



HAL
open science

Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plan

T.T. Bui

► To cite this version:

T.T. Bui. Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plan. Génie civil. INSA de Lyon, 2013. Français. NNT : 2013ISAL0046 . tel-00963611

HAL Id: tel-00963611

<https://theses.hal.science/tel-00963611>

Submitted on 21 Mar 2014

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.

THESE

Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plan

Présentée devant

L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon

ÉCOLE DOCTORALE : M.E.G.A. : MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE-CIVIL ET ACOUSTIQUE
SPECIALITE : GENIE CIVIL : SOLS, MATERIAUX, STRUCTURES, PHYSIQUE DE BATIMENT

Pour obtenir

Le Grade de Docteur

Par

Tan Trung BUI

Soutenu le 28 Juin 2013 devant la Commission d'examen

Membres du Jury :

François NICOT

Marwan AL HEIB

Laurent DAUDEVILLE

David DUREISSEIX

Frédéric DUBOIS

Julien MERCIER

Ali LIMAM

DR, Irstea-Grenoble

HDR, INERIS-Ecole des Mines

Professeur, L3SR-Grenoble

Professeur, LAMCOS-INSA de Lyon

Ingénieur de Recherche, LMGC-Montpellier

Ingénieur Matériaux-FREYSSINET

Professeur, LGCIE-INSA de Lyon

Rapporteur

Rapporteur

Examineur

Examineur

Examineur

Invité

Directeur de thèse

INSA Direction de la Recherche – Ecoles Doctorales – Quinquennal 2011-2015

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
CHIMIE	<p>CHIMIE DE LYON http://www.edchimie-lyon.fr</p> <p>Insa : R. GOURDON</p>	<p>M. Jean Marc LANCELIN Université de Lyon – Collège Doctoral Bât ESCPE 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 13 95 directeur@edchimie-lyon.fr</p>
E.E.A.	<p>ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE http://edeea.ec-lyon.fr</p> <p>Secrétariat : M.C. HAVGOUDOUKIAN eea@ec-lyon.fr</p>	<p>M. Gérard SCORLETTI Ecole Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue 69134 ECULLY Tél : 04.72.18 60 97 Fax : 04 78 43 37 17 Gerard.scorletti@ec-lyon.fr</p>
E2M2	<p>EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION http://e2m2.universite-lyon.fr</p> <p>Insa : H. CHARLES</p>	<p>Mme Gudrun BORNETTE CNRS UMR 5023 LEHNA Université Claude Bernard Lyon 1 Bât Forel 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.43.12.94 e2m2@biomserv.univ-lyon1.fr</p>
EDISS	<p>INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTE http://ww2.ibcp.fr/ediss</p> <p>Sec : Safia AIT CHALAL Insa : M. LAGARDE</p>	<p>M. Didier REVEL Hôpital Louis Pradel Bâtiment Central 28 Avenue Doyen Lépine 69677 BRON Tél : 04.72.68 49 09 Fax : 04 72 35 49 16 Didier.revel@creatis.uni-lyon1.fr</p>
INFOMATHS	<p>INFORMATIQUE ET MATHÉMATIQUES http://infomaths.univ-lyon1.fr</p>	<p>M. Johannes KELLENDONK Université Claude Bernard Lyon 1 INFOMATHS Bâtiment Braconnier 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72. 44.82.94 Fax 04 72 43 16 87 infomaths@univ-lyon1.fr</p>
Matériaux	<p>MATERIAUX DE LYON Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry Ed.materiaux@insa-lyon.fr</p>	<p>M. Jean-Yves BUFFIERE INSA de Lyon MATEIS Bâtiment Saint Exupéry 7 avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cédex Tél : 04.72.43 83 18 Fax 04 72 43 85 28 Jean-yves.buffiere@insa-lyon.fr</p>
MEGA	<p>MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry mega@insa-lyon.fr</p>	<p>M. Philippe BOISSE INSA de Lyon Laboratoire LAMCOS Bâtiment Jacquard 25 bis avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43.71.70 Fax : 04 72 43 72 37 Philippe.boisse@insa-lyon.fr</p>
ScSo	<p>ScSo* M. OBADIA Lionel Sec : Viviane POLSINELLI Insa : J.Y. TOUSSAINT</p>	<p>M. OBADIA Lionel Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.69.72.76 Fax : 04.37.28.04.48 Lionel.Obadia@univ-lyon2.fr</p>

TABLE DES MATIERES

RESUME.....	9
ABSTRACT	11
INTRODUCTION GENERALE	13
CHAPITRE 1.....	17
COMPORTEMENT MECANIQUE DE STRUCTURES MAÇONNEES SOUMISES A DES CHARGEMENTS HORS PLAN	17
1. Introduction	18
2. Flexion uni-axiale.....	19
3. Flexion bi-axiale.....	24
4. Conclusion.....	29
CHAPITRE 2.....	31
ANALYSE EXPERIMENTALE EN QUASI-STATIQUE DU COMPORTEMENT DE MURS EN MAÇONNERIE SOUMIS A DES CHARGEMENTS HORS PLAN.....	31
A. Préambule	33
B. Le cas du chargement hors plan en quasi-statique.....	34
1. Introduction : objectif des essais et méthodologie.....	34
2. Structure et banc d'essais	35
2.1. La structure	35
2.1.1. Deux murs non-renforcés	35
2.1.2. Murs renforcés.....	41
2.1.2.1. Méthodes de renforcement des structures en maçonnerie	41
2.1.2.2. Renforcement de murs maçonnés par matériaux composites TFC	45
2.2. Banc d'essai et instrumentation	49
2.2.1. Instrumentation.....	50
2.2.2. Méthode de corrélation des images (MCI).....	51
2.2.3. Technique d'identification modale – Méthode non destructive (MND).....	53
3. Caractérisation des matériaux constitutifs.....	56
3.1. Le mortier.....	56
3.1.1. Eprouvette cylindrique 14x7 cm ²	56
3.1.2. Eprouvette prismatique 4x4x16 cm ³	57
3.2. Bloc de béton	61
3.2.1. Bloc en compression	61
3.2.2. Module dynamique du bloc béton.....	63
3.2.3. Bloc en flexion 4 points	66
3.2.4. Caractérisation de l'assemblage bloc-mortier sous compression.....	69
3.3. Béton.....	72
3.4. Acier.....	73
3.5. Composite	74
3.5.1. Détermination des caractéristiques transverses du TFC	75

3.5.1.1. Expression du module hors axe	75
3.5.1.2. Détermination expérimentale des modules	75
3.5.2. Géométrie des éprouvettes	77
3.5.3. Essai de traction	78
3.5.4. Essai de compression	79
3.5.5. Conclusion.....	79
4. Résultats obtenus sur les configurations non renforcées	80
4.1. Les courbes charge/flèche.....	80
4.2. Les modes de ruptures	84
5. Résultats obtenus sur les configurations renforcées	89
5.1. Courbes de charge.....	89
5.2. Analyse de la rigidité	89
5.3. Modes de ruptures.....	91
6. Résultats issus de l'analyse par la corrélation des images.....	93
7. Conclusion.....	95
CHAPITRE 3.....	97
MODELISATION A L'AIDE DE LA MED DU COMPORTEMENT DE MURS EN MAÇONNERIE SOUMIS A DES CHARGEMENTS QUASI-STATIQUES PLAN OU HORS PLAN.....	97
A. Introduction	99
B. Méthode des éléments discrets dans 3DEC	101
1. Equation du mouvement des blocs	101
1.1. Blocs rigides.....	101
1.2. Blocs déformables.....	102
2. Contacts	104
2.1. Détection du contact	104
2.2. Mécanique du contact	106
3. Stabilité numérique.....	108
4. Amortissement.....	109
5. Remarques	109
6. La loi d'interface de Mohr-Coulomb.....	109
6.1. Comportement au cisaillement	110
6.1.1. Influence de la contrainte de pré-compression (σ)	111
6.1.2. Influence de la cohésion.....	112
6.1.3. Influence de l'angle de frottement (φ).....	112
6.1.4. Influence de l'angle de dilatance.....	113
6.2. Traction et compression uni-axiale.....	115
6.3. Critère de rupture.....	117
6.4. Conclusion	117
7. Torsion à l'interface.....	118
C. Validation de la méthode des éléments discrets : le cas de maçonneries à joint sec .	123
1. Les cas de sollicitations dans le plan	123
1.1. Cas d'une perte de condition aux limites	123
1.1.1. Essais INSA.....	123
1.1.2. Etude de N. Bicanic.....	126
1.2. Le cas d'un chargement combiné : cisaillement et compression.....	129
1.3. Conclusion	134
2. Maçonnerie soumises à chargements hors plan.....	135

D. Structures en maçonnerie avec joint mortier	141
1. Le cas de chargements plan – Chargement combiné : cisaillement et compression	141
2. Maçonnerie soumise à chargement hors plan.....	146
2.1. Flexion dans une direction	146
2.2. Flexion dans deux directions sans murs de refend.....	148
2.2.1. Validation du modèle – Cas sans ouverture	148
2.2.2. Vérification par l’Eurocode 6.....	152
2.2.3. Influence des conditions aux limites	155
2.2.4. Validation du modèle – Cas avec ouverture.....	157
2.3. Flexion dans deux directions avec murs de refend	159
3. Discussion.....	162
E. Conclusion	162
CHAPITRE 4.....	164
MAÇONNERIE SOUS SOLLICITATIONS DYNAMIQUES : RESULTATS ET PERSPECTIVES.....	164
A. Introduction	166
B. MED et analyse modale de structures maçonnées.....	166
1. Introduction	166
2. Validation de la MED pour l’analyse modale	167
2.1. Le cas d’une colonne de joint sec (sans mortier).....	167
2.1.1. Validation	167
2.1.2. Influence du comportement du contact quant à l’analyse modale	170
2.2. Le cas d’une colonne avec mortier	172
2.2.1. Introduction	172
2.2.2. Structure	172
2.2.3. Résultats	174
3. Analyse modale par MED pour la structure en voûte	177
3.1. Structure	177
3.2. Résultats pour l’état non-endommagé	179
3.3. Résultats dans le cas endommagé	181
3.3.1.1. Niveau d’endommagement C1	182
3.3.1.2. Niveau d’endommagement C2, C3, C4.....	183
4. Evaluation de l’endommagement d’un voile maçonnée par méthode non-destructive..	185
4.1. Introduction.....	185
4.2. Essais et mise en œuvre	185
4.2.1. Dispositif	185
4.2.2. Position des accéléromètres et des points d’impact	185
4.3. Résultats.....	186
5. Conclusion	189
C. Maçonnerie et sollicitations de type sismique.....	190
1. Introduction	190
2. Méthodologie.....	190
2.1. Approche statique	190
2.2. Approche dynamique	191
3. Structure et banc d’essai	192
3.1. Structure.....	192
3.2. Banc d’essai : tests quasi-statiques	193

3.3. Banc d'essai : tests dynamiques.....	194
4. Matériaux.....	195
4.1. Caractéristiques des blocs de sucre.....	195
4.2. Caractéristiques de l'interface.....	195
4.2.1. Détermination de l'angle de frottement entre les morceaux de sucre.....	195
4.2.2. Angle de frottement entre bloc de sucre et la table inclinable.....	196
4.2.3. Angle de frottement entre les blocs et la toiture.....	196
5. Résultats.....	197
5.1. Essais statiques.....	197
5.1.1. Essais d'un mur simple.....	197
5.1.2. Essai d'un mur principale avec deux murs de refend.....	198
5.1.3. Maison carrée sans toiture.....	201
5.1.3.1. Structure.....	201
5.1.3.2. Résultats des essais.....	202
5.1.4. Maison complète avec toiture.....	204
5.2. Essais dynamiques de type harmonique.....	206
6. Résultats des simulations numériques.....	207
6.1. Essais statiques.....	207
6.2. Essais dynamiques.....	209
6.2.1. Exemple simple – Mouvement d'un bloc rigide.....	209
6.2.2. Mouvement harmonique.....	211
6.2.3. Discussion.....	213
6.2.4. Excitation sismique.....	213
D. Maçonnerie soumise à sollicitation de type impact.....	221
1. Structure et banc d'essai.....	221
2. Matériaux constitutifs et interfaces.....	225
2.1. Le mortier.....	225
2.2. La brique.....	225
2.2.1. Brique en compression.....	225
2.2.1.1. Tests qualitatifs.....	225
2.2.1.2. Module d'élasticité.....	226
2.2.2. Brique en traction par flexion.....	227
2.3. Comportement des joints secs.....	228
2.3.1. Banc d'essai.....	228
2.3.2. Résultats.....	229
3. Résultats.....	231
3.1. Le cas sans mortier.....	231
3.1.1. Test quasi-statique.....	232
3.1.2. Analyse modale.....	235
3.1.3. Test dynamique.....	237
3.2. Le cas avec mortier.....	240
E. Conclusions.....	244
CONCLUSION GENERALE.....	245
BIBLIOGRAPHIES.....	248

Résumé

Cette contribution, en s'appuyant sur expérimentation et modélisation numérique, vise à une meilleure compréhension du comportement de structures en maçonnerie. Nous traitons tout d'abord le cas des murs soumis à un chargement hors plan de type pression uniforme. Les applications en ingénierie sont multiples, par exemple le cas de la maison individuelle construite en montagne en zone bleu, zone où les structures sont susceptibles de subir un impact de type avalanche de neige ; ou encore le cas de la maçonnerie soumise à une pression latérale induite par une charge accidentelle telle qu'une explosion dans une zone Seveso ou plus généralement en ville suite à l'explosion d'une conduite de gaz. Notre étude se confine au cas quasi-statique, l'objet étant une meilleure compréhension du comportement d'un mur en maçonnerie soumis à pression latérale uniforme. Nous avons aussi testé différentes configurations de renforcement par matériau composite. Puis nous évaluons pas à pas, les possibilités de la modélisation via la méthode des éléments discrets (DEM). Des essais judicieusement choisis, maçonnerie à joint sec ou mortier, nous permettent d'en évaluer les pertinences et les limites. Nous abordons ensuite sur maquettes, les essais sous charge ponctuelle hors plan en quasi-statique et le cas de l'impact en dynamique, puis nous traitons des essais vibratoires et des sollicitations dynamiques harmoniques. La modélisation DEM est aussi évaluée dans certains cas tels que les vibrations et les sollicitations modales, voir l'application d'une sollicitation sismique unidirectionnelle. L'étude des sollicitations dynamiques est limitée à la vibration et l'impact, plus facile à gérer en laboratoire que les essais dynamiques de « type souffle », non ici abordés mais que nous mettons en perspective.

Abstract

The study, based on experiments and numerical modeling, discusses the behavior of masonry walls in the loading case of a uniform out of plane pressure. Engineering applications are multiple, for example the case of detached house built on mountain in blue area, where structures are liable to undergo an impact of snow avalanche type; or the case of masonry subjected to lateral pressure induced by accidental load such as an explosion in Seveso area or more generally in city following the explosion of a gas pipeline. Our study allows, first 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, and secondly to estimate the improvements in terms of global behavior when the structure is reinforced by Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) layers. Then, discrete element method (DEM) is illustrated by applications to various masonry problems from simple to more complicated, where in plane loading, out of plane loading, or both, are considered. This modeling allows us to evaluate the pertinence and limitations of DEM in masonry structure. Finally we discuss the dynamic tests, with the case of impact, easier to manage in laboratory than the testing dynamic "blast type" that we will put into perspective.

Introduction générale

La matière n'est continue qu'à un certain niveau, une certaine échelle. A l'échelle qui peut appréhender la texture, on constate la nature discrète et donc la discontinuité caractérisant le milieu. La maçonnerie en est un parfait exemple. A l'échelle géométrique caractéristique de la structure, telle que la largeur ou la hauteur, le milieu peut être estimé continu, si l'on zoome sur des échelles plus petites on découvre l'échelle de la brique et intrinsèquement celle du joint mortier. Si l'on pousse le zoom au-delà, on découvrira d'autres longueurs caractéristiques, celle du granulat constituant le bloc béton, ou celle du grain de sable constituant le joint de mortier, et au-delà celle du grain de ciment, voir des interfaces entre la brique et le joint, ou entre briques pour la maçonnerie à joint sec. Interfaces non forcément reliées à de la matière mais qui sont le siège d'interaction traduisant les forces moléculaires (certains parlent de troisième corps par exemple en tribologie). La nature discrète des milieux est aujourd'hui indiscutable, recourir à toutes les échelles présentes n'est cependant pas une nécessité lorsqu'on veut en représenter le comportement, jusqu'à la manifestation de l'échelle caractéristique qui pilote le phénomène caractéristique que l'on veut étudier. Ainsi le comportement global d'un mur maçonné sous charge de compression ou de flexion ne nécessitera dans une première phase de réponse (écrasement global, déplacement hors plan global) qu'une approche homogénéisée. L'apparition des fissures entre les briques, à l'échelle des joints, nécessitera par contre de prendre en considération la nature discrète du milieu, le joint mortier devra donc être pleinement différencié du reste pour pouvoir y localiser en tant voulu (critère à définir) la déformation. Ceci montre donc que la MED (Méthode des éléments distincts ou discrets) pourrait être la solution si l'on veut estimer sans trop de difficultés le comportement à l'état ultime (fissures, ruptures, déchaussement de blocs) d'une structure en maçonnerie.

