



HAL
open science

Comportement des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plan: Approche expérimentale et numérique par la méthode des éléments distincts.

Tan Trung Bui, Ali Limam, Emmanuel Ferrier, David Bertrand

► To cite this version:

Tan Trung Bui, Ali Limam, Emmanuel Ferrier, David Bertrand. Comportement des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plan: Approche expérimentale et numérique par la méthode des éléments distincts.. 27ème Rencontres de l'Association Universitaire de Génie Civil (AUGC), Jun 2009, Saint-Malo, France. pp.AUGC2009 03/42 - Thème 4. hal-00802199

HAL Id: hal-00802199

<https://hal.science/hal-00802199>

Submitted on 19 Mar 2013

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Comportement des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plan: Approche expérimentale et numérique par la méthode des éléments distincts.

T.T.Bui¹ — A. Limam¹ — D Bertrand¹ — E Ferrier¹

¹ Université de Lyon, INSA de Lyon, Laboratoire LGCIE
34 Avenue des Arts, 69621 Villeurbanne Cedex
ali.limam@insa-lyon.fr

RÉSUMÉ. Une étude expérimentale qui vise à caractériser le comportement d'un mur en maçonnerie lorsqu'il subit un chargement hors plan ou pression normale est ici menée. Les objectifs sont multiples, d'une part quantifier la capacité portante dans le cas d'une pression uniforme en quasi-statique et mettre en exergue les modes de ruptures associés à ce chargement, d'autre part, caractériser le gain de capacité portante en considérant un renforcement par matériau composite constitué d'une résine et d'un tissu de fibres de carbone (TFC), et qualifier les améliorations quant au comportement global. Les résultats d'essais confortent le concept de renforcement par matériau composite adopté, un gain substantiel dépassant les 200% est constaté. Finalement, la simulation numérique à l'aide de la méthode des éléments discrets a été menée et comparée aux essais, les résultats sont très satisfaisants pour ce qui est du cas non renforcé.

ABSTRACT. This paper presents an experimental investigation conducted on masonry walls subjected to out-of-plane loading or normal pressure. This study has multiple objectives. The first is to quantify the bearing capacity in the case of uniform pressure in quasi-static loading case, and thus to highlight the associated modes of rupture. Secondly it allows estimating the improvements in term of global behavior when the structure is reinforced by Carbon Fiber Reinforced Plastic (CFRP) layers. A gain higher than 200% is observed for the bearing capacity. Finally, numerical simulation with the discrete element method was conducted and compared to the experiment. A good agreement between the numerical and the experimental results was obtained.

MOTS-CLÉS: Mur maçonnerie; Renforcement; Avalanche de neige; Pression latérale

KEYWORDS: Masonry wall; CFRP; Reinforcement; Avalanche action; Lateral pressure

1. Introduction

Les panneaux de remplissage en maçonnerie peuvent être généralement considérés comme des éléments secondaires non structurels ou partiellement structurels, lorsqu'ils sont soumis à des actions hors plan. Les actions hors plan peuvent être dues à une surpression ou effet de souffle induite par une explosion ou déflagration (exemple des constructions en zone Seveso). Il peut aussi s'agir de la pression induite par l'impact d'une avalanche de neige si nous considérons l'habitat en zone bleue (habitation en montagne dans une zone à risque avalancheux) (M.Givry, 2004). L'objectif de notre étude est d'appréhender les mécanismes de rupture et le comportement de murs en maçonnerie soumis à un chargement hors plan. Cette étape préliminaire nous permet d'envisager un renforcement adéquat visant à incrémenter de façon substantielle la capacité portante. Nous avons opté pour un renforcement à l'aide de matériau composite, et plus particulièrement l'utilisation du TFC (Tissu de Fibres de Carbone plus résine epoxydique). Ce procédé a été mis au point par l'entreprise Freyssinet pour initialement renforcer les structures en béton armé. De nombreuses études ont montré la pertinence du renforcement de structures en béton armé à l'aide de matériaux composites à base de fibres de carbone (U.Meier, 1992), ce concept a depuis été étendu au renforcement de poutres bois en lamellé collé (A.Limam, 2001) ou de coques métalliques (Z Draïdi, 2005) ainsi que pour des murs en maçonnerie soumis à des chargements plans induit par des sollicitations sismiques (A.Gabor, 2006).

2. Les essais menés

Afin de s'affranchir de la problématique de l'effet d'échelle, mais aussi de répondre explicitement à la problématique du dimensionnement des structures maçonnées en zone bleue, nous avons opté pour des essais parfaitement représentatifs de l'habitat courant. 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. Les matériaux de construction les plus courants ont été utilisés, du bloc de béton standard jusqu'au mortier industriel assurant les joints, qui est un produit prêt à l'emploi et conditionné en sac.

2.1. Les matériaux constitutifs

La caractérisation des matériaux constitutifs est très importante dans l'optique d'une simulation précise ou de façon plus générale pour le dimensionnement. Cela

passer par des essais de compression ou encore de traction par flexion des différents matériaux.

