puis un second step traduit l'application incrémentale d'une pression uniforme sur la face amont du mur jusqu'à l'effondrement.

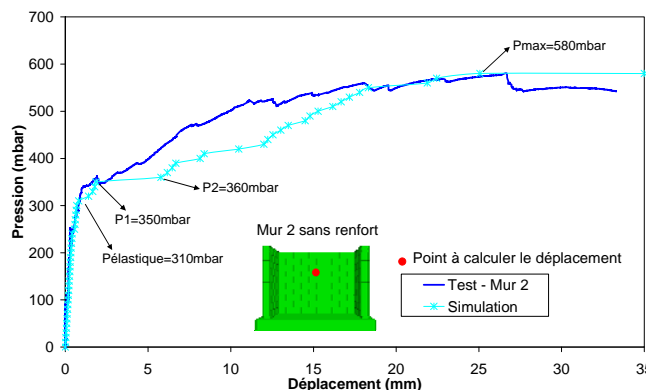


FIG.11 – Courbes pression-déplacement : comparaison essai/calcul

La courbe obtenue via la simulation numérique et la courbe obtenue expérimentalement sont relativement proches (Fig. 11), la rigidité initiale obtenue numériquement est en parfaite adéquation avec celle obtenue via la simulation. La réponse sous sollicitation présente un comportement quasi-linéaire jusqu'à une intensité de pression de l'ordre de 310mbars, seuil de pression qui représente le début de fissuration. Cette valeur est proche du résultat expérimental (écart de 9%). Par contre, au-delà de la fissuration, on constate que la chute de rigidité est plus importante que celle constatée pour l'essai. Au début de la rupture ($P_1=350\text{mbar}$), le faciès de fissuration est similaire à celui observé pour l'essai (Fig. 12ab). Les faciès de ruptures du mur de refend sont présentés à la Figure 12cd.

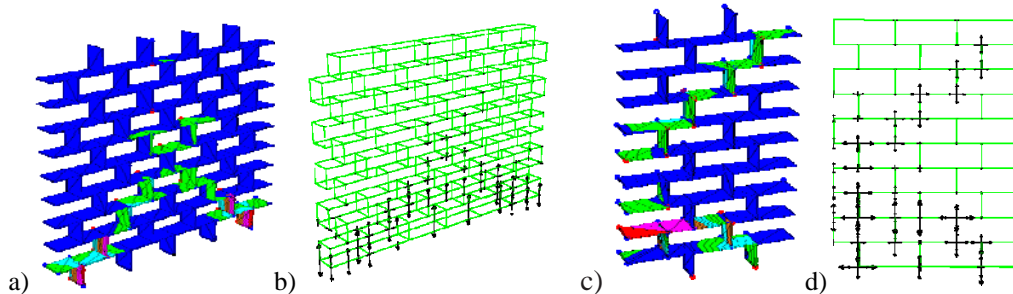


FIG.12 –MED : Faciès de fissuration à $P=350\text{mbar}$ (mur principal et mur de refend) :a)c) Isovaleurs des déplacements tangentiels ; b)d) Vecteurs normaux aux joints.

5 Conclusion et perspectives

La méthode des éléments discrets est globalement très pertinente pour traiter ce type de problématique, où la structure est effectivement constituée de blocs et de joints tel que pour la maçonnerie. Ces essais et les simulations nous permettent de caractériser la capacité portante de ces structures ainsi que les modes de rupture dans le cas d'une pression latérale. Une prochaine étape vise l'étude du renforcement à l'aide de tissu de fibre de carbone d'un point de vue expérimentale et numérique toujours à l'aide de la méthode des éléments discrets.

Références

- [1] T.T. Bui, A. Limam, D. Bertrand, E. Ferrier. *Comportement des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plan: Approche expérimentale et numérique par la méthode des éléments distincts*, 27e Rencontres de l'AUGC, Saint-Malo, 03-05 Juin 2009.
- [2] T.T. Bui, A. Limam, D. Bertrand, E. Ferrier, M.Brun. *Masonry walls submitted to out-of-plane loading: Experimental and numerical study*, Proceedings of the 8th International Masonry Conference in Dresden, 1153-1162, 2010.
- [3] T.T. Bui, A. Limam. *Etude expérimentale des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plan : le cas non renforcé et renforcé par TFC*. Rapport interne, LGCIE, INSA-Lyon, 2010.
- [4] L.F. Restrepo Vélez, G. Magenes. *Static Tests on Dry Stone Masonry and Evaluation of Static Collapse Multipliers*. Research Report ROSE 2010/02, Iuss Press, Pavia, Italy, 2010.
- [5] D. D'Ayala, E. Speranza. *Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of masonry structures*. Earthquake Spectra, Volume 19, Issue 3, 479-509, 2003.
- [6] E.A. Gazzola, R.G. Drysdale, A.S. Essawy. *Bending of concrete masonry walls at different angles to the bed joint*. Proc. 3rd North. Amer. Mas. Conf., Arlington, TX, USA, Paper 27, 1985.
- [7] F. Nicot, P. Duret, M. Givry. *Vulnérabilité physique des structures en maçonnerie*. Neige, paravalanches et constructions. Mécanique et Ingénierie des Matériaux- Risques naturels. Hermes-Lavoisier, editeur F. Nicot, A. Limam, Chapitre 10, 329-358, 2010.
- [8] Itasca, 3DEC – Three Dimensional Distinct Element Code, Version 4.0, Itasca, Minneapolis, 2002.