L'objet de cette thèse peut se décliner à plusieurs niveaux :

- Celui tout d'abord de contribuer à mieux connaître, via l'expérimentation, le comportement d'un mur en blocs de béton creux lorsque soumis à un chargement hors plan de type pression uniforme. Les applications en ingénierie sont multiples. Tout d'abord, la maison individuelle construite en montagne, plus précisément en zone bleue, zone où les structures sont susceptibles de subir un impact de type avalanche de neige. Ou encore le cas de la maçonnerie soumise à une pression latérale induite par une charge accidentelle, tel qu'une explosion en zone Seveso ou plus généralement en ville suite à l'explosion d'une conduite de gaz. Notre étude vise donc à une meilleure compréhension du comportement en quasi-statique d'un mur en maçonnerie sous charge hors plan de type pression uniforme. Puis nous étudions l'apport d'un renforcement par matériau composite de type TFC (Tissu de fibres de carbone). Pour ce premier volet, nous recourons à des essais, qui nous permettent de caractériser les différents comportements non linéaires jusqu'à l'état ultime (fissuration, propagation, rupture).
- Au-delà d'une contribution qui vise à enrichir la base de données expérimentale, qui reste somme toute assez limitée, pour ce qui est des murs maçonnés sous sollicitations hors plan, nous nous proposons aussi d'évaluer pas à pas, les possibilités de la modélisation DEM (Discret Element Method). Des essais judicieusement choisis, issus de la littérature ou proposés et conduits dans le cadre de cette thèse, et de complexité croissante, nous permettent d'en évaluer les pertinences et les limites.
- Puis nous abordons les sollicitations dynamiques, au travers d'essais menés sur maquettes, d'abord le cas des vibrations et des sollicitations harmoniques ou

modales. Les maquettes ne sont certes pas représentatives des structures réelles, mais l'idée est de disposer d'une batterie d'essais qui nous permettent ensuite de recourir à leur modélisation via la MED pour évaluer à nouveau les performances de ce type d'approche.

- Enfin nous traitons de l'impact. Un banc de type pendule de mouton est monté et qualifié, des essais d'impact pour différentes vitesses d'impact sont menés. Ces essais permettent de mettre en exergue différentes échelles de dommages, dont certaines peuvent être théoriquement appréhendées par la MED, telles que les ruptures de joints localisées au droit de l'impact, mais aussi la propagation des fissures le long des joints avec in fine un maillage en adéquation avec les lignes de rupture. D'autres dommages, tel que l'écaillage, nécessiteront d'autres échelles, beaucoup plus fines que les grandeurs géométriques naturellement décrites par la DEM et en phase avec les éléments constitutifs des murs maçonnés. La modélisation de ces essais n'est pas ici menée, nous la mettons en perspective, ainsi que l'étude plus complexe en laboratoire de l'effet d'un souffle ou Dirac de pression.

Le présent mémoire est structuré en quatre chapitres et une conclusion.

Un premier chapitre constitue un état de l'art pour ce qui est des chargements hors plan. Il rappelle de façon succincte les résultats essentiels et nous permet de décliner nos objectifs.

- enrichir la base de données expérimentale, qui reste somme toute assez limitée, pour ce qui est des sollicitations hors plan
- jauger de la pertinence de la modélisation discrète pour ce type de chargement. Ceci implique on le verra de se poser la question de la pertinence de la MED pour les structures maçonnées en général, nous amenant à nous poser la question de la maçonnerie à joint sec ou avec joint mortier, dans le cas de chargement plan ou hors plan.

Le deuxième chapitre porte sur l'étude expérimentale de murs en blocs de béton, soumis à une incrémentation quasi-statique d'un champ de pression hors plan. L'effet des conditions aux limites et des murs de refend, qui correspondent aux dispositions constructives classiques, sont étudiés. Le renforcement par matériau composite est proposé. Les essais de caractérisation des matériaux constitutifs, ainsi qu'une instrumentation conséquente des essais sur murs, permettent de disposer de résultats quantitatifs très complets. Couplés à l'analyse qualitative, visuelle et par corrélation des images, de l'initiation et de la propagation des dommages, ces résultats confortent une base de données expérimentales susceptibles d'alimenter la modélisation numérique.

Le troisième chapitre traite de la modélisation DEM. Nous y suivons la même structuration que le chapitre 2, nous avons effectivement pris le parti de faire état au niveau de chaque chapitre des contributions clés afférant au thème que l'on veut ici traiter, puis nous développons notre contribution. Ainsi les principes de calculs de la méthode des éléments distincts sont rappelés, puis nous simulons divers cas, depuis la maçonnerie à joints secs jusqu'au cas de la présence de joints mortiers, aussi bien pour des chargements plan que hors plan. Ces diverses configurations, aussi bien pour des essais menés dans le cadre de notre contribution que pour des essais issus de la littérature, nous permettent in fine de conclure à la robustesse de la méthode dans le cas de chargement plan, et à sa pertinence, moyennant des choix appropriés des paramètres de modélisation, dans le cas d'un chargement hors plan.

Le quatrième chapitre traite de l'expérimentation en dynamique. Avant de tester les sollicitations harmoniques, nous traitons le cas des vibrations. Le choix de ce cas n'est pas anodin : au-delà de la perspective d'utiliser les fréquences et modes caractéristiques comme indicateurs de dommages, le calcul sous sollicitation sismique nécessite d'appréhender ces caractéristiques. Par ailleurs la MED n'est pas explicitement adaptée comme la MEF à ce type d'études. La nécessité du calcul des modes propres et fréquences associées est donc une question légitime, à partir du moment où la maçonnerie est à joint mortier ou autre, ou dans le cas d'une précontrainte initiale suffisante dans le cas d'une maçonnerie à joints secs. Nous menons aussi étudié le cas de sollicitations harmoniques, à fréquence variable, ce qui permet de caractériser la fréquence induisant l'effondrement, mais aussi les modes d'effondrement. Les maquettes bien que non représentatives du point de vue des principes rigoureux de similitude, permettent cependant d'évaluer les modes constructifs, tels que la présence de murs de refend ou d'une toiture. Au-delà, ces essais servent essentiellement à interroger la modélisation de type MED, sachant que les caractéristiques essentielles des matériaux constitutifs sont proprement déterminées. Puis nous abordons le cas de l'impact dynamique, essentiellement expérimentalement, à l'aide d'un pendule de mouton. Nous mettons en exergue les différents endommagements, ceux en adéquation avec la théorie des lignes de rupture inhérente à l'approche quasi-statique, et d'autres, essentiellement reliés à la nature dynamique du chargement, tel que l'écaillage ou le déchaussement localisé d'une brique constitutive. Les premiers peuvent être appréhendés sans difficulté par la MED, l'écaillage mettant en exergue des longueurs caractéristiques bien plus fines que celles généralement modélisées par la MED, dans le cas de la maçonnerie, ne peut être capturé.

Enfin une conclusion rappelle nos contributions essentielles, et évoque quelques axes de développement à envisager dans le prolongement de cette étude.

Chapitre 1

Comportement mécanique de structures maçonnées soumises à des chargements hors plan

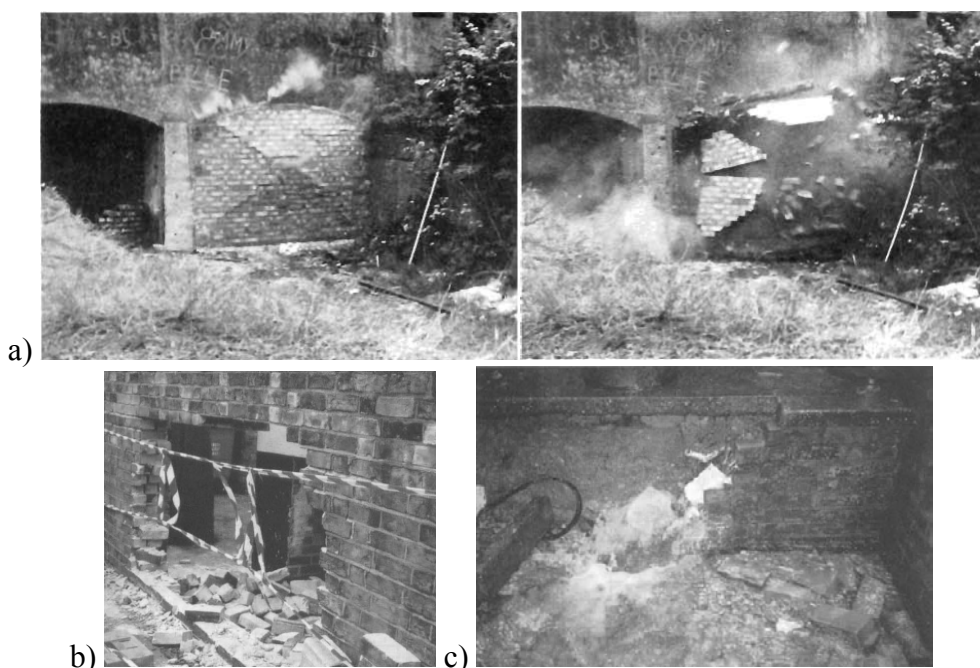
Sommaire

1. Introduction	18
2. Flexion uni-axiale	19
3. Flexion bi-axiale	24
4. Conclusion	29

1. Introduction

Les comportements de structures en maçonnerie peuvent être classés en fonction principalement de deux cas de charge que l'on considère comme caractéristiques. Il s'agit du cas où l'élément de structure est chargé dans son plan, cas dit « plan », et celui où la sollicitation lui est orthogonale, cas « hors plan ». La littérature est très abondante pour ce qui est du premier cas, autant pour ce qui est de l'expérimentation que, bien que dans une moindre mesure, pour ce qui est de la simulation numérique ou analytique. La cause essentielle, est que tout simplement, à l'origine, les structures maçonnées ont été conçues pour résister essentiellement dans leur plan, ou même à transformer des chargements hors plan en distribution de contraintes de membrane (effet de voute pour les arcs ou poutres courbes). Parmi les travaux récents qui ont permis des avancées significatives en termes d'interprétations des essais et donc de modélisation numérique, nous citerons les travaux de Lourenço [LOU 1996] qui traitent principalement des cas de charge dits plan. Nous reprendrons plus en détails ses travaux ainsi que d'autres au niveau du chapitre 2, bien que l'objet de cette thèse soit essentiellement l'étude des cas de charge hors plan. Dans ce premier chapitre, nous faisons un état de l'art, sur la question du comportement de structures en maçonnerie sous chargement hors plan.

Le comportement des murs en maçonnerie soumis à des chargements hors plan est un des grands défis dans la construction des structures maçonnées. La résistance à la flexion de la maçonnerie a été investie essentiellement en relation à la résistance des panneaux ou murs sous charges dues au vent. Cependant, en dehors de l'effet du vent qui fut la préoccupation première, l'effet de flexion peut être induit dans diverses configurations de sollicitations. Par exemple en lien avec les catastrophes naturelles, comme les séismes, les inondations, les avalanches de neige ou de boue suite à un glissement de terrain, la pression latérale induite par un mur d'eau comme un tsunami. Ou alors dans le cas de sollicitations accidentelles, comme l'explosion, d'une conduite de gaz, d'une usine ou d'un silo en site Seveso, ou due à une attaque terroriste, et enfin les impacts de véhicule en ville, ou plus généralement d'un projectile (Fig. 1.1).



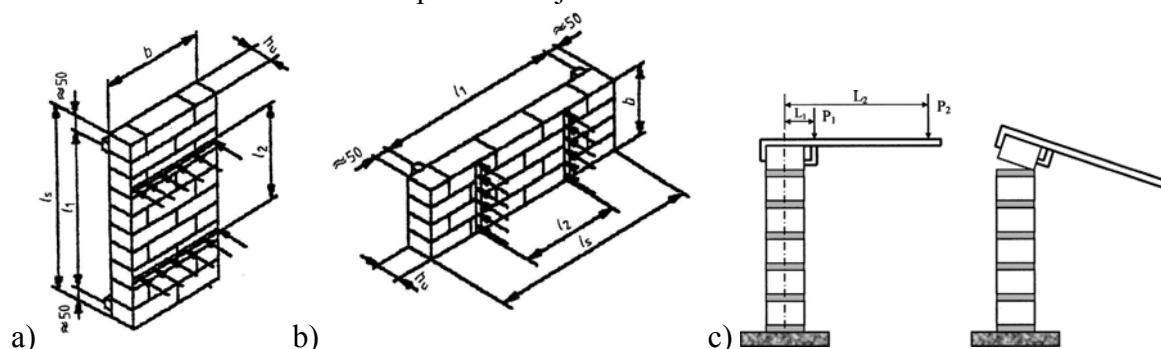


d) Fig. 1.1. Endommagement de murs maçonnés : a) explosion gaz [THO 1971] ; b) impact voiture : Cambridge, Angleterre, décembre 2001 [KEL 2003] ; c) inondation : Malton, Angleterre, novembre 2000 [KEL 2003] ; d) pression de sol sur un mur de soutènement en pierre sèche [COL 2009].

Pour ces cas de charges, peu de travaux existent dans la littérature comme notre synthèse bibliographique le montrera plus bas, que ce soit au travers d'approche simplifiée privilégiant l'analyse en quasi-statique, ou via des essais ou des simulations en dynamique intégrant toute la complexité des comportements à l'échelle des matériaux constitutifs et de la structure.

2. Flexion uni-axiale

Le comportement hors plan est essentiellement une conséquence du comportement dans le plan. En effet, un exemple simple, la résistance d'une poutre sous flexion 3 ou 4 points est la conséquence de la résistance à la traction par flexion. Normalement, la résistance à la traction par flexion est plus importante que celle obtenue sous traction directe. Le comportement non-linéaire de maçonneries sous traction directe a été étudié par Pluijm [PLU 1997]. Il est noté que le comportement hors plan est considéré plus fragile que celui dans le plan, et donc plus difficile à caractériser expérimentalement mais aussi numériquement comme on le verra plus bas. En dehors des techniques classiques comme les tests sous flexion 3 ou 4 points (Fig. 1.2ab), une autre technique dite « bond-wrench » est aussi utilisée dans la pratique (Fig. 1.2c) [HUG 1980] pour caractériser la résistance sous flexion des maçonneries. Se basant sur la méthode du moment de flexion en tête de muret, le test « bond-wrench » nous permet en fait de déterminer la résistance à la rupture d'un joint de muret.



a) Test flexion 4 points (Eurocode 6) [EUR 2003] : Plan de rupture parallèle au lit de pose (flexion horizontale) ; b) Test flexion 4 points (Eurocode 6) : Plan de rupture perpendiculaire au lit de pose (flexion verticale) ; c) Test dit « bond-wrench ».

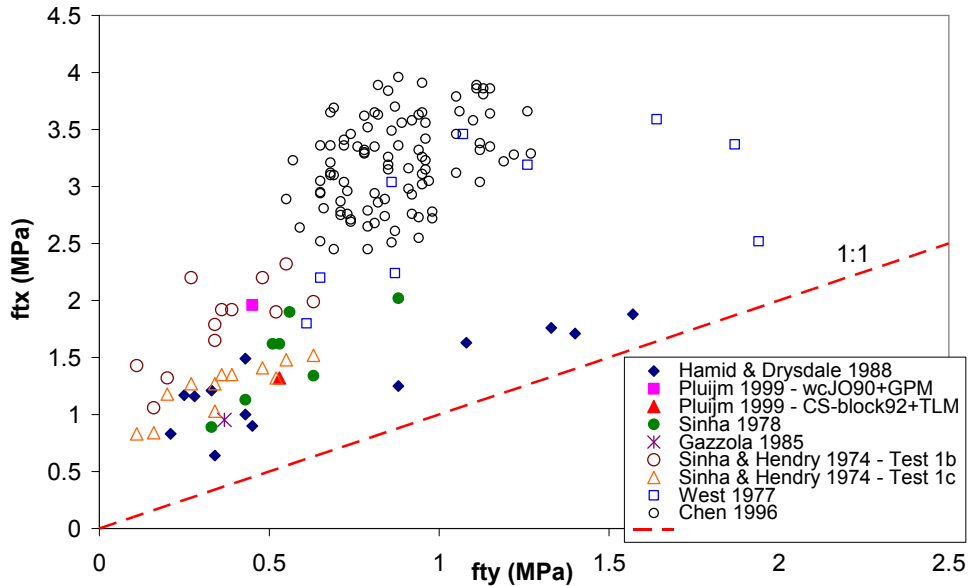


Fig. 1.3. Résistance à la flexion uni-axiale selon les deux plans de rupture.