2.1.1. Mortier

Le mortier que nous avons utilisé pour la fabrication des corps d'épreuve et des panneaux de maçonnerie, est un mortier usuel prêt à l'emploi : « Mortier standard Weber et Broutin ». Les éprouvettes de mortier utilisées pour la mesure des caractéristiques mécaniques en compression et en flexion sont prismatiques de dimension 4x4x16 cm. Elles sont réalisées avec des moules en acier conformément à la norme EN 196-1. Les essais sont réalisés juste avant l'essai mené sur la structure après 42 jours de conservation au laboratoire. La résistance moyenne en compression obtenue sur 12 éprouvettes est de l'ordre de 15,60MPa et celle de traction par flexion de l'ordre de 3,55MPa, le module d'Young $E = 22000 \text{ MPa}$.

2.1.2. Blocs en béton

Les éléments de construction utilisés sont des blocs de béton (ou parpaing) creux de classe B40 et conformes à la norme NF P 14-402. Leurs dimensions sont de 20 cm de hauteur, 50 cm de longueur, leur épaisseur totale est 20 cm ($200 \times 200 \times 500 \text{ mm}^3$).

Nous avons testé deux types d'échantillons, le premier type est constitué d'un seul bloc ce qui permet de déterminer sa résistance ultime en compression, alors que le second est réalisé sur un assemblage de deux blocs (prisme), ce qui permet de déterminer la résistance en compression de l'assemblage bloc de béton et couche de mortier.

L'exploitation des contraintes à l'aide de la surface réelle (Figure 2a) permet d'accéder à des valeurs plus importantes, qu'il conviendra d'envisager dans une approche numérique ou l'homogénéisation à partir de l'analyse locale sera considérée.



Figure 1. Essai de compression : bloc et prisme

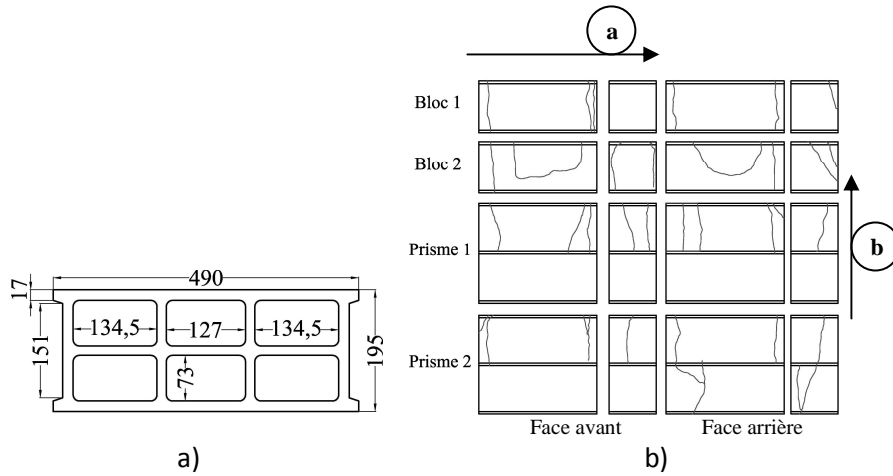


Figure 2. a) Section réelle du bloc; b) Modes de rupture des blocs et prismes.

La résistance moyenne en compression, si l'on considère la section réelle est de 14,8 MPa pour le bloc et de 13,8 MPa pour le prisme.

Les fissures (Figure 2b), pour le bloc 2, sont apparues dans le sens **a** transversal et plutôt sur les bords. L'essai du bloc 1 a donné un mode de rupture différent. En effet les premières fissures sont apparues dans le sens **b** longitudinal, le long de la ligne médiane, les fissures transversales apparaissent ensuite. Pour le prisme 1, on voit que seul le bloc supérieur est fissuré, le bloc inférieur est resté intacte. On peut donc supposer qu'un défaut dans le bloc supérieur a causé une rupture.

2.1.3. Béton

Le béton ayant servi à la confection des chaînages et de la dalle support est du type C40/45. Le tableau ci-dessous en précise la formulation ou dosage des différents constituants. Des tests de compression ont été effectués sur des éprouvettes 11x22cm cylindriques, en conformité avec la norme NF P 18-406. La contrainte moyenne obtenue est en adéquation avec celle attendue par la formulation.

Formulation du béton C40			
Ciment (kg/m ³)	Sable (kg/m ³)	Eau (l/m ³)	Granulats (kg/m ³)
350	860	200	940
Caractéristique		Valeurs (MPa)	
Résistance en compression		43,18	

2.1.4. Composite

Le composite utilisé pour le renforcement est du TFC (Tissu de Fibres de Carbone plus résine époxydique) développé par Freyssinet. Le composite est constitué d'environ 40 % de tissu et 60 % de résine. Les caractéristiques mécaniques indiquées dans le tableau ci dessous sont les caractéristiques minimales garanties. Elles concernent le tissu imprégné et durci qui constitue le corps du composite, la section résistante sera donc la section effective.