Les comportements hors plan peuvent être finalement classés selon trois catégories: le cas de la flexion uni-axiale, la flexion bi-axiale, et la combinaison membrane/flexion. Les techniques présentées précédemment sont utilisées essentiellement pour caractériser la flexion uni-axiale. Cette dernière est étudiée principalement dans deux directions : flexion avec plan de rupture parallèle au lit de pose (flexion horizontale - f_{ty} Fig. 1.2a) ou avec plan de rupture perpendiculaire au lit de pose (flexion verticale - f_{tx} Fig. 1.2b). La résistance est évidemment différente dans ces deux directions, et généralement, la résistance à la flexion verticale est plus grande que celle horizontale. Le ratio des résistances à la flexion dans deux directions a été étudié par [HEN 1990]. Nous proposons ci-après une synthèse des résistances à la flexion dans deux directions en se basant sur les études de la littérature. Les résultats regroupés à la Fig. 1.3 sont issus d'essais réalisés entre 1974 et 1999 [SIN 1974] [GAZ 1975] [WES 1977] [SIN 1978] [HAM 1988] [CHE 1996] [PLU 1999].

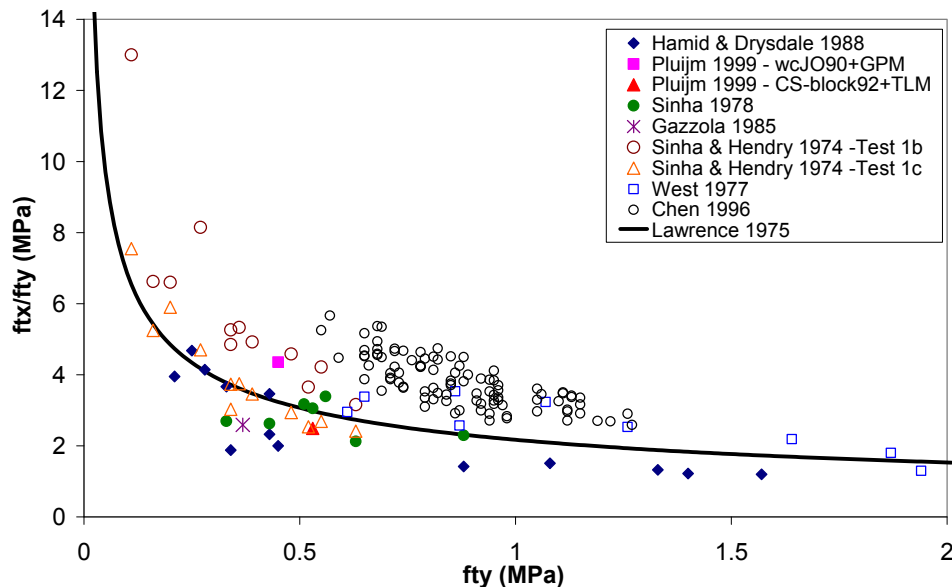


Fig. 1.4. Résistance à la flexion uni-axiale selon les deux plans de rupture.

Ces résultats bien que ne synthétisant pas tous les essais disponibles dans la littérature, nous permettent de constater une variabilité significative du ratio des résistances dans les deux directions caractéristiques. On peut cependant confirmer que f_{tx} est supérieur à f_{ty} car tous les points sont à gauche de la diagonale $y=x$ Fig. 1.3. Si on observe le ratio f_{tx}/f_{ty} en fonction de f_{ty} , une tendance à la diminution, lorsque f_{ty} augmente, est remarquée (Fig. 1.4). [LAW 1975]

a proposé une formule empirique $f_{tx} / f_{ty} = \sqrt{2} f_{ty}$ qui semble traduire assez correctement cette tendance (Fig. 1.4). Par contre, cette formule s'écarte des résultats pour certains points, en particulier le comportement de la maçonnerie dans la direction de la flexion verticale est très complexe. En effet, pour la flexion horizontale, on n'observe qu'un seul mode de rupture, la ligne de fissure apparaît dans les joints d'assises (joints horizontaux) (Fig. 1.5a). Tandis que pour la flexion verticale, deux modes de rupture, qui dépendent des résistances relatives des constituants de la maçonnerie, sont possibles. Le premier traduit une rupture ou « ligne de fissure » en adéquation avec une vision homogénéisée du milieu (Fig. 1.5c), l'hétérogénéité du milieu n'est pas mise en exergue. Le second se traduit par une ligne de rupture en escalier ou en « step », sous forme de zigzag ou forme denté (Fig. 1.5b). Ce second mode traduit clairement la discontinuité du matériau, l'échelle de la brique constitutive et celle du mortier sont clairement identifiées. Pour les murs dont la résistance d'adhérence du mortier est relativement forte par rapport à la résistance des briques constitutives, la ligne de rupture va avoir tendance à apparaître comme une fissure verticale au travers des briques et des joints verticaux (Fig. 1.5c). La rupture de type « step » alterne la propagation de fissure le long d'un joint vertical puis le long d'un joint d'assise (Fig. 1.5b).

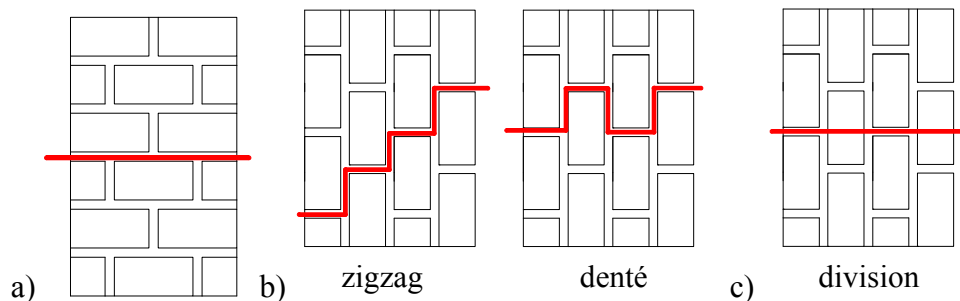


Fig. 1.5. Modes de rupture sous flexion uni-axiale : a) flexion horizontale ; b) flexion verticale (zigzag, denté) ; c) flexion verticale (division) [GAZ 1986]

[WIL 2004] a décrit dans ses travaux, et de façon globale, le comportement de maçonneries sous flexion verticale. Contrairement à la flexion horizontale, la rupture de joint d'assise dans la flexion verticale, est probablement liée au cisaillement par torsion, et n'est pas liée à la rupture par traction, ainsi les effets frictionnels, du fait du cisaillement, contribueront à la résistance post-ultime. La contrainte de confinement, induite par le poids propre et la charge axiale ou verticale, peut substantiellement augmenter la résistance à la torsion développée sur les joints d'assises. Lorsque la « ligne de fissure » se produit, la résistance à la flexion s'opère selon deux mécanismes comme décrit à la Fig. 1.6a: la résistance à la traction par flexion des joints verticaux (mécanisme 1) et module latérale de rupture des briques (mécanisme 2). Deux mécanismes contribuent à la résistance à la rupture, qui apparaît le long d'une ligne de fissure de type step, comme présenté Fig. 1.6b. Il s'agit de la résistance à la traction par flexion des joints verticaux (mécanisme 1), et la capacité de torsion et de frottement (post-ultime) des joints d'assises (mécanisme 3).

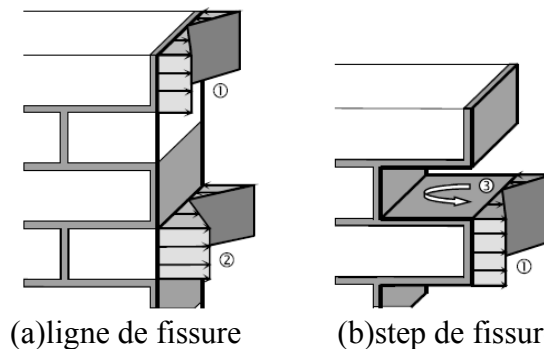


Fig. 1.6. Mécanisme de rupture due à la flexion horizontale uni-axiale [WIL 2004].

La réponse charge/flèche caractérisant le comportement de la maçonnerie soumise à une charge P qui cause la flexion verticale, se compose d'une réponse élastique linéaire jusqu'à l'apparition de la fissuration qui commence dans les joints verticaux (Fig. 1.7) [WIL 2004]. La charge associée à cette fissuration est notée P_1 . Cette résistance P_1 (correspond à une petite déflexion Δ_1) est contrôlée par la résistance à la flexion des joints verticaux. Dès que la pente au point P_1 est atteinte, la déflexion Δ_1 augmente et correspond au progrès de la fissuration des joints verticaux. Le comportement charge/déflexion dans cette étape est plutôt contrôlé par la torsion dans les joints d'assises. La charge continue à augmenter jusqu'à la résistance ultime P_u , avec la déflexion Δ_u . En ce point, un mécanisme complet est développé, soit par la rupture par torsion du joint d'assise, soit par la fracture des briques, il s'ensuit une réduction de la capacité portante jusqu'à atteinte de la charge résiduelle P_f pour une déflexion Δ_f . La capacité résiduelle due à la résistance au frottement des joints d'assises et proportionnelle à la contrainte de compression que subit la section. Néanmoins, pour la rupture de type « ligne de fissure », la capacité résiduelle vaut $P_f = 0$ puisqu'aucun joint d'assise ne participe dans le mécanisme. On peut trouver une analyse similaire, pour la réponse idéale sous flexion verticale uni-axiale, dans les études de [DRY 1994] [CHE 1996][PLU 1999].

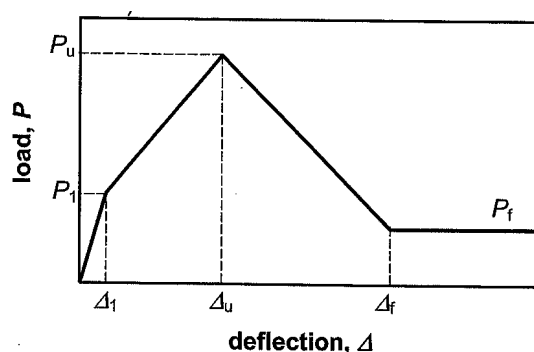


Fig. 1.7. Réponse idéale sous flexion horizontale uni-axiale [WIL 2004].

L'effet de torsion est un facteur important qui influence notablement la résistance ultime dans le cas de la flexion verticale (ou on peut dire aussi l'effet de cisaillement par torsion) dans les joints d'assises (mécanisme 3). Par contre, très peu d'études abordent la caractérisation de cet effet. [WIL 2004] a réalisé des essais sur deux briques assemblés par un joint d'assises de mortier soumises à une torsion, ce afin d'estimer la résistance au cisaillement des joints. Cette couche de mortier est réduite au centre des briques avec une longueur égale au quart de la longueur totale de la brique (Fig. 1.8a). Ces spécimens sont soumis à des niveaux variés de pré-compression combinée avec un moment de torsion appliqué autour du centre du joint d'assise. Ces essais ont permis d'obtenir une équation empirique qui montre que la contrainte maximale de cisaillement par torsion τ_b , d'un joint d'assise, est liée à la résistance à la flexion par traction f_{mt} , et à la contrainte de compression, σ_v : $\tau_b = 1,6f_{mt} + 0,9\sigma_v$. Autrement dit, la contrainte maximale de cisaillement par torsion τ_b , augmente avec la résistance à la flexion par traction f_{mt} , et avec l'état ou contrainte de compression.

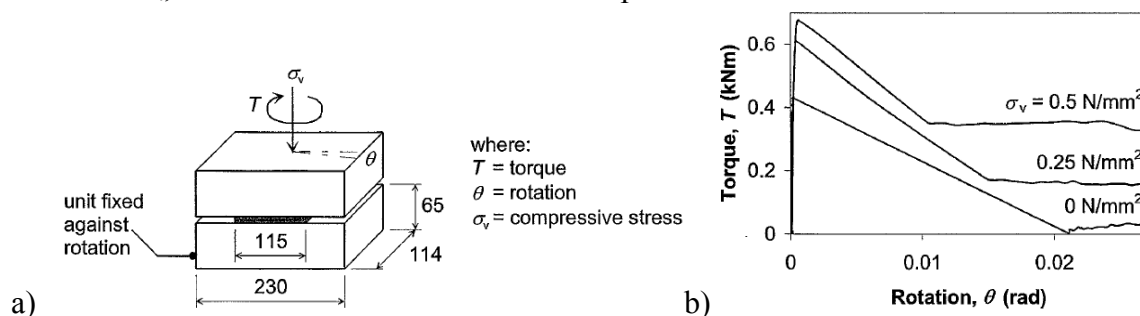


Fig. 1.8. Essai de torsion : a) banc d'essai ; b) comportement du joint d'assise [WIL 2004].

Les études de [MAS 2007][SCH 2008][SCH 2010], ont permis de mieux comprendre le comportement à la torsion d'un joint. Dans ces études, la section transversale des spécimens

est axisymétrique annulaire, ce qui plus en adéquation avec la nécessité d'une uniformité de contrainte, nécessaire à l'étude d'une loi de comportement. La courbe insérée Fig. 1.9b traduit le comportement non linéaire du joint de mortier, on constate que la rigidité décroît progressivement en fonction de l'accroissement du moment de torsion jusqu'à s'annuler à l'atteinte du moment de torsion ultime. Par contre, la fissuration n'est généralement pas visible jusqu'à l'atteinte du plateau associé au torseur maxi. Cette observation est fondamentale, car ces résultats se distinguent du comportement observé dans les études de [PLU 1993] [ABD 2006] [GAB 2006]. Ces essais menés sur des sections rectangulaires (essai le plus courant) le comportement non linéaire pré-pic n'est pas constaté. En effet pour ces études (Fig. 1.9b), la rigidité des joints est quasi linéaire jusqu'à l'atteinte de la contrainte ultime. Un adoucissement de la réponse est ensuite constatée, jusqu'à l'atteinte d'un plateau de glissement frictionnel résiduel (Fig. 1.9b).

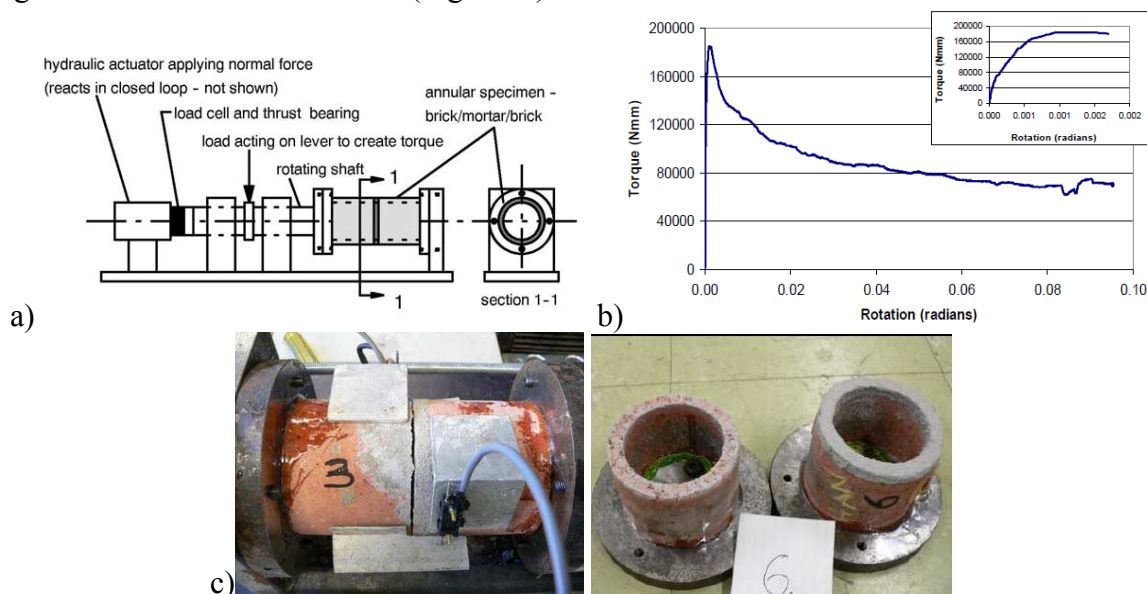


Fig. 1.9. Essai de torsion [MAS 2007] : a) banc d'essai ; b) comportement du joint d'assise ; c) spécimens.

Le dernier point à discuter dans le comportement de flexion uni-axiale de la maçonnerie est celui concernant ses propriétés élastiques. La majorité des études expérimentales menées, consistent à déterminer la résistance à la flexion obtenue à la rupture, ainsi les propriétés élastiques sont ignorées. Il n'y a que très peu d'études qui caractérisent ces propriétés. [LAW 1974] indique que le module d'élasticité de flexion est indépendant de la résistance ultime. La configuration de chargement n'a pas un effet important sur les mesures dans le domaine de l'élasticité bien qu'elle ait une influence importante sur les mesures de capacité ou résistance. Le module d'élasticité de la maçonnerie sous flexion s'avère être orthotrope mais avec une forte dépendance au type de brique. Le manque de résultats expérimentaux ne nous permet pas d'estimer clairement le comportement sous flexion uni-axiale dans le domaine élastique (Fig. 1.10). Assez récemment, [CEC 2005] a proposé, en ayant recours à la MEF, une estimation du module d'élasticité sous flexion exprimé à l'aide du ratio E_b/E_m (E_b , module d'élasticité du bloc ; E_m , module d'élasticité du mortier).

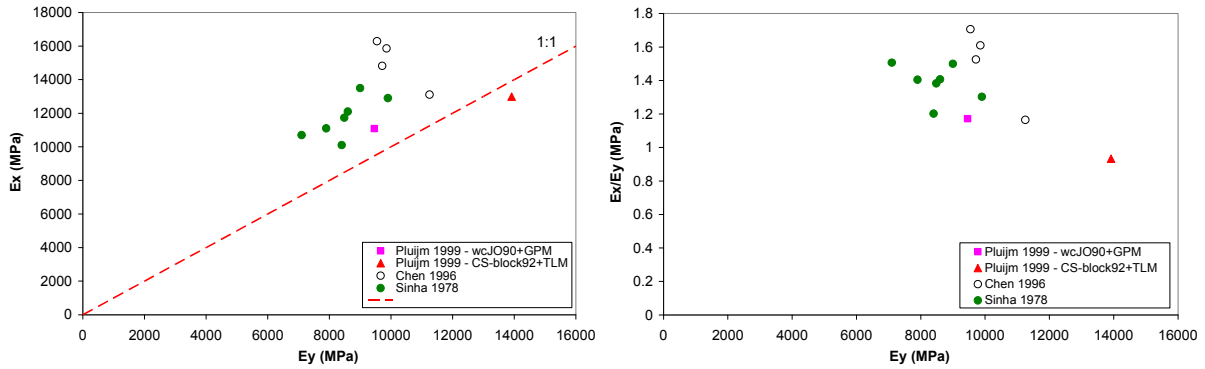


Fig. 1.10. Module d'élasticité sous flexion uni-axiale.

L'anisotropie est ainsi clairement mise en exergue.

3. Flexion bi-axiale

Un mur travaille à la flexion bi-axiale lorsqu'il est en appui sur 3 ou 4 de ses extrémités ou bords (Fig. 1.11) [DRY 1988], ou bien lorsqu'il porte sur 2 bords adjacents. Le mécanisme de rupture des murs sous flexion bi-axiale est très complexe car sous cette condition de charge, la distribution du moment de flexion n'est pas monotone mais varie à travers le panneau. Les modes de rupture caractéristiques dépendent des dimensions du panneau, des conditions aux limites, ainsi que des résistances relatives des unités (briques, blocs) et joint d'adhésion ou mortier.

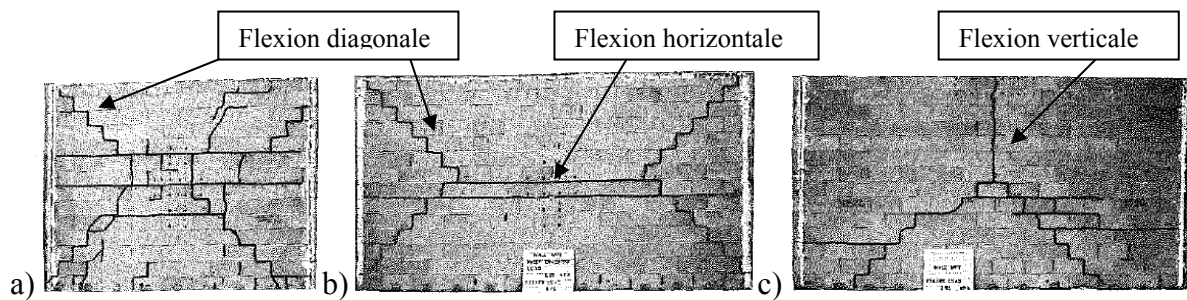


Fig. 1.11. [DRY 1988]

Afin de simuler le chargement uniformément distribué, la méthode classique utilisée est un système de « Christmas tree » illustré à la Fig. 1.12 [AND 1976]. Ce système se compose d'un servo-vérin, d'une série de poutrelles et de fils afin d'appliquer les mêmes charges sur la surface du mur. La deuxième méthode, souvent utilisée souvent dans les études récentes, consiste en un système de coussins d'air ou de coussins hydrauliques. Ce système peut être amélioré pour simuler une pression cyclique [GRI 2007b] (Fig. 1.13a) ou même être utilisé directement in situ sur les structures réelles [HOS 2011].

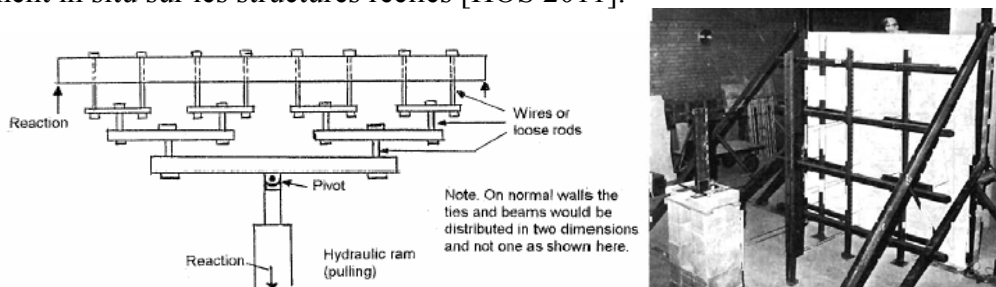


Fig. 1.12. Système de charge «Christmas tree» [AND 1976]

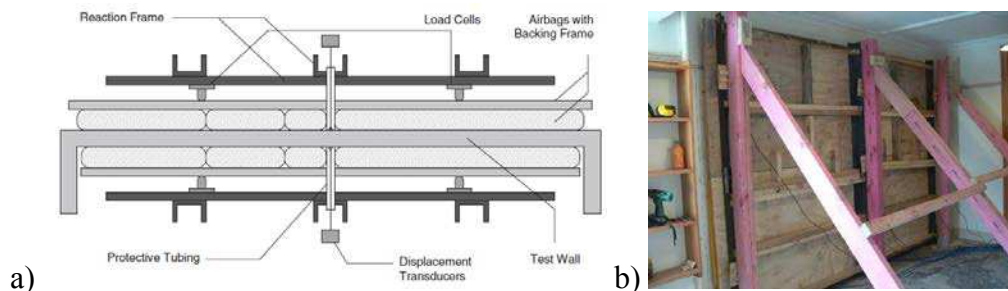


Fig. 1.13. a) Système de charge cyclique à l'aide de coussins gonflables [GRI 2007b]
 b) Système de charge in-situ à l'aide de coussins gonflables [HOS 2011]

Pratiquement, la plupart des murs supportés sur 3 ou 4 bords subissent ainsi une combinaison de flexion verticale et horizontale. En conséquence, en sus des risques d'apparition des modes de rupture comme pour la flexion horizontale ou/et flexion verticale, comme observé précédemment dans la partie flexion uni-axiale, un autre mode de rupture due à la combinaison des deux flexions horizontale et verticale peut être engendré, nommé flexion diagonale, il émane des coins des panneaux du mur (Fig. 1.11 & Fig. 1.14a). La résistance du mur est fortement influencée par la capacité de flexion le long des lignes de fissure diagonales. Selon [GRI 2005], la résistance ultime, associée aux mécanismes de rupture le long d'une ligne de fissure diagonale, est fonction de plusieurs mécanismes décrits Fig. 1.14b. Ces mécanismes sont associés à : la résistance à la traction par flexion des joints verticaux (mécanisme 1), la capacité de torsion des joints d'assises (mécanisme 2), la capacité de torsion des joints verticaux (mécanisme 3), et enfin la résistance à la traction par flexion des joints d'assises (mécanisme 4). A cause de l'action bi-axiale, avant fissuration, les mécanismes de torsion et de flexion se produisent simultanément. Après fissuration, la résistance est contrôlée par la capacité de frottement des joints d'assises. Un test sous flexion 4 points peut être utilisé pour caractériser la flexion diagonale de la maçonnerie [LAW 2005] [GRI 2005].

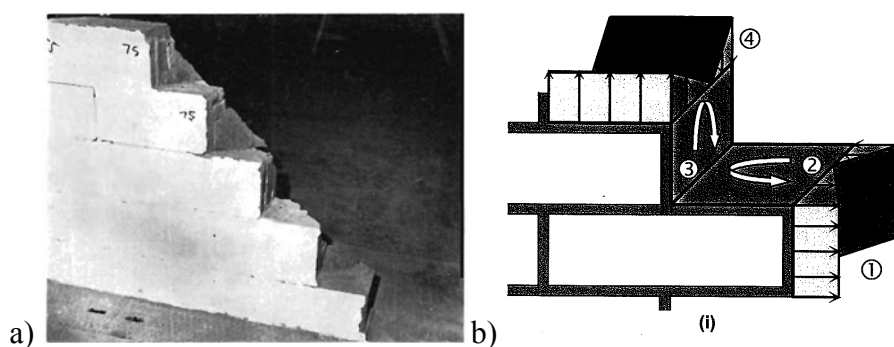


Fig. 1.14. a) Rupture diagonale observée [AND 1976]; b) Mécanismes de rupture diagonale [GRI 2005].

Pour les murs supportés sur 2 bords adjacents, il n'existe quasiment pas d'études disponibles dans la littérature car ce mode constructif ou condition de support n'est jamais retenu car non optimal. La Fig. 1.15a illustre le mode de rupture d'un mur sans mortier supportés sur deux bords adjacents. [ZUC 2008].

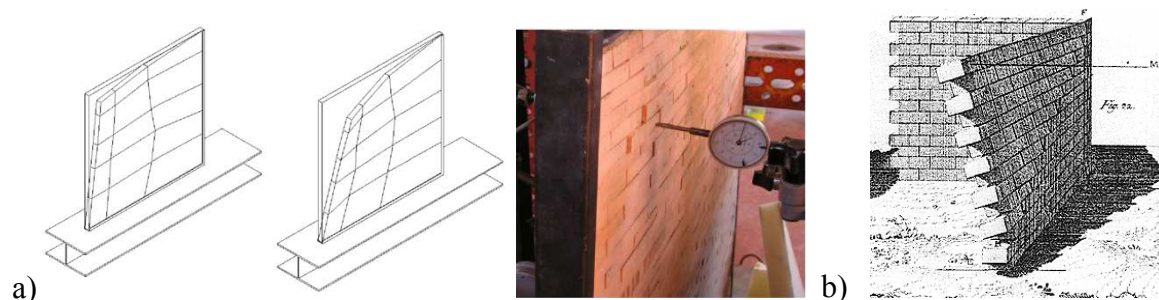


Fig. 1.15. Mécanisme d'effondrement d'un mur supporté sur deux bords adjacents : a) test de [ZUC 2008] ; b) proposé par Rondelet.

Pour les murs supportés sur 3 bords, la flexion va induire des contraintes principales dont l'amplitude et l'orientation varient en fonction de la position sur la surface et au travers de l'épaisseur. Lorsque les contraintes principales atteignent, pour certaines positions dans le mur, la résistance de la maçonnerie, la fissuration apparaît. [HEN 1973][AND 1976][ESS 1986][DRY 1988] [CHE 1996][KOR 2004] indiquent que cette première fissure propage immédiatement pour former un mécanisme, le mur ensuite ne développe qu'une faible résistance résiduelle due à l'effet équilibrant du poids propre. Ce mode de rupture correspond à la réponse charge/flèche illustrée à la Fig. 1.17a (courbe WF). Les modes typiques de rupture, illustré dans la Fig. 1.16, dépendent du ratio hauteur/longueur de panneau.

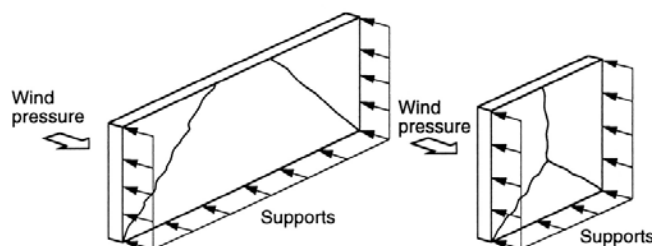


Fig. 1.16. Modes de rupture des murs supportés sur 3 bords [DRY 1994].

Pour les murs supportés sur 4 bords, une courbe charge/flèche caractéristique, montre une perte progressive de rigidité lorsque le chargement approche la résistance maximale du mur. La fissuration initiale dans les joints d'assises au milieu du mur a lieu longtemps avant l'atteinte du mode complet de rupture. En effet, la capacité de rotation de la maçonnerie dans le joint d'assise est bien moins importante que dans le joint vertical. La totalité de la charge engendrée après fissuration est insuffisante pour causer immédiatement la rupture du mur. Une augmentation de la charge est requise pour provoquer la rupture du mur. Les résultats des tests de [DRY 1988] pour des murs avec différents ratios L/H montrent que la pression à la fissuration initiale et à la rupture diminuent avec l'augmentation de la portée horizontale (la longueur L) (Fig. 1.17b).

Les résultats de la littérature ont montré que, pour les deux types de conditions aux limites (supportés sur trois bords et sur quatre bords), la géométrie du mur ou bien le ratio L/H (longueur/hauteur) influence fortement la résistance du mur. Pour montrer cette influence, et en se basant sur les études trouvés dans la littérature [LAW 1983][BAK 1973][DUA 1993][DRY 1988][CHE 1996][HEN 1973], on trace ci-dessous le diagramme qui met en exergue l'évolution de la courbe de charge et plus particulièrement de la charge de rupture du mur en fonction de L/H pour des murs appuyés sur leurs 4 extrémités Fig. 1.18 .

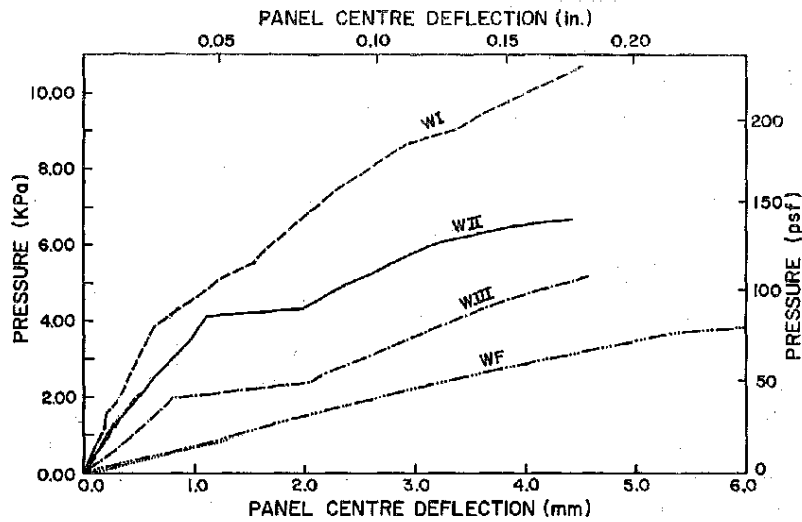


Fig. 1.17. Effet des conditions aux limites sur la réponse sous flexion uni-axiale de murs : a) supportés sur 3 bords (courbe WF) ; b) supportés sur 4 bords et pour différents ratios L/H (courbe WI, WII, WIII avec L/H=1,21 ; 1,79 ; 2,07) [DRY 1988]

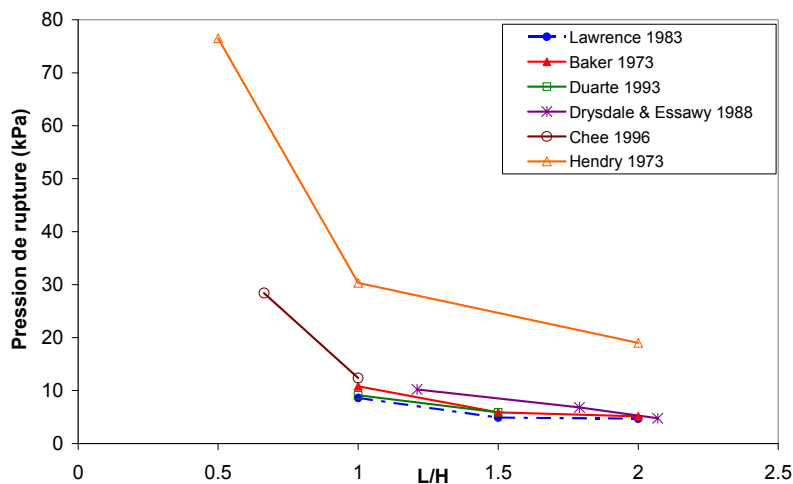


Fig. 1.18. Influence de L/H sur la pression ultime des murs appuyés sur 4 bords.