Epaisseur moyenne	0,48 mm
Traction à rupture	1700 MPa
Module E	105 000 MPa

La colle qui assure la liaison sur la maçonnerie et l'imprégnation de la fibre est constituée de 2 composants : l'éponal TFC résine et l'éponal TFC durcisseur. Le tissu est appliqué sur une couche de résine.

Des mèches d'ancrage, chacune constituée de 28 mèches de carbone, comprenant chacune 12000 fibres sont utilisées. La capacité d'ancrage garantie à rupture est de 40 kN. La mèche est scellée au béton du mur au moyen d'une résine époxy à deux composants EPONAL 380. La mise en place du TFC aussi que des mèches d'ancrage a été assurée par un personnel qualifié de chez Freyssinet.

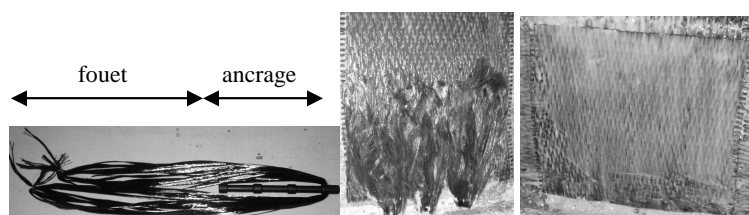


Figure 3. a) mèche de carbone ; b) stratification du fouet de la mèche

2.2 La structure

La structure étudiée est représentative d'une habitation. Elle est constituée d'un mur principal 2,9x2x0,2m qui sera soumis au chargement, et de deux murs de refend 1,2x2x0,2m sur les côtés, ce qui confère une forme en « U » classiquement adopté pour les constructions (Figure 4). Les dimensions de ces maquettes sont choisies de telle sorte que les diagonales des murs coupent au moins une fois les joints verticaux. 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 bleue, à savoir la reprise d'un effort de pression induit par une avalanche, de l'ordre de 300mbars.

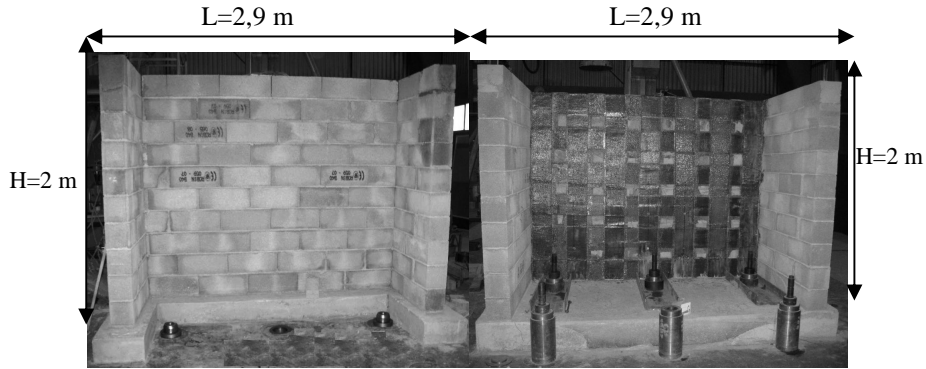


Figure 4. Mur de référence sans renfort et renforcé

2.3. 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 la dalle d'essai par des tiges d'acier précontraintes (Figure 5). 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 toute la surface du mur. Le gonflage à l'eau de ces vérins est assuré par une pompe.

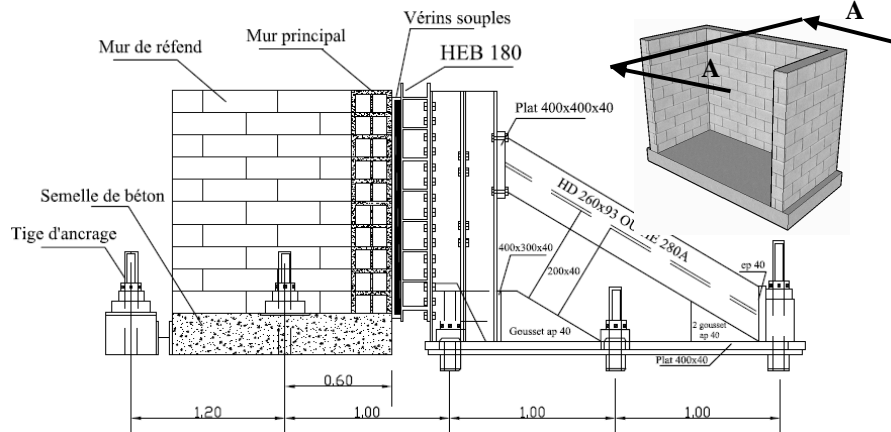


Figure 5. Banc d'essai selon coupe AA

Le suivi du comportement global de la structure est réalisé à l'aide de capteurs de déplacement. Neuf capteurs sont 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. Pour le mur renforcé par matériaux composites, le positionnement des capteurs est identique à celui du mur de référence, six capteurs LVDT et deux comparateurs sont répartis sur le mur central, et trois comparateurs enregistrent les déplacements de la semelle (Figure 7). Les figures ci-après précisent le dispositif de chargement ou coussins gonflables, ainsi que la position des capteurs.

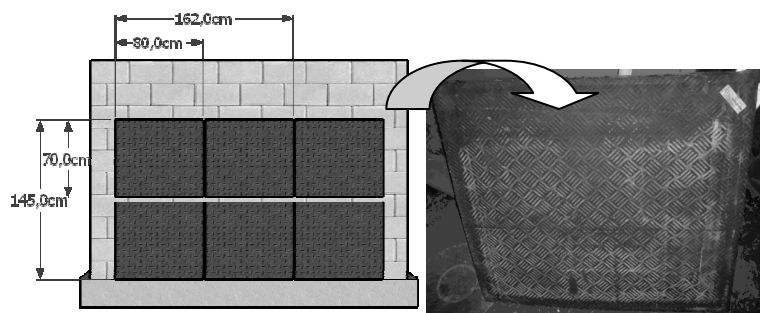


Figure 6. Positionnement des coussins de chargement sur le mur

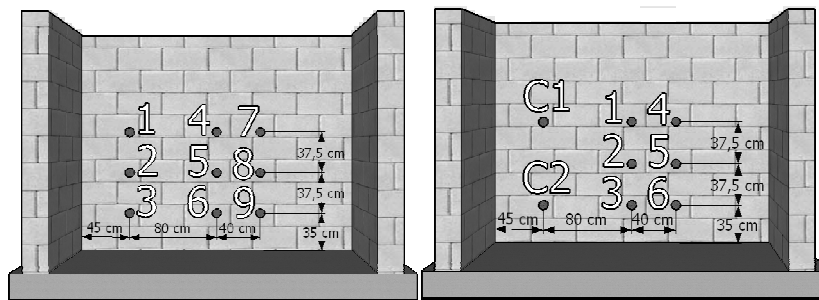


Figure 7. Positionnement des capteurs sur le mur : a) non renforcé ; b) renforcé

3. Résultats de l'essai

L'essai sur le mur non renforcé ou essai de référence est mené dans le but de connaître la capacité portante et le ou les modes de rupture dans le cas précis du

chargement hors plan. La réponse sous sollicitation ou courbe charge/flèche présente un comportement quasi-linéaire jusqu'à une intensité de pression de l'ordre de 270 mbars, 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 postcritique se caractérise par une chute de capacité portante, et le déplacement ultime à l'effondrement est de 50 mm (obtenu sur le capteur 4 qui est le capteur situé le plus au centre).

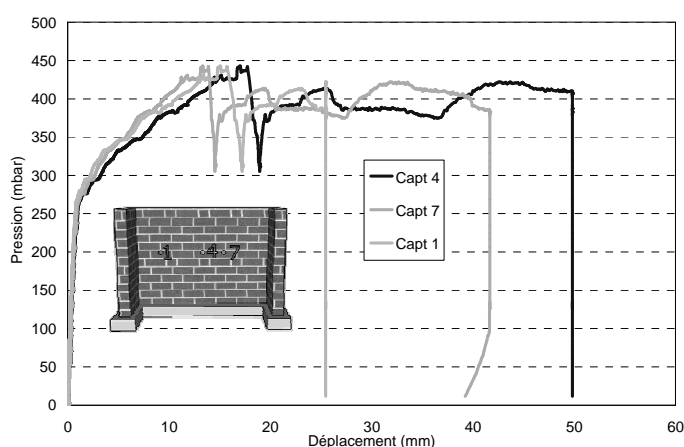


Figure 8. Courbes pression /déplacement pour trois capteurs

Deux types de fissures ont été observés sur le mur principal: 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. Enfin, d'importantes fissures ont également été observées sur les murs de refend. Ces fissures sont en adéquation avec ce que préconise la théorie des lignes de rupture bien admise pour les dalles en béton armé.

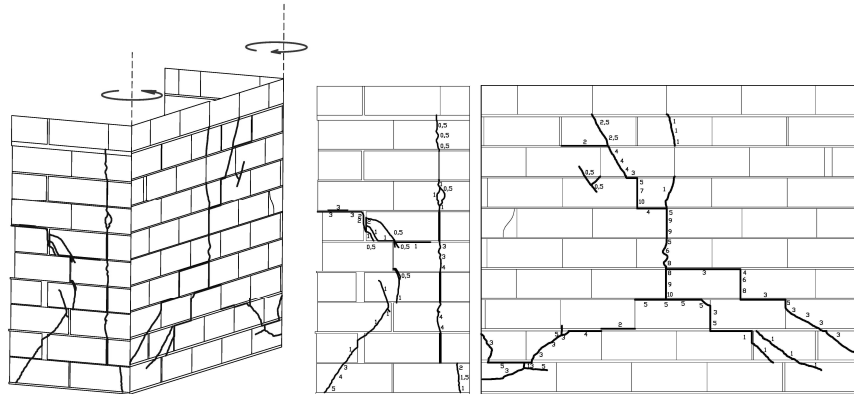


Figure 9. Modes de rupture du mur principal et murs de refend

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 (Figure 9). Les murs de refend subissent également du cisaillement ce qui explique l'apparition de fissures diagonales (Figure 9).