[CHE 1996] a instrumenté des murs à l'aide de jauges de déformation positionnées sur la face tendue et selon les deux directions. L'auteur a trouvé que les panneaux en maçonnerie possèdent à la fois une résistance qualifiée d'orthotrope (qui diffère selon la direction) et une rigidité orthotrope. La charge latérale appliquée diffuse selon la rigidité ou orthotropie de la maçonnerie. Par conséquent, le ratio du module d'élasticité dans les deux directions orthogonales, exerce une grande influence sur le comportement du panneau. La relation charge/déflexion du panneau de mur est linéaire jusqu'à la fissuration. Après la fissuration, le comportement devient non-linéaire, et cette non linéarité n'est pas due aux propriétés du matériau, mais à la fissuration dans la direction la plus faible (normalement c'est la direction de flexion horizontale). Après la fissuration, la charge est redistribuée de la direction la plus faible à la direction la plus forte jusqu'à la rupture du mur. La rupture se produit seulement quand la résistance dans la direction la plus forte atteint sa résistance ultime à la traction. [PLU 1999] est allé plus loin dans l'évaluation du comportement anisotrope de la maçonnerie sous chargement hors plan, en considérant des tests de flexion 4 points pour différentes orientations des joints (0°, 30°, 45°, 70°, 90°). La Fig. 1.19 illustre une série de test qui montre le comportement anisotrope de la maçonnerie testé par PLU. En réalité, une autre étude similaire été réalisé avant Pluijm par [GAZ 1986], mais il n'y a que Pluijm qui a mesuré

et reporté les diagrammes moment/courbure, quantifiant ainsi proprement les effets de l'anisotropie.

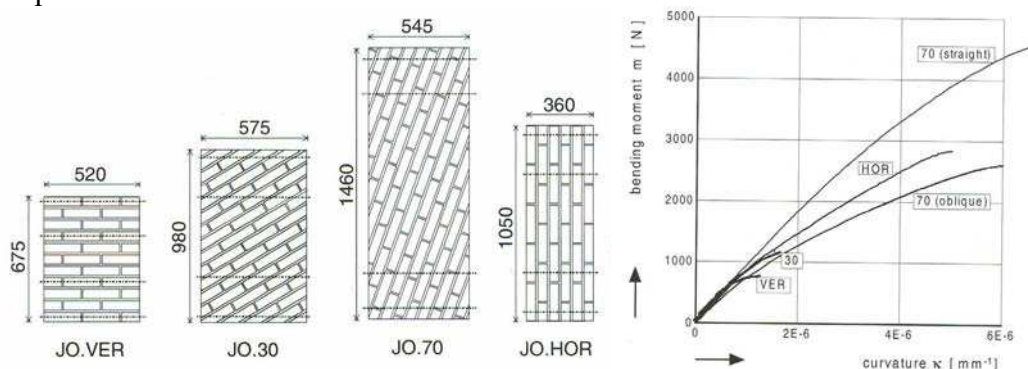


Fig. 1.19. Résultats des séries de murets wc-JO90 sous flexion 4 points [PLU 1999]

Peu d'expérimentation sur maçonnerie soumise à un chargement hors plan avec une combinaison des actions de membrane existe dans la littérature. Sans aucun doute, ce type d'étude est certainement d'un grand intérêt pour des recherches futures, des sollicitations de type membrane pouvant influencer considérablement la capacité portante hors plan. [DRY 1988] [GRI 2007a] ont montré quelques essais de murs supportés sur 4 bords, et ils donnent l'influence d'une pré-compression verticale sur la résistance à la flexion du mur. Les murs sont soumis d'abord une pré-compression constante, et ensuite une charge hors plan est appliquée uniformément jusqu'à la ruine à l'aide de coussins gonflables. L'action de pré-compression a amélioré la rigidité du mur et augmenté sa résistance ultime. Les modes de ruptures trouvés dans le cas du mur initial et du mur sous pré-compression sont similaires.

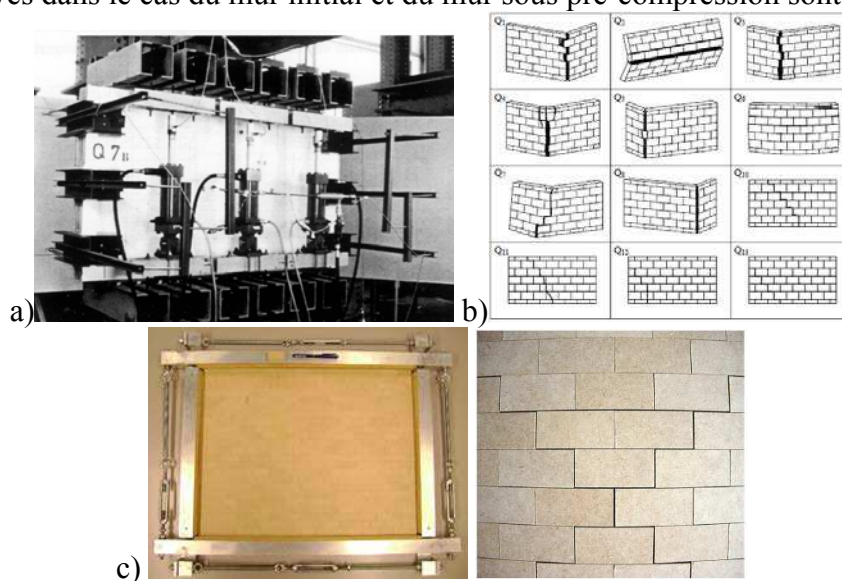


Fig. 1.20. Banc d'essai et modes de rupture observés: a) b) [THU 1988]; c) [DAL 2008]

Par contre, les résultats obtenus par [THU 1988] montrent des modes de ruptures hors plan qui diffèrent selon l'influence de la pré-compression (Fig. 1.20b). Dans cette étude, après l'application de la pré-compression verticale constante, la charge hors plan est appliquée par deux moments deux flexions (spécimens de Q_1 à Q_8), auxquels on ajoute un moment de torsion pour les spécimens de Q_{10} à Q_{13} . Une méthode de charge similaire a été utilisée par [DAL 2008], mais le mur est assemblé par des petits morceaux de bois de dimensions 19x49 mm sans adhésion (contact frottant) (Fig. 1.20c). Cette étude montre une relation linéaire entre la charge ultime hors plan avec les charges de membrane appliquées. Autrement dit, la résistance hors plan est augmentée linéairement lorsqu'on augmente la pré-compression verticale et horizontale. Une nouvelle étude très récente de [NAJ 2013] a utilisé une méthode de charge différente de celle des études précédentes. Les murs subissent tout d'abord, une certaine valeur de charge hors plan, on note 5 configurations qui correspondent à 33%, 50%, 67%, 83%, 90% de la résistance ultime de flexion des panneaux. Puis, la charge hors plan

étant maintenue constante, une charge de compression diagonale est appliquée de façon monotone jusqu'à la ruine (Fig. 1.21a). Les auteurs trouvent que la capacité en cisaillement et la rigidité en cisaillement du panneau diminue avec l'augmentation de la charge hors plan appliquée initialement (Fig. 1.21b). Le mécanisme de rupture des panneaux est une combinaison du cisaillement diagonal dans le plan avec les ruptures de flexion hors plan.



Fig. 1.21. Banc d'essai et résultats [NAJ 2013]

Les autres effets sur le comportement de la maçonnerie sous flexion, comme l'influence de l'effet d'échelle, des conditions aux limites, ou comme la présence des murs de refend ou d'une semelle de support, seront discutés dans le chapitre 2.

4. Conclusion

Ce chapitre nous permet, au travers de quelques études de la littérature, d'avoir une vue générale sur le comportement de la maçonnerie soumise à des chargements hors plan. Nous n'avons pas cherché à être exhaustifs, cependant nous avons constaté qu'une grande majorité des travaux associés à l'étude de structures maçonnées sous chargement mécanique, traitent plutôt de la maçonnerie chargée dans son plan. Trop peu de contributions concernent le chargement hors plan. Le comportement de la maçonnerie sous flexion est quasi-fragile et complexe. Malgré les efforts de recherche menés essentiellement sur le plan de l'expérimentation, et de façon éparse, les connaissances dans ce domaine nous semblent limitées. Deux questions nous semblent d'importance, et elles sont malheureusement quasi-inexistantes dans les contributions de la littérature : Quid de l'effet des conditions aux limites et de façon sous-jacente quid de l'effet de murs de refend ? Nous nous proposons donc par notre contribution d'enrichir la base de données expérimentale qui reste somme toute assez limitée, pour ce qui est des sollicitations hors plan, et au-delà d'aborder ces deux questions. Par ailleurs nous avons pu noter que les expérimentations menées ne sont pas généralement accompagnées de modélisations numériques. Ceci nous amène à nous poser des questions quant à la pertinence et aux limites de la modélisation numérique pour les structures maçonnées en général, que ce soit pour la maçonnerie sèche ou avec joint, dans le cas de chargement plan ou hors plan. Qu'elle soit associée à la MEF ou à la DEM, la robustesse doit être étudiée, elle passe par l'accroissement des cas étudiés (charges et géométries). Pour notre part nous avons opté pour la DEM, nos essais seront donc simulés, et au-delà certains essais de la littérature afin de juger de la robustesse de cette approche. La validation de la simulation numérique, permettrait ensuite de pouvoir dégager au travers d'études paramétriques les conclusions quant aux paramètres essentiels, tels que l'effet des grandeurs géométriques (dimensions des murs testés) ou les paramètres matériaux, avec autant les caractéristiques mécaniques des blocs que celles des joints, ou encore l'effet du maillage ou motif adopté.

Chapitre 2

Analyse expérimentale en quasi-statique du comportement de murs en maçonnerie soumis à des chargements hors plan.

Sommaire

A. Préambule	33
B. Le cas du chargement hors plan en quasi-statique.....	34
1. Introduction : objectif des essais et méthodologie.....	34
2. Structure et banc d'essais	35
2.1. La structure	35
2.1.1. Deux murs non-renforcés	35
2.1.2. Murs renforcés.....	41
2.1.2.1. Méthodes de renforcement des structures en maçonnerie	41
2.1.2.2. Renforcement de murs maçonnés par matériaux composites TFC	45
2.2. Banc d'essai et instrumentation	49
2.2.1. Instrumentation.....	50
2.2.2. Méthode de corrélation des images (MCI).....	51
2.2.3. Technique d'identification modale – Méthode non destructive (MND).....	53
3. Caractérisation des matériaux constitutifs.....	56
3.1. Le mortier.....	56
3.1.1. Eprouvette cylindrique 14x7 cm ²	56
3.1.2. Eprouvette prismatique 4x4x16 cm ³	57
3.2. Bloc de béton	61
3.2.1. Bloc en compression	61
3.2.2. Module dynamique du bloc béton.....	63
3.2.3. Bloc en flexion 4 points	66
3.2.4. Caractérisation de l'assemblage bloc-mortier sous compression.....	69
3.3. Béton.....	72
3.4. Acier.....	73
3.5. Composite	74
3.5.1. Détermination des caractéristiques transverses du TFC	75
3.5.1.1. Expression du module hors axe	75
3.5.1.2. Détermination expérimentale des modules.....	75
3.5.2. Géométrie des éprouvettes	77
3.5.3. Essai de traction	78
3.5.4. Essai de compression	79
3.5.5. Conclusion.....	79
4. Résultats obtenus sur les configurations non renforcées	80
4.1. Les courbes charge/flèche.....	80
4.2. Les modes de ruptures	84
5. Résultats obtenus sur les configurations renforcées	89
5.1. Courbes de charge.....	89
5.2. Analyse de la rigidité	89

5.3. Modes de ruptures.....	91
6. Résultats issus de l'analyse par la corrélation des images.....	93
7. Conclusion.....	95

A. Préambule

Environ 20% du territoire français est occupé par des montagnes. La construction en montagne est de plus en plus attractive et progresse grâce à un environnement naturel d'exception. La population s'y est accrue de 110 000 habitants entre 1990 et 1999 [GIV 2004]. Cependant dans ces zones, l'aléa naturel que représentent les avalanches de neige, constitue une menace capitale pour les populations montagnardes. Pour pallier à ce risque, plusieurs types d'ouvrages de protection, dits paravalanches, ont été construits. Les solutions de protection sont très diverses selon le type d'avalanche, le site géographique, le but de protection et évidemment la question du coût. Elles peuvent être classifiées par quatre stratégies ([MA 2008], [LIM 2010]) : la défense permanente (active ou passive), la défense temporaire (active ou passive). Dans le cadre de notre étude, on se concentre essentiellement sur les protections passives permanentes. Le principe de fonctionnement de ces ouvrages de protection, consiste soit à dévier l'écoulement, comme la tourne de Vallorcine [GIV 2004] ici constituée d'un mur en maçonnerie Fig. 2.1a, soit à freiner et dévier comme les dents déflectrices en béton armé de Taconnaz au bas de la vallée de Chamonix [BER 2007], soit à stopper l'écoulement avec l'exemple de la digue d'arrêt [AUG 1995]. Ces ouvrages de protection permettent d'éviter l'impact direct sur les habitations, bâtiments, ou parfois des ouvrages d'art. Cependant, du au comportement complexe et brutale des phénomènes avalancheux, les fortifications sont parfois détruites, mettant en péril les bâtiments qui sont alors impactés par l'écoulement. Par exemple, la tourne de Vallorcine a été détruite par une avalanche violente en 1843, bien qu'elle ait protégée efficacement l'église par une avalanche survenue l'hiver 1802-1803 [GIV 2004]. Citons aussi, les évènements qui eurent lieu le 11 Février 1999 dans le couloir de Taconnaz, provoquant un certain nombre de dommages au niveau des dents déflectrices du dispositif paravalanche (Fig. 2.1b). Ainsi il est pertinent d'envisager des dispositions constructives qui permettent de garantir l'autoprotection des bâtiments d'habitations, quand bien même ils se situeraient à l'aval des ouvrages de protection, ce afin de limiter les risques.

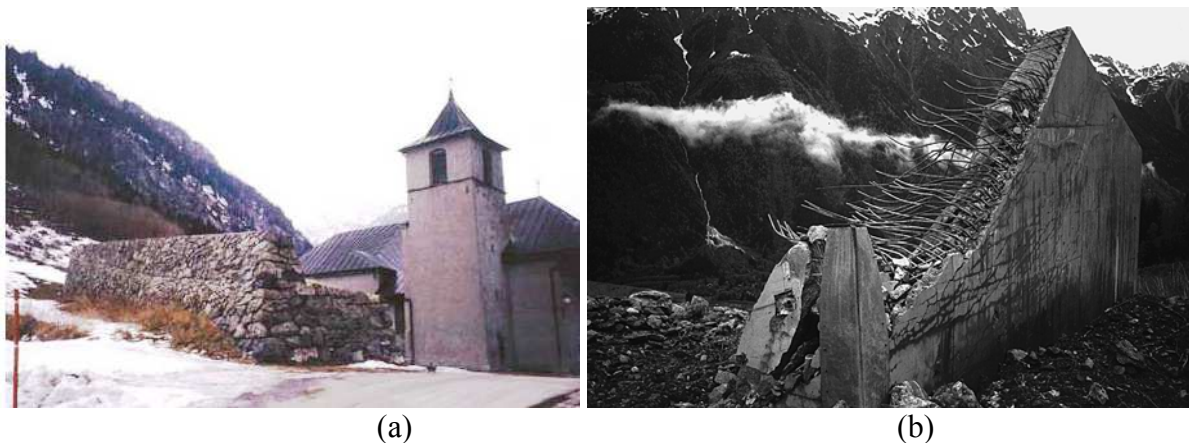


Fig. 2.1. (a) Eglise de Vallorcine et sa tourne [GIV 2004] ; (b) La dent de Taconnaz détruite par l'avalanche du 11 Février 1999 [BER 2007].

Notons d'autre part, qu'il est très courant que les avalanches charrient des troncs d'arbres, des blocs de pierre ou de glace, ces éléments « rigides » viennent, en plus du chargement de pression dynamique conséquent à l'écoulement, induire un impact localisé dont il faut prendre compte dans le dimensionnement de la structure de protection [GIV 2004].