Un deuxième mur renforcé par TFC a été testé dans des conditions similaires de chargement. Pour que le renforcement soit le plus efficace possible, il faut faire de sorte que les renforts recouvrent le plus de joints inter-blocs dans les deux sens : vertical et horizontal. Une méthode simple à mettre en œuvre consiste à s'assurer que tous les blocs sont confortés par le renforcement composite. C'est la solution que nous avons retenue, sachant que cette configuration bien que non optimale du point de vue de la quantité de matériau utilisé, l'est certainement du point de vue de la capacité portante mais aussi du point de vue du temps de mise en place.

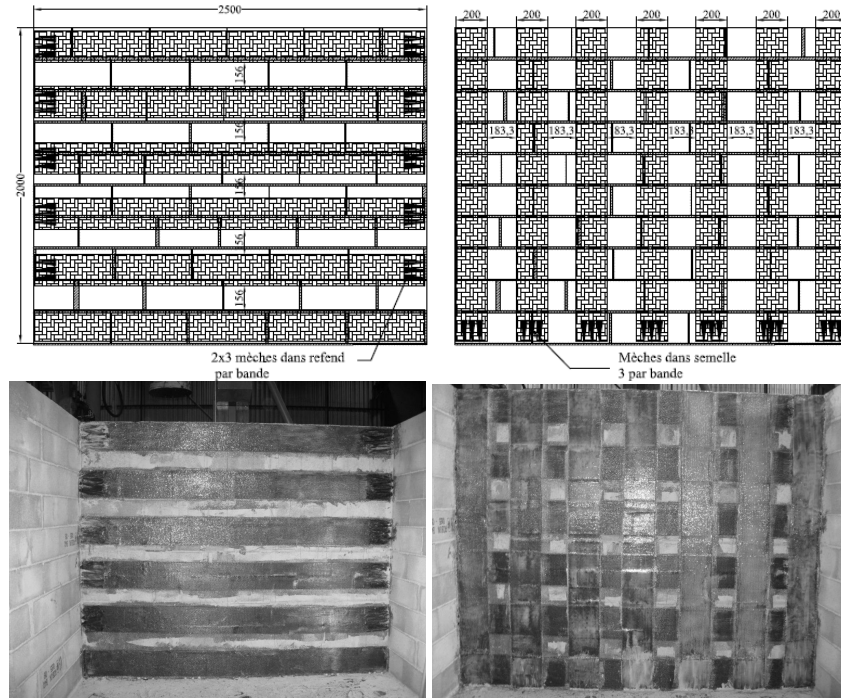


Figure 10. Renforcement horizontal et vertical du mur

Le renforcement est assuré dans les deux directions, verticale et horizontale (Figure 10), avec à chaque fois une seule couche. Le renforcement vertical se compose de sept bandes de TFC uniformément réparties, chacune de 20 cm de large et de 2 m de long. Le renforcement horizontal est composé de six bandes de TFC uniformément réparties, chaque bande fait 20cm de large et 2,5m de long.

Afin d'éviter les décollements de bandes de TFC et d'assurer l'efficacité du renforcement jusqu'à l'atteinte du comportement postcritique (effondrement), des mèches d'ancrage sont mises en places sur les bandes horizontales et sur les bandes verticales, conformément à la procédure décrite plus haut. Chaque bande est ancrée à ses extrémités avec trois mèches par extrémité. En partie basse, l'ancrage des bandes verticales est réalisé dans la dalle béton, sur les cotés l'ancrage des bandes horizontales est assuré dans les poteaux d'extrémité, et en partie haute l'ancrage est assuré par un simple retour de bande en tête de mur.

Le renforcement envisagé, a permis un gain substantiel de capacité portante. La résistance maximale est passée de 440 à 1410mbars soit une augmentation de plus

de 200%. Nous savons que pour une avalanche moyenne (construction en zone bleue) la pression d'impacte préconisée pour le dimensionnement est de l'ordre de 300mbars, la solution de renforcement adoptée est donc largement suffisante et permet un gain substantiel de capacité portante vis-à-vis de la configuration non renforcée. Outre le gain important de capacité portante on observe également une très nette augmentation de la rigidité en phase fissurée (Figure 11). Le composite assure donc bien le rôle de pontage des fissures, et inhibe leur ouverture.

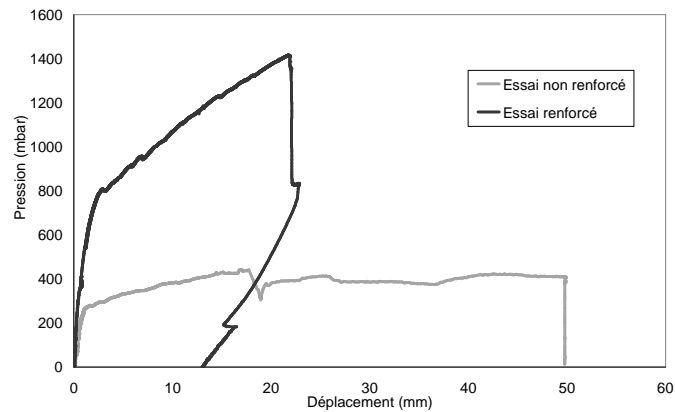


Figure 11. Comparaison entre essai non renforcé et essai renforcé

La figure 12 présente la comparaison des courbes charge/déflexion pour le même point, situé en zone centrale, pour les deux configurations sans et avec le renfort composite. Finalement le comportement de la structure présente 3 phases avant l'effondrement. Une première phase quasi-linéaire en deçà des 350 mbars, respectivement 264 mbars pour le mur non renforcé, traduit la rigidité initiale du mur vierge de tout dommage. Ensuite, l'apparition d'une phase non linéaire traduit l'apparition des fissures et leur propagation.

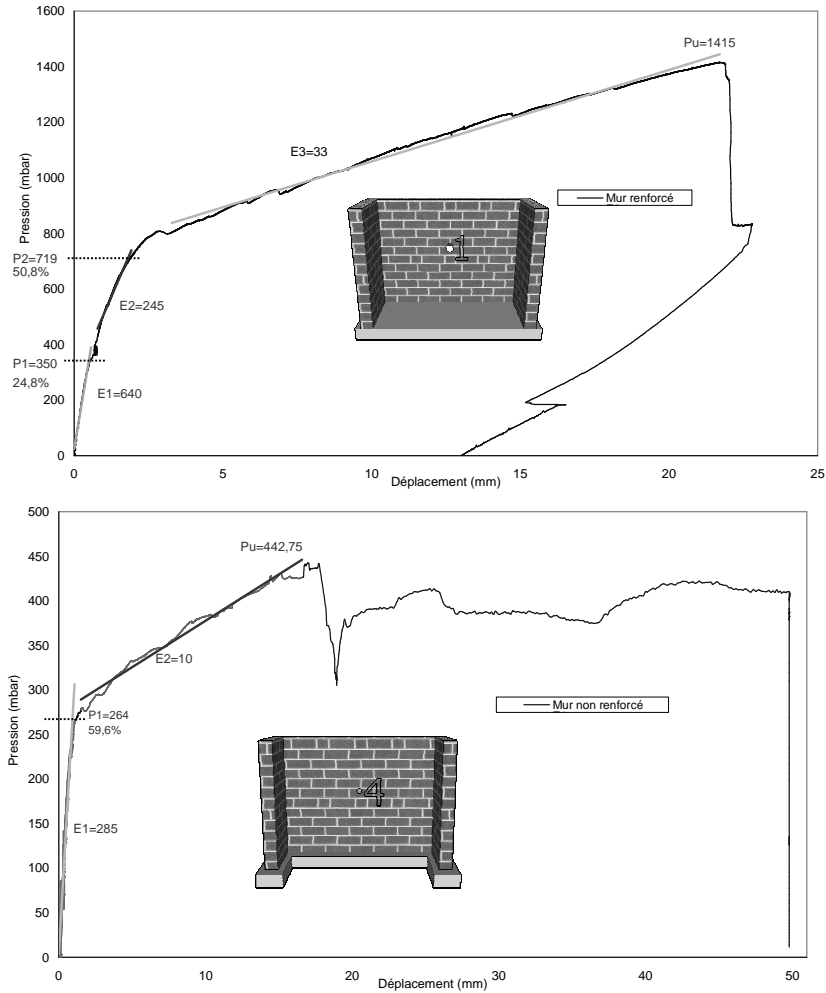


Figure 12. Courbe charge/déplacement : a) mur renforcé ; b) mur non renforcé.

Cependant pour le mur renforcé, les blocs de béton sont bloqués par le TFC et les fissures ne peuvent se développer. Une chute de rigidité de 15% est constatée, bien plus faible que celle de 95% observée sur le mur non renforcé. La chute de rigidité vers 800mbars traduit une troisième phase, qui correspond à l'apparition et à l'ouverture de fissures importantes au niveau des murs de refend. Dans cette phase, on constate une augmentation continue et linéaire de la pression essentiellement induite par la présence du renforcement par TFC. La chute de rigidité de 85% dans

cette troisième phase reste très inférieure à la chute constatée sur le mur non renforcé. Dans ce dernier cas nous avons en fait le collapse du mur, avec une rigidité quasi nulle et l'ouverture très importante des fissures qui se traduit par les grands déplacements associés au plateau de charge.

Les fissures les plus importantes ont été observées au niveau des murs de refend et plus précisément au niveau des angles ou zones de raccordement entre mur principal et refends. L'effort de flexion sur le mur principal induit une torsion dans les poutres verticales ou chaînage d'angles, ce qui provoque les fissures verticales sur les refends. Les fissures situées à la base des refends sont diagonales et correspondent à l'effet du cisaillement. Au final, ce sont les fissures des murs de refend qui ont induit l'effondrement du mur. En effet le mur principal qui est renforcé, n'a été que très peu endommagé, de petites fissures courtes, et d'ouverture très limitée sont apparues entre les bandes de TFC mais elles ne se sont pas propagées et leur ouverture semble inhibée.