Fig. 2.2. Troncs d'arbres charriés par une avalanche [GIV 2004]

Au vu de l'évolution de la construction en zone bleue, il est donc important de quantifier proprement la capacité portante de murs en maçonnerie lorsque soumis à une charge latérale ou chargement hors plan, tant du point de vue d'une charge de pression uniforme, qui correspond à une simplification conservative quant au champ de pression induit par l'écoulement d'une avalanche, mais aussi dans le cas d'un impact localisé, traduisant l'impact d'une structure rigide charriée par une avalanche. Pour ce qui est de la charge de pression induite par une avalanche en zone bleue, les directives Suisses sont explicites, le critère retenu est la nécessité pour la structure de résister à une pression latérale équivalente à 300mbars. Il s'agit donc de quantifier la capacité portante de murs maçonnés à l'aide de blocs béton, ce qui correspond au schéma constructif le plus courant. Pour l'impact localisé, il n'existe pas de seuil de sollicitation représentatif qui soit défini, dès lors il s'agit plus pour nous d'analyser le comportement d'un mur maçonné soumis à ce type de sollicitation, nous retiendrons son caractère dynamique et localisé, ceci n'excluant pas la nécessité de l'analyse quasi-statique à des fins de comparaison. Dans notre contribution, nous abordons bien ces deux problématiques, le deuxième chapitre est dédié à l'étude du chargement de pression latérale, le cas de l'impact sera traité dans le chapitre 4.

B. Le cas du chargement hors plan en quasi-statique

1. Introduction : objectif des essais et méthodologie

Il s'agit ici d'analyser le comportement de murs maçonnés sous charge hors-plan dans le cas d'une pression latérale et en quasi-statique. Les essais doivent permettre de quantifier la capacité portante d'un mur en maçonnerie constitué de blocs de béton, ce qui est le cas le plus courant en France. Il est certain que des essais considérant le chargement réel, de type avalanche ou encore explosion, ne seraient envisageables qu'in situ. Mais le coût prohibitif, ainsi que les limites de ces essais dont l'interprétation est généralement extrêmement difficile, la réalité des essais à échelle 1 et in situ mettant toujours en exergue une non maîtrise parfaite des conditions aux limites et des conditions de charge, nous fait privilégier des essais en laboratoire, bien que non parfaitement représentatif en particulier pour ce qui est de la sollicitation. On préfère donc se rabattre sur des essais en laboratoire tout en préservant une échelle représentative (effet d'échelle exclu) mais en purifiant le problème avec une charge maîtrisée et des conditions aux limites maîtrisées. L'objectif principal, comme précisé plus haut, est de quantifier la capacité portante, mais aussi les mécanismes de rupture. Nous qualifions ensuite une procédure de renforcement, dans le cas où la capacité serait en deçà d'une exigence donnée, la question de la remédiation nous semble importante. Dans ce cadre,

nous nous proposons d'évaluer la pertinence de la méthode de renforcement à l'aide du matériau composite TFC (procédé Freyssinet).

2. Structure et banc d'essais

2.1. La structure

2.1.1. Deux murs non-renforcés

Contrairement au cas de la rupture d'un mur chargé par des efforts de membrane, la capacité portante d'un mur soumis à un chargement hors plan, est gouvernée par les conditions aux limites du mur plutôt que par le type et la résistance des matériaux constitutifs ([DOH 2002], [ELM 2010]). Notons que la majorité des études dans la littérature ont généralement simplifié les conditions aux limites réelles, en adoptant soit l'encastrement parfait soit l'appui simple, les difficultés étant liées à la représentativité des conditions aux limites réelles souvent induites par la présence de structures adjacentes. Pourtant la rigidité de la structure adjacente peut induire un changement de comportement notamment par rapport à l'état ultime, la respiration due à l'acceptation de flèches élastiques au niveau des supports peut entraîner soit des redistributions retardant l'état ultime, soit au contraire amplifier les flèches au voisinage des conditions aux limites et ainsi accélérer l'apparition de l'état ultime. Par exemple, les murs de refend sont rarement pris en compte, et il est classiquement considéré que la base du mur est parfaitement rigide ([HEN 1973], [WES 1977], [LAW 1983], [DRY 1988], [CHO 1992], [PLU 1999]). Deux types de conditions aux limites sont utilisés dans les études, soit l'appui simple soit le bord encasté. Pour créer ces conditions, les murs reposent généralement sur des poutres métalliques constituant un système de cadre de réaction. Certains auteurs ont abordé la présence des refends dans leurs études, mais soit l'analyse de cette influence n'est pas vraiment investiguée [AND 1976], soit la taille du refend n'est pas suffisamment longue pour évaluer son effet [GRI 2007]. L'effet d'un mur de refend joue généralement un rôle important dans la structure réelle car une part de la pression latérale va être transmise au mur de refend, ceci induit par ailleurs des contraintes axiales et de flexion dans le refend. Une étude réalisée par Hendry A.W. [HEN 2004] en s'appuyant sur une formulation analytique simplifiée, qui est par ailleurs confortée par quelques essais, montre l'importance des murs de refend dans l'estimation de la pression latérale ultime de la structure (Fig. 2.3) (pour l'approche analytique, l'auteur suppose que le mur de refend n'a pas ruiné). Les résultats présentés Fig. 2.3 mettent bien en exergue le fait que les murs de refend permettent de conforter le mur principal vis-à-vis de la pression latérale.

Pour assurer une meilleure représentativité de notre étude, d'une part nous considérerons des murs de refend, d'autre part nous étudierons aussi deux conditions aux limites basales, nous entendons par là, la présence de deux types de semelle conformément d'ailleurs aux pratiques constructives.

Concernant la géométrie du mur à tester, il est important de prendre en considération le problème de l'effet d'échelle. L'effet d'échelle, est un phénomène observé par plusieurs chercheurs, il est lié au changement, souvent une augmentation, de la résistance lors de la diminution de la taille du spécimen testé. Le problème de l'effet de taille est particulièrement important pour les ingénieurs en structure qui doivent inévitablement extrapoler des essais de laboratoire menés à des échelles forcément réduites, aux structures réelles. Dans les années 80, on pensait que l'effet d'échelle observé pour la ruine de la structure, était d'origine statistique causé par le caractère aléatoire des matériaux. Plus récemment, il a été montré que l'effet d'échelle a des raisons d'origine purement mécanique. Bazant [BAZ 1991] confirme que l'effet d'échelle, pour les matériaux quasi-fragiles caractérisés par un comportement adoucissant après la rupture, peut être expliqué par la libération d'énergie causé par l'expansion d'une macro-fissure. Ainsi, une loi traduisant l'effet de taille a été proposée [BAZ

1984] est validée dans le cas des structures où la rupture est précédée par une distribution de fissures dans une zone délimitée appelée «*fracture process zone*». A partir d'une analyse asymptotique des propriétés énergétiques, Bazant montre que, la contrainte nominale σ_N évolue en fonction de la taille de la structure D (dimension caractéristique) comme $\sigma_N = c_n F_u / (b.D)$, où b est l'épaisseur de la structure, F_u est la charge au pic (Fig. 2.4). Cette théorie a été retenue pour des structures en béton, mais aussi pour des structures en maçonnerie (Eurocode 6).

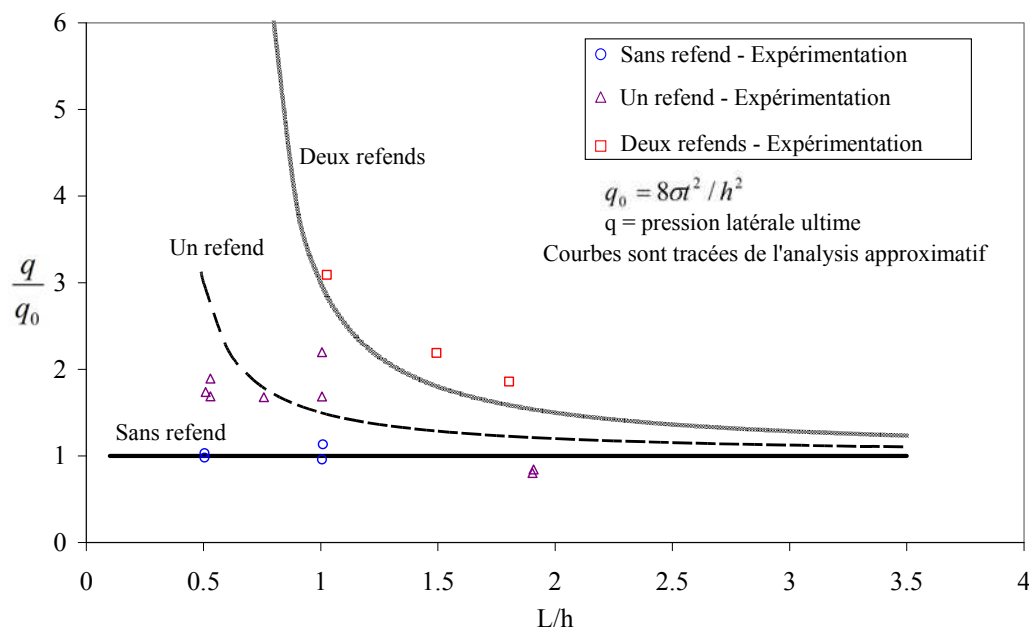


Fig. 2.3. Effet des murs de refend sur la résistance latérale en fonction du paramètre L/h (longueur/hauteur) caractérisant le mur [HEN 2004].

Dans la littérature, on dénombre plusieurs essais sur des structures en maçonnerie, conduits à différentes échelles réduites. Mohammed [MOH 2011] a testé des prismes en maçonnerie sous compression, il a considéré quatre échelles 1 ; 1/2 ; 1/4 et 1/6. Ses résultats montrent que la résistance de la maçonnerie sous compression à l'échelle 1/4 et 1/6 est plus grande (le triple) que celle du prototype échelle 1, mais celle de l'échelle 1/2 est similaire à celle du prototype échelle 1. En particulier, cet auteur a trouvé que la rigidité du prisme est identique pour les quatre échelles. Lourenço [LOU, 2000] a montré expérimentalement, sur des poutres maçonnées sous flexion 3 points, que l'accroissement de résistance en flexion est fonction de la hauteur (profondeur) des spécimens. Des essais de murs en maçonnerie soumis à des chargements de flexion dans deux directions (murs supportés sur 3 ou 4 bords) ont été réalisés par [HEN 1973] sur une échelle réduite de 1/6, ou [ZUC 2009] sur une échelle de 1/3, mais ces auteurs ne donnent pas de conclusion sur l'effet d'échelle. Similairement, Laefer [LAE 2011] a testé le tassement de mur maçonné sur une maquette à l'échelle 1/10ème mais il ne donne aucune analyse comparativement à l'échelle 1 de la structure. Via la modélisation numérique, Lourenço [LOU 1998] a analysé des murs en maçonnerie de tailles différentes, son modèle est basé sur un modèle d'interface. Ce modèle d'interface, formulé dans le cadre des approches de type plasticité avec adoucissement, gère cette dernière pour les trois types d'occurrence de la rupture, en traction, au cisaillement et à la compression, avec un traitement cohérent des interactions de ces différents modes [LOU 1997]. L'implantation numérique s'appuie sur des concepts algorithmiques basés sur la méthode de Newton Raphson, avec un couplage des approche locale et globale, l'intégration implicite des équations de vitesse et cohérentes des matrices de rigidité tangente. Les paramètres nécessaires à la définition du modèle sont issus des micro-expériences dans les unités, les joints, et des petits échantillons de maçonnerie. Avec cette approche de modélisation numérique, Lourenço a trouvé que

l'effet d'échelle est très significatif lorsque le collapse est dominé par le mécanisme de traction, par contre, l'effet d'échelle est négligeable lorsque le collapse est dominé par le mécanisme de cisaillement. Pour notre cas, adopter la présence de murs de refend complexifie certainement le comportement, mis à part le mode de flexion du mur principal excité par la pression hors plan, la présence de deux murs de refend excite aussi les mécanismes de cisaillement à l'échelle du refend, et de torsion et donc de traction aux intersections mur principal/murs de refend. Ces mécanismes couplés complexifient la réponse, et l'analyse de l'effet d'échelle n'est pas triviale. Par conséquent, 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 bleu, nous avons opté pour des essais parfaitement représentatifs de l'habitat courant.

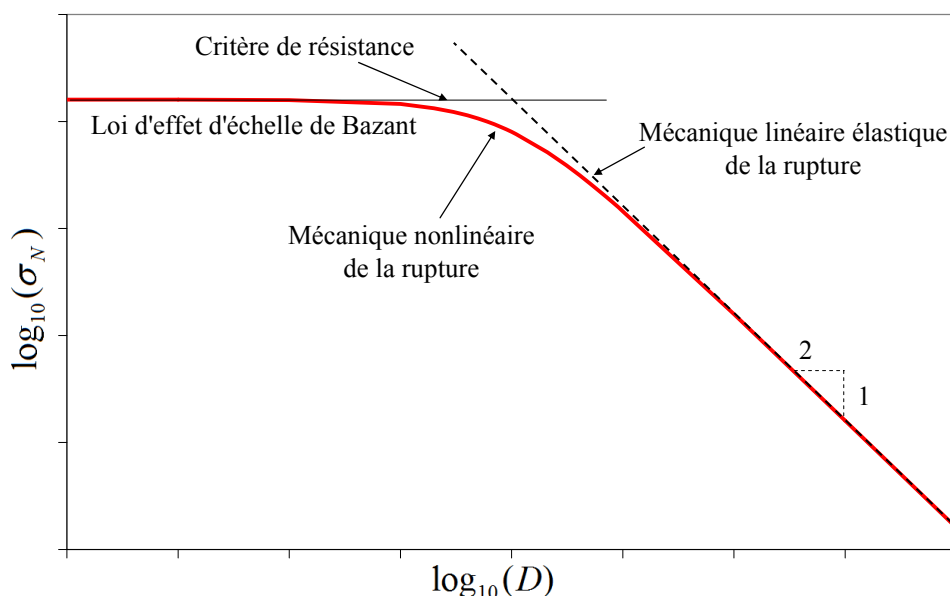


Fig. 2.4. Loi d'échelle de Bazant [BAZ 1984]

Du point de vue constructif, la méthode de disposition des blocs ou « texture de la construction » est très diverse. Perales [PER 2007] a présenté certains exemples de texture comme l'appareil en panneresse, l'appareil américain, l'appareil flamand, l'appareil anglais (Fig. 2.5) sans toutefois en étudier l'intérêt ou les limites, en effet, ces dispositions à caractère traditionnel relèvent plus de l'art et coutumes et ne sont pas issues d'évaluation rigoureuses des performances techniques. Le type de texture choisi est basé sur plusieurs critères comme la facilité d'exécution, le point de vue traditionnel de chaque pays, ou bien simplement pour des considérations esthétiques. D'un point de vue mécanique, l'influence de la texture sur le comportement du mur, en particulier sur le chemin des fissures et les lignes de rupture, n'est pas jusqu'à présent, clairement établi. Dans notre cas, nous avons retenu le type dit « en panneresse » qui est le plus couramment utilisé dans les constructions modernes. L'appareil en panneresse consiste à poser les blocs de manière à laisser voir leur longueur et leur hauteur. Les blocs sont posés longitudinalement, avec une longueur inter-bloc (LIB) conforme au dimensionnement de l'Eurocode 6 ($LIB \geq 0,4 \cdot U_m$, où U_m est la hauteur du bloc). Les joints sont constitués de mortier dont l'épaisseur réglementaire, traditionnellement retenue, est de 10mm (l'Eurocode-6 conseille de 8mm à 11mm).

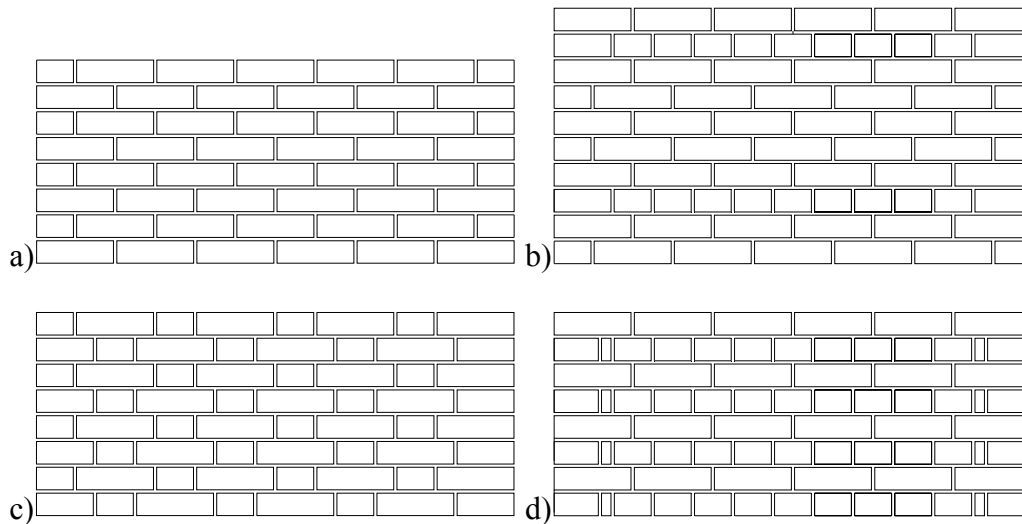


Fig. 2.5. Différentes maçonneries a) Panneresse ; b) Américain ; c) Flamand ; d) Anglais.