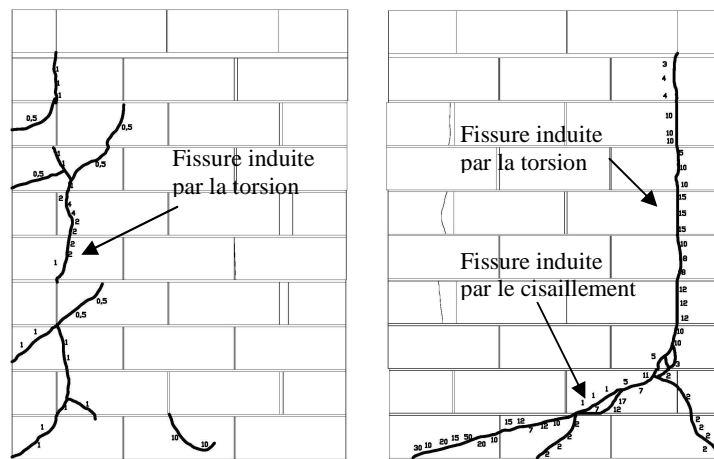


Figure 13. Mode de rupture des deux murs de refend dans le cas renforcé

4. Simulation numérique

Pour la modélisation, le code 3DEC (3-Dimensional Distinct Element Code), basé sur la méthode des éléments distincts est utilisé. Un mur principal est créé en assemblant des blocs de taille 0,5x0,2x0,2m conformément à la configuration d'essais. Ensuite, 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) (Figure 14).

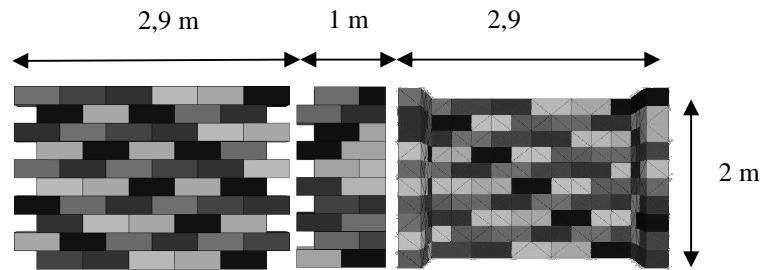


Figure 14. a) mur principal ; b) mur de refend ; c) maillage complet

Pour les conditions aux limites, l'encastrement appliqué à la base de la première rangée de parpaing représente l'encastrement entre le bas du mur et la dalle. Les joints ne sont pas modélisés directement comme des éléments, mais indirectement par une loi d'interface entre les blocs. L'interface retenue suit le modèle de Mohr-Coulomb. 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. Pour les parpaings le comportement retenu est élastique, ce modèle ne peut donc traduire la fissuration intra-parpaing. Le chaînage est modélisé à l'aide d'élément 1D. Les quatre chaînages verticaux raccordés au trois chaînages horizontaux suivent cette modélisation. 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, puis un second step traduit l'application de façon incrémentale d'une pression uniforme sur la face amont du mur jusqu'à l'effondrement.

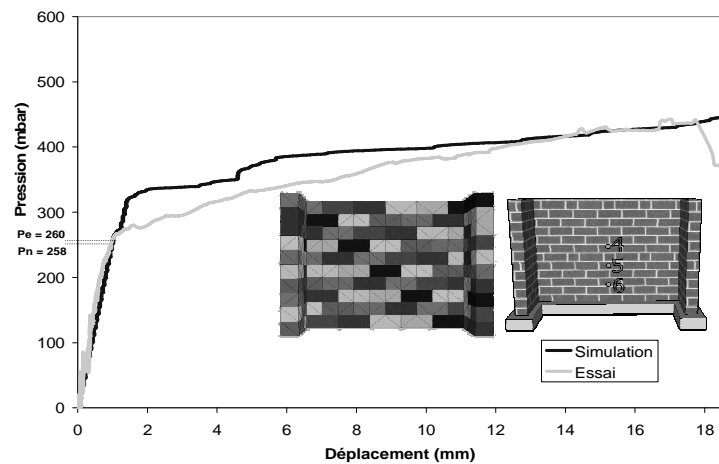


Figure 15. Courbes pression-déplacement : comparaison essai/calcul

La courbe obtenue via la simulation numérique à l'aide du code 3DEC (figure 15) et la courbe obtenue expérimentalement sont relativement proches. La rigidité initiale obtenue numériquement est quasi-identique à celle constatée sur l'essai (écart de 9%). La réponse sous sollicitation présente un comportement quasi-linéaire jusqu'à une intensité de pression de l'ordre de 260mbars, seuil de pression qui représente le début de fissuration. Cette valeur corrobore le résultat expérimental. Par contre, au-delà de la fissuration, on constate que la chute de rigidité est plus importante que celle constatée pour l'essai.