Pour notre étude les dimensions du mur à tester, la zone de charge, ainsi que les questions liées au renforcement par bandes de matériaux composites, sont détaillées ci-dessous.

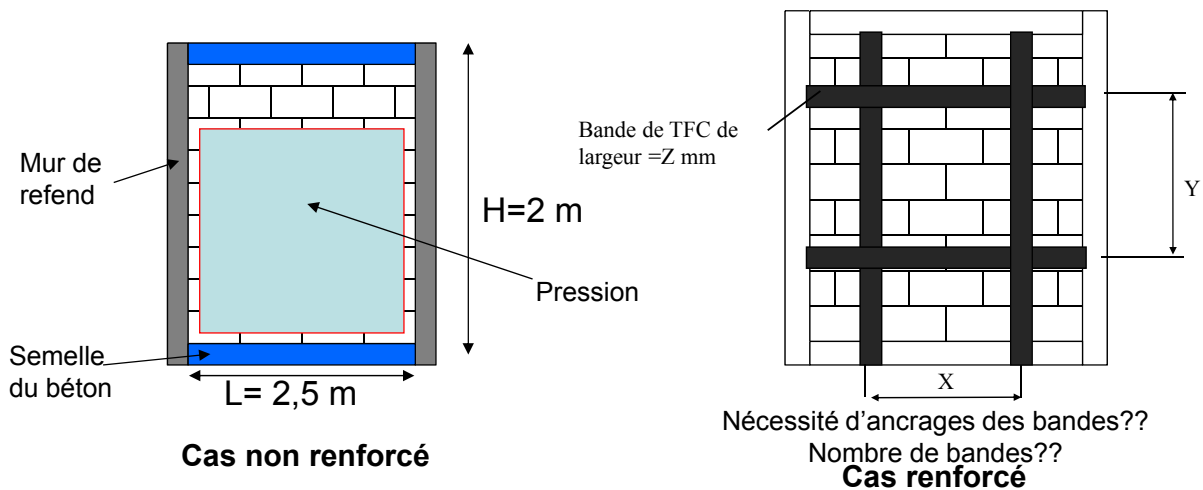


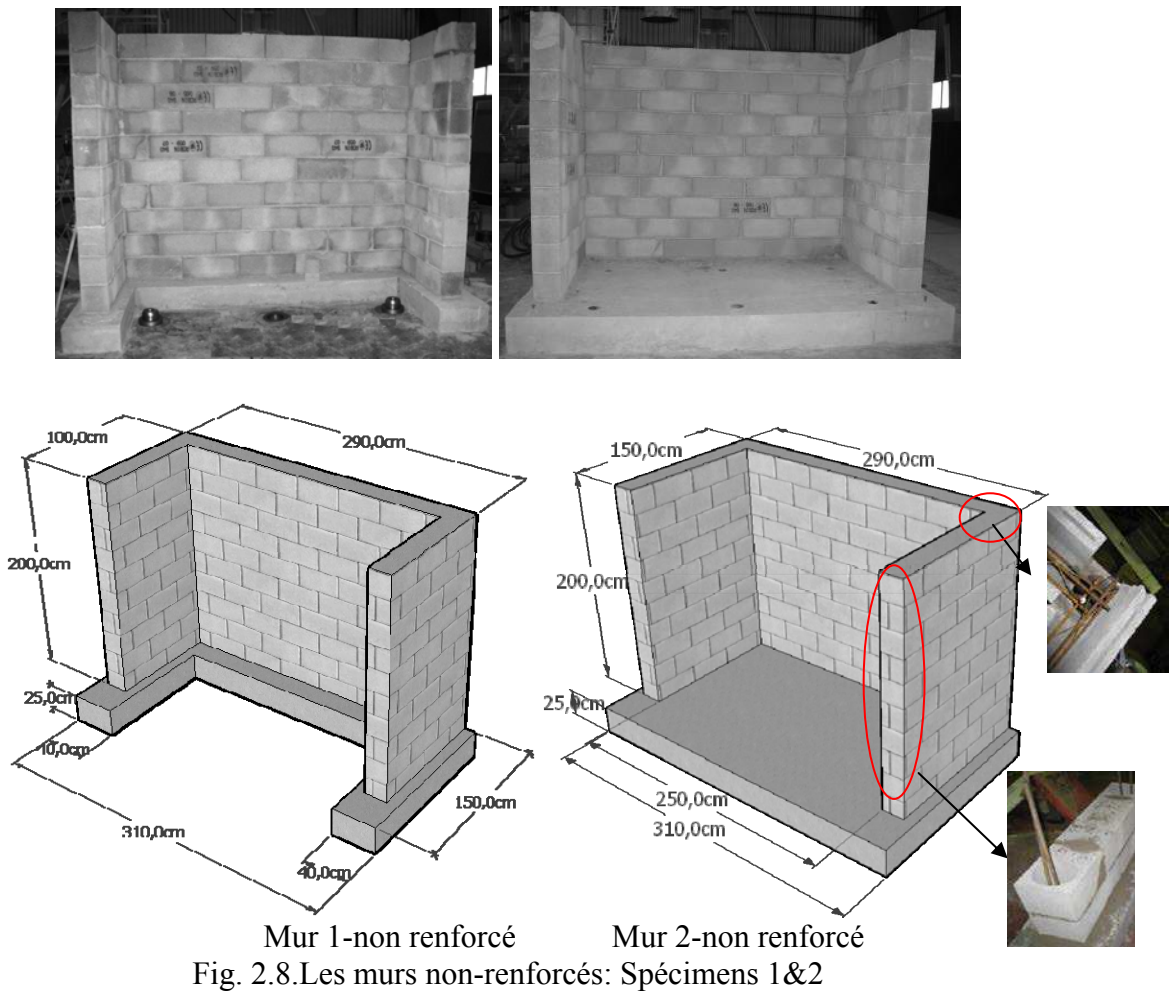
Fig. 2.6. Dimensions du mur principal testé et problématique du renforcement

Les dimensions géométriques du mur, la nature des blocs maçonnés (blocs de béton creux standards qui ont par ailleurs des bonnes capacités d'isolation thermique), ainsi que la présence de deux murs de refend et, soit d'une dalle béton armé en partie basse, soit d'une semelle filante en BA, 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 conditionné en sac, prêt à l'emploi. La structure est donc constituée d'un mur principal $2,9 \times 2 \times 0,2 \text{ m}^3$ (longueur \times hauteur \times épaisseur) qui sera soumis au chargement de pression uniforme, et de deux murs de refend sur les côtés, de taille $1,2 \times 2 \times 0,2 \text{ m}^3$ (longueur \times hauteur \times épaisseur) pour le spécimen 1 et $1,5 \times 2 \times 0,2 \text{ m}^3$ pour le spécimen 3. Ceci confère à la structure, une forme en « U », classiquement adopté pour les constructions (Fig. 2.8). Les dimensions de ces maquettes sont choisies de telle sorte que les diagonales des murs coupent au moins une fois les joints verticaux. Dans le but d'évaluer l'effet des conditions aux limites comme énoncé précédemment et de maintenir leur fonction tout au long de l'essai, la semelle du spécimen 2 est confortée. Dans ce cas, le mur est positionnée 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.



Fig. 2.7. Coffrage et ferrailage de la dalle rectangulaire de support.

Les deux murs non-renforcés testés et leurs dimensions géométriques sont précisées Fig. 2.8.



Mur 1-non renforcé Mur 2-non renforcé
Fig. 2.8. Les murs non-renforcés: Spécimens 1&2

La présence des murs de refend conduit au problème de liaison dans les angles de jonction avec le mur principal. Une liaison de type imbrication croisée a été retenue. De plus, afin d'assurer que les murs travaillent de façon monolithique, le renforcement des liaisons mur principal/murs de refend est nécessaire, en particulier pour le type de chargement hors plan ici considéré. En cas de faiblesse à ce niveau, ce sera la capacité de la liaison qui sera évaluée et non la capacité portante du mur principal. Les modes de ruptures des bâtiments observés après séismes prouvent la nécessité de liaisons performantes entre le mur de refend et le mur principal pour éviter les ruines locales [BRU 1994] à l'interface. Plusieurs méthodes de renforcement sont utilisées dans la réalité comme l'utilisation d'équerres d'ancrage dans les coin [ARY 2006], ou des bandes d'acier positionnées comme à la Fig. 2.9, ou bien des murs porteurs en maçonnerie chaînée. La méthode de renforcement classique de chaînage dans les

poteaux a été choisie dans notre étude. Par ailleurs, des chaînages horizontaux sont aussi utilisés comme une poutre au niveau du plancher haut du mur, ceci pour résister aux charges latérales (Fig. 2.9) en ceinturant la maçonnerie de par la liaison entre les chaînages verticaux et ce chaînage horizontal. Nos maquettes comportent donc un chaînage horizontal en partie haute et des chaînages verticaux conformément au procédé constructif et à la réglementation de l'EUROCODE 6 et 8. 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 selon la réglementation Suisse, reprise en France [GIV 2004].

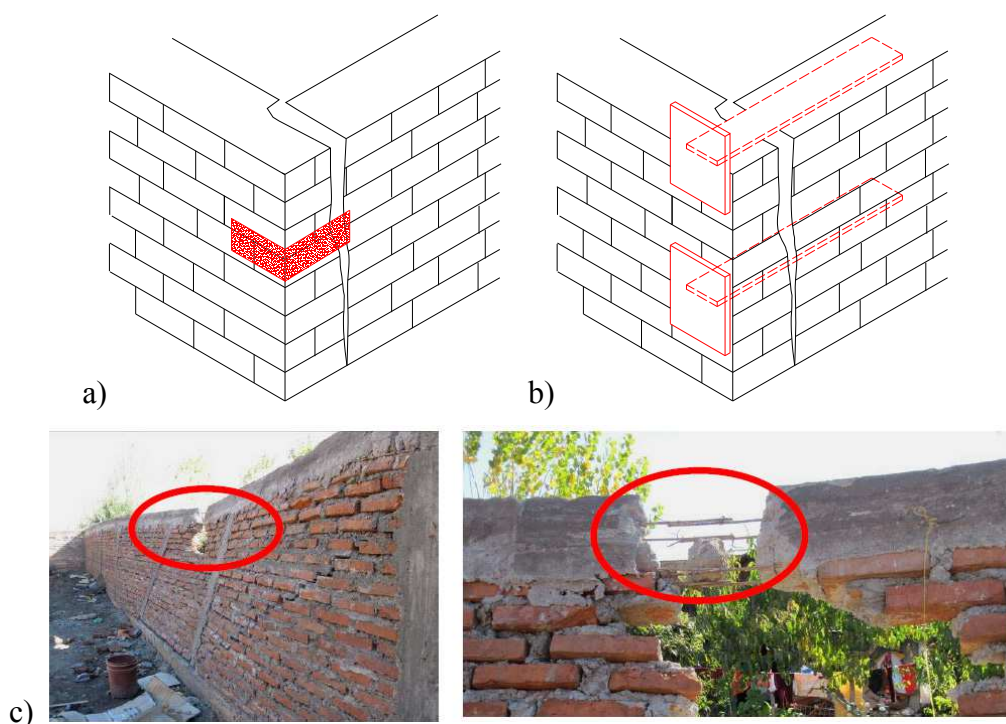


Fig. 2.9. a) Equerre métallique ; b) Bande d'acier ; c) Rupture d'un mur chaîné en maçonnerie soumis à des chargements hors plan après un séisme au Chili 2010 [AST 2010].

Le chaînage vertical est effectué à l'aide de parpaings spéciaux qui sont perforés d'un trou cylindrique avec un diamètre de 160mm. Il est composé de 2 tiges verticales $\varnothing 12\text{mm}$ positionnées côte à côte aux quatre coins du mur et de 2 tiges de 2 tiges $\varnothing 12\text{mm}$, positionnées au milieu de chaque mur de refend, et dont les longueurs sont égales aux hauteurs des parpaings (Fig. 2.10). Les tiges des extrémités, aux quatre coins, ont été rallongées. Pour cela, nous avons respecté la règle à savoir d'assurer que leur recouvrement minimum entre les tiges est d'au moins 60 fois leur diamètre [AFP 2006].

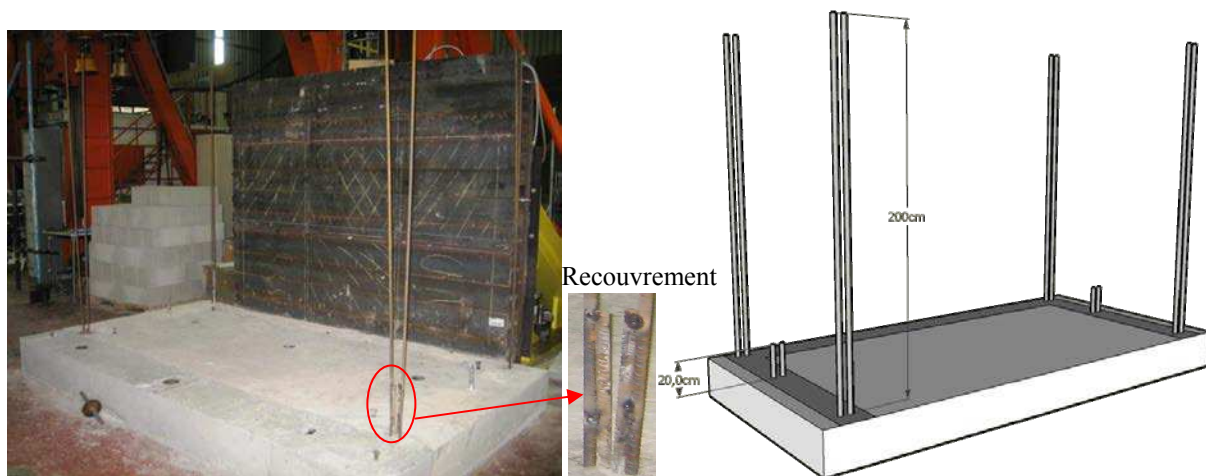


Fig. 2.10. Schéma du ferrailage vertical

Les chaînages horizontaux sont des poutres en béton armé, qui généralement ceinturent le bâtiment. Les chaînages assurent la stabilité du bâtiment en reliant tous les murs entre eux et limitent les risques de fissuration. Ils jouent un rôle de transférer les charges de membrane aux murs de la structure. Ils sont situés au niveau de la dernière ligne de parpaing en haut du mur et sur toute sa périphérie. Les blocs linteaux sont destinés à la réalisation de ces chaînages. Ils sont utilisés pour la création de chaînages en béton armé sans coffrage. La géométrie de ces blocs (en forme de U) permet d'accueillir un ferrailage horizontal. Ce ferrailage est une poutrelle treillis triangulaire $\varnothing 6\text{mm}$ (Fig. 2.11a) qui est présente tout le long du mur principal ainsi que le long des refends. Ce ferrailage est ensuite relié au ferrailage vertical dans les angles ainsi qu'aux extrémités des refends. Enfin la dernière étape de la construction consiste à couler du béton (le même que pour la semelle) dans les blocs linteaux ainsi que dans les blocs d'angle.

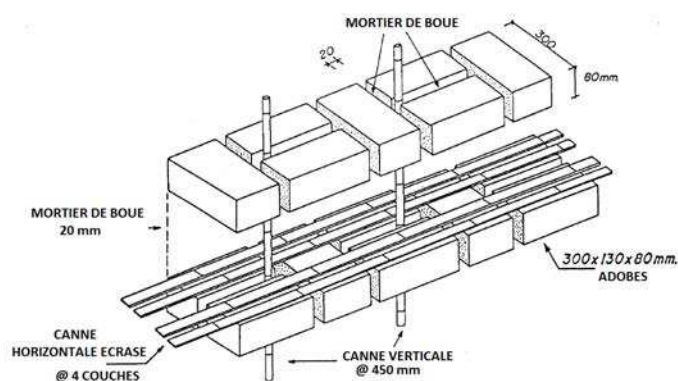


Fig. 2.11. a) Poutrelle de ferrailage horizontale; b) Liaison ferrailage vertical et horizontal dans les angles et aux extrémités ; c) Coulage du béton dans le dernier rang de parpaings.