Le faciès de fissuration obtenu par le modèle numérique est similaire à celui observé pour l'essai (Figure 16). Les principales fissures traduisent bien les lignes de rupture d'un élément plan appuyé sur trois cotés.

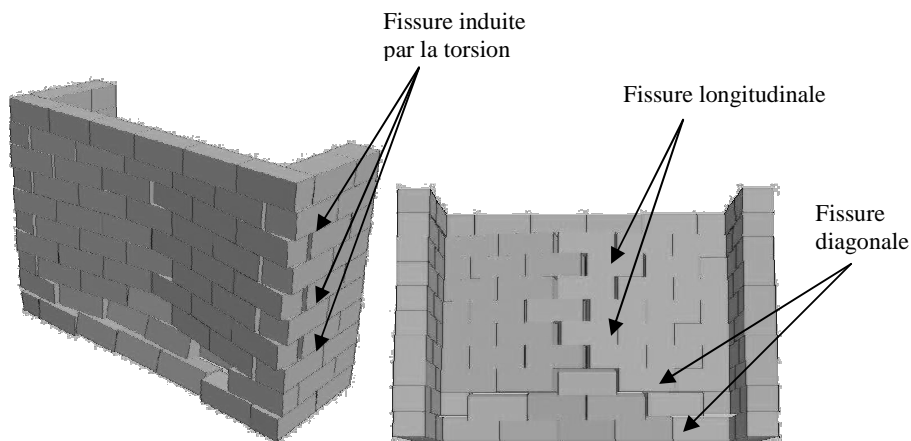


Figure 16. *Faciès de rupture obtenu numériquement*

En particulier, les fissures longitudinales, importantes par leur taille et leur ouverture, ont également été observées au droit des poteaux d'angle qui assurent le maintien du chaînage vertical et horizontal. Le chargement du mur principal en flexion induit comme expliqué précédemment des rotations au niveau de ces poteaux. Cependant, la fissure inclinée, caractéristique de l'effet de cisaillement des murs de refend, n'est ici pas décelée, car la modélisation retenue ne peut le permettre. En effet les lignes de rupture ne peuvent que suivre les joints, les parpaings étant élastique à l'infini, ne peuvent subir de dommages. Les deux fissures à 45° qui rayonnent à partir des coins inférieurs du mur principal, sont aussi décelées, mais leur propagation en escalier suit les joints pour les mêmes raisons

évoquées précédemment (bloc élastique). Ce type de propagation est cependant souvent constaté dans bien des cas pour les structures maçonnées.

5. Conclusion

Cette étude nous a permis de caractériser le comportement d'un mur en maçonnerie (blocs creux de béton) soumis à une charge latérale ou pression uniforme. La capacité portante ou charge maximale avant effondrement, l'initiation de la fissuration, et le faciès de rupture ont été qualifiés, quantifiés et analysés. Un procédé de renforcement à l'aide de matériau composite (le procédé TFC de Freyssinet) a été validé. Un gain de capacité portante supérieure à 200% a été observé à l'état ultime. Un net gain de rigidité est aussi observé en phase endommagé (post-fissuré). La simulation numérique menée à l'aide du code aux éléments discrets 3DEC conduit à des résultats très satisfaisants pour ce qui est du cas non renforcé. Le cas renforcé est en cours d'étude. De nombreuses pistes de recherche sont envisagées en continuité de ce travail. Tout d'abord nous comptons optimiser le renforcement de façon à utiliser le moins de composite possible tout en maintenant le gain de charge observé. Enfin, nous comptons étudier l'effet de singularités telles que les ouvertures traduisant la présence de porte ou fenêtre sur le mur principal.

Bibliographie

- A.Gabor., E.Ferrier., E.Jacquelin., P.Hamelin.,: «Analysis of the in-plane shear behaviour of FRP reinforced hollow brick masonry walls». In *Construction and building materials*, Volume 20, Issue 5, June 2006, Pages 308-321.
- A Limam., C Mathon., M-P Vincensini., «Etude expérimentale du renforcement et de la réparation par tissu composite de poutres bois lamellé-collé: le cas de la flexion 4 points». *Rapport interne de recherche*, URGC-Structures, INSA-Lyon, 2001.
- M Givry., P Perfittini., *Construire en montagne la prise en compte du risque d'avalanche*. Risques naturels majeurs, Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable, Ministère de l'Equipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer, 2004.
- U.Meier., M.Deuring., H.Meier and G.Schwegler., «Strengthening of structures with CFRP laminates: research and applications in Switzerland». In: *Proceedings of the 1st International Conference on Advanced Composite Materials in Bridges and Structures* (1992), pp. 243–251.
- Z Draïdi., A Limam., «Flambage des coques multicouches acier/composite : Approche expérimentale et numérique». *Revue des Composites et des Matériaux Avancés*, Hermès, Volume n° 15, n°1/2005 ; pp 89-103.