2.1.2. Murs renforcés

2.1.2.1. Méthodes de renforcement des structures en maçonnerie

Les méthodes de renforcement peuvent être divisées en deux catégories : soit le renforcement est cohérent avec la technique de mise en œuvre de la maçonnerie (catégorie 1), soit le renforcement est réalisé après la construction complète des murs et indépendamment de la méthode de construction (catégorie 2). La méthode de renforcement, de «catégorie 1», a contribué à améliorer la technique de la construction traditionnelle des structures en maçonnerie et à augmenter la résistance et la ductilité des bâtiments maçonnés dans le cas d'actions sévères tels que le séisme, l'explosion, l'avalanche de neige. Cette technique est issue du concept de « béton armé ». Des matériaux résistants en traction, comme l'acier, des tubes de PVC (utilisés dans l'étude de [MAY 2002], [BLO 2005]); ou encore des matériaux naturels comme la canne de bambou ou le bois (utilisés dans l'étude de [BLO 1974], [DOW 2004]), sont placés dans des orifices prévus à cet effet dans les blocs de la maçonnerie, ou alors après transformation, consistant à écraser ces renforts, sont positionnés au niveau des joints comme un treillis ou armature de renforcement. La faible résistance en traction de la maçonnerie est alors compensée par ce renforcement. En particulier, la ductilité des renforts joue un rôle important qui consiste d'une part en une meilleure absorption de l'énergie de la sollicitation, d'autre part au mieux à éviter l'effondrement de la structure, soit au minimum à le retarder ce qui permet dans bien des cas l'évacuation en cas de séisme. Cette technique est utilisée pour renforcer la structure dans les deux directions verticale et horizontale. Le renforcement dans le sens vertical, nécessitent généralement des unités (briques, blocs) de formes spéciales, afin de libérer l'espace dans lequel on viendra insérer les barres de renfort. On peut, au lieu d'utiliser des unités de forme spécifique, prévoir des espaces lors de la construction du mur. Un exemple typique de cette méthode consiste à construire des murs épais en deux couches, ce qui permet la création de vide intérieur et donc le renforcement ultérieur par des matériaux d'appoint. Les éléments de renfort verticaux doivent être fixés à la fondation, soit à la poutre de contour ou semelle filante au niveau du plancher, soit sur la dalle support. La technique de renforcement horizontal est plus simple du point de vue mise en œuvre. Les éléments de renfort sont disposés simplement dans la couche horizontale des joints. Cette méthode est très efficace pour le confortement de murs soumis à de la flexion dans le plan comme le cas d'un tassement mais certainement aussi dans le cas hors-plan, cette configuration n'étant pas cependant étudiée au niveau de la littérature. De plus, elle permet, du fait de la connexion avec les éléments verticaux, de transférer les efforts de cisaillement aux barres de renfort verticales.



(a)

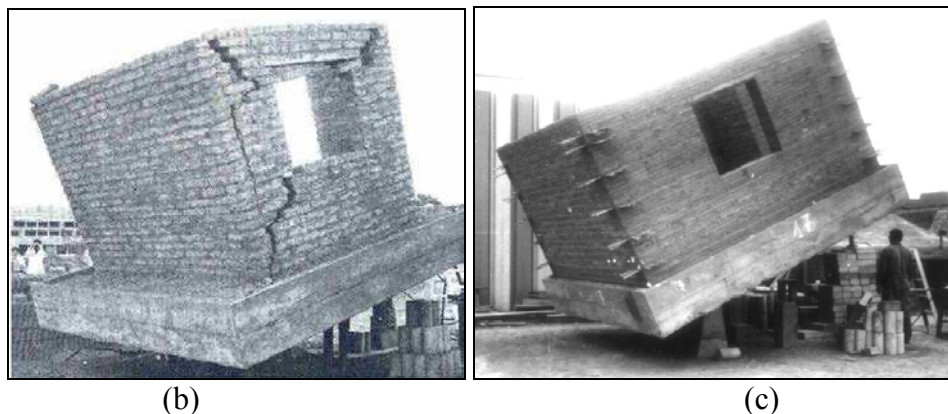


Fig. 2.12. a) Schéma de renforcement des murs d'adobe par des cannes de bambou dans les deux directions; (b) (c) Test à grand échelle de modules d'adobe dans le cas non-renforcé et renforcé par cannes de bambou. [COR 1974]

Quant à l'emploi de matériaux naturels, les essais réalisés par Corazao [COR 1974] ont montré l'efficacité des techniques de renforcement interne par des cannes verticales et horizontales (Fig. 2.12a). Les « cannes écrasées », l'objectif étant l'obtention d'une couche plane qui servira de lit d'armatures, ont été utilisées pour armer horizontalement, toutes les quatre couches de joints horizontaux. L'essai dit statique consiste à positionner sur une table inclinable en béton 4mx4m, un module d'adobe de taille réelle. Ces essais permettent d'analyser les modes d'effondrement de chaque modèle testé et de qualifier les renforts proposés. Ainsi, Les renforts utilisés ont amélioré la résistance et la ductilité du mur. Le « coefficient sismique statique » est augmenté de 0,23g (Fig. 2.12b) à 0,42g (Fig. 2.12c) dans le cas renforcé. Parallèlement à ces tests statiques, des essais dynamiques sur table vibrante et considérant un signal sismique réel ont été réalisés. Ils ont permis de confirmer le rôle important de ce type de renforcement. En conclusion, l'utilisation de renforcements intérieurs verticaux et horizontaux a permis de doubler la résistance aux charges horizontales et de diviser par 6 le déplacement latéral en tête du mur. En France, les matériaux de renforcement les plus utilisés, sont bien entendu les aciers ou ferrailage de type industriel. Les règles de base de la construction de structures en maçonneries armées sont décrites dans l'Eurocode 6. L'avantage de l'acier est de garantir une forte adhérence (acier de type haute adhérence) avec le béton coulé. L'utilisation de matériaux dits naturels est principalement dictée par des raisons économiques et environnementales et non de performances mécaniques. Diverses solutions peuvent être proposées pour le renforcement, au-delà des matériaux dits naturels, ainsi, un matériau industriel économique comme le tuyau en PVC, peut être utilisé dans le cas d'un renforcement vertical [BLO, 2005]. Ces applications peuvent en effet permettre de recycler les structures diminuant ainsi le volume des déchets issu de la construction.

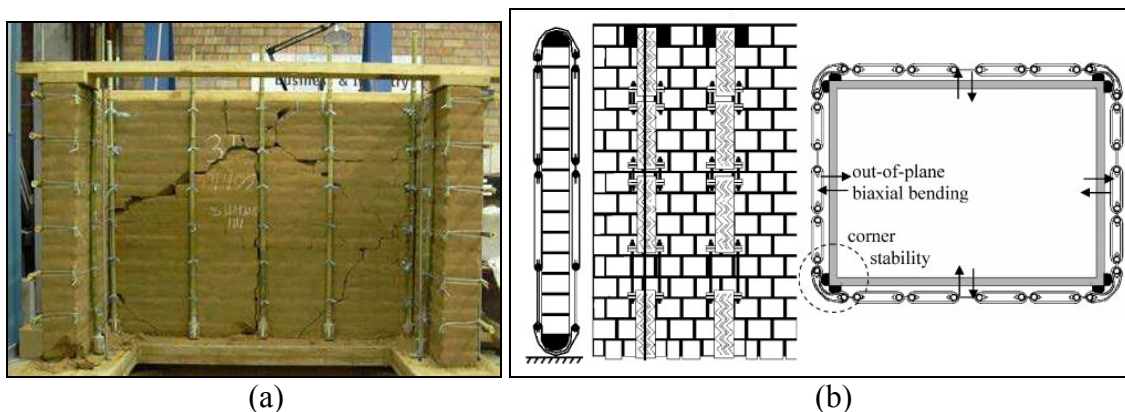
Les méthodes de renforcement de la « catégorie 2 » (renforcement après construction des murs) regroupent : le béton projeté, le renforcement par un système de connexion comme l'utilisation de pneumatiques usagés servant à introduire une post-tension, les bambous connectés avec des fils, le renforcement par un système de grille positionnée à l'extérieur, comme le grillage polymérique renforcé de plâtre, le grillage plastique, le grillage de polypropylène, et enfin l'utilisation de polymères renforcés de fibres (PRF).

Béton projeté : Béton normal et béton fibré : c'est par exemple le cas des égouts à Paris, où la maçonnerie lorsqu'elle est dégradée, est renforcée par du béton projeté sur une grille d'armatures.



Fig. 2.13. [ELG 2006]

Système de connectique :



(a) (b)
Fig. 2.14. (a) [DOW 2005] ; (b) [TUR 2007]

Des systèmes de connections sont aussi proposés pour améliorer le comportement mécanique.

Système de grille :



Fig. 2.15. Grillage de polymère [MAN 2008]

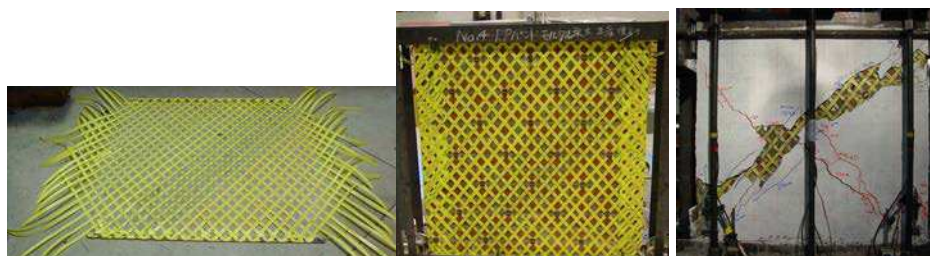


Fig. 2.16. Grillage de polypropylène [MAY 2004]

Le renforcement à l'aide d'armatures métallique peut être remplacé au profit de grille polymère avec un maillage beaucoup plus fin permettant d'inhiber le caractère discontinu des murs en maçonnerie (coudre des blocs ou briques constitutives)

Polymères renforcés de fibres :



Fig. 2.17. Polymères renforcés des fibres de carbone [WIL 2009]

Diverses techniques utilisant des fibres carbone ou fibres de verre noyées dans une matrice polymère sont proposées pour le renforcement des structures BA ou maçonnées. Certaines, comme le procédé TFC de Freyssinet, consistent en un moulage au contact de bandes de tissu composite (fibre de carbone) plaqué sur la structure et collé grâce à la polymérisation d'une couche de résine epoxy dans laquelle les fibres sont noyées. D'autres techniques consistent à coller des plats pultrudés.

2.1.2.2. Renforcement de murs maçonnés par matériaux composites TFC

Pour notre étude, 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 époxydique). 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 [MEI 1992], ce concept a depuis été étendu au renforcement de poutres bois en lamellé collé [LIM 2001] ou de coques métalliques [DRA 2005] ainsi que pour des murs en maçonnerie soumis à des chargements plans induit par des sollicitations sismiques [GAB 2006]. La mise en place du renforcement a été réalisée dans les règles de l'art puisqu'elle a été assurée par le personnel technique de Freyssinet. 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 pour le premier mur renforcé, 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.

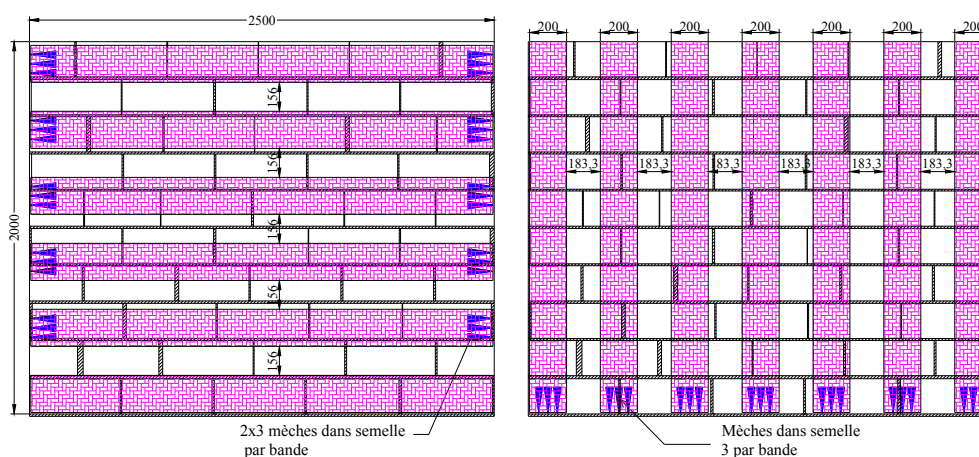




Fig. 2.18. Renforcement horizontal et vertical du mur n°3

Le renforcement est assuré dans les deux directions, verticale et horizontale (Fig. 2.18) 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 bas. 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 côtés 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 procédé de renforcement est constitué de plusieurs étapes. Tout d'abord, les découpes des bandes sont réalisées dans le sens de la largeur. Avant de couper les tissus, une bande d'adhésif est positionnée sur la partie lisse afin d'éviter l'effilochage des fibres du tissu lors de l'opération de découpe (Fig. 2.19 a).

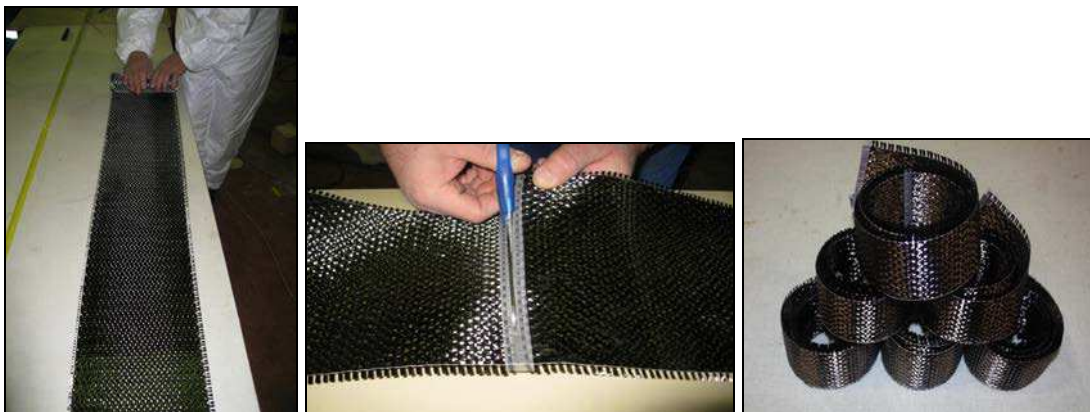


Fig. 2.19. (a) Découpe de tissu; (b) Une mèche

Cinquante-quatre mèches sont préparées pour l'ancrage des bandes TFC, une mèche d'ancrage par bande verticale, positionnée en bas de bande, et une mèche d'ancrage de part et d'autre des bandes horizontales. En haut les bandes seront ancrées par recouvrement (20cm) sur le mur principal (Fig. 2.22c). Une mèche d'ancrage (Fig. 2.20c) est constituée d'un assemblage de fibres de carbone, composé de deux parties :

- l'ancrage : une partie destinée à être enfilée et scellée dans un forage dans le bloc de béton, à l'aide d'une tige de scellement.

- le fouet : une partie fibreuse destinée à être stratifiée avec le composite TFC

Pour installer les mèches, le perçage est réalisé au moyen d'un perforateur manuel à roto-percussion. Le diamètre du forêt est de 16mm, et la profondeur du perçage est de 15 cm.

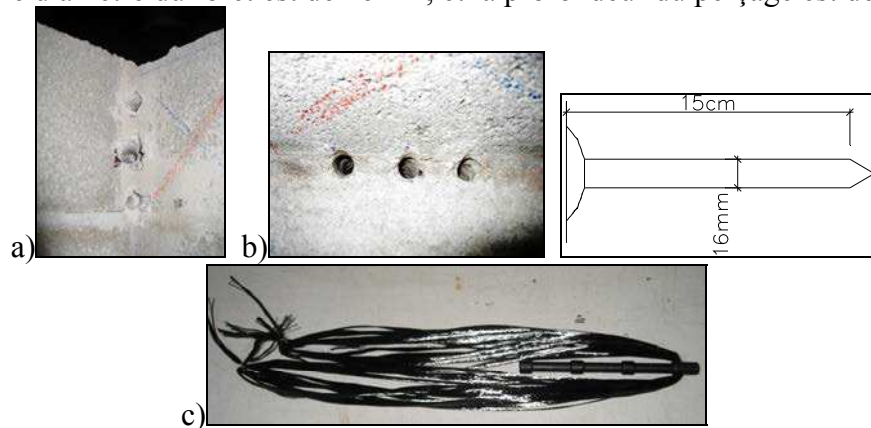


Fig. 2.20. Les trous perforés: a) dans l'angle, ancrage des bandes horizontales ; b) dans la semelle pour ancrage des bandes verticales ; c) une mèche.

Pour ancrer les mèches à l'extrémité basse des bandes verticales, la résine identique à celle utilisée pour le tissu, est extrudée dans le trou de scellement au moyen d'une cartouche, d'une pompe et d'une buse à fractionnement statique placée en extrémité de cartouche. Le trou est rempli légèrement au-dessus de la moitié de sa profondeur (Fig. 2.21a). L'ancrage de la mèche dans le trou est assuré à l'aide de la tige de scellement (Fig. 2.21b). Enfin, une bande carrée de tissu est positionnée afin de recouvrir le fouet de mèche (Fig. 2.21c) dans le but de conforter la liaison et d'assurer un ancrage optimale des fouets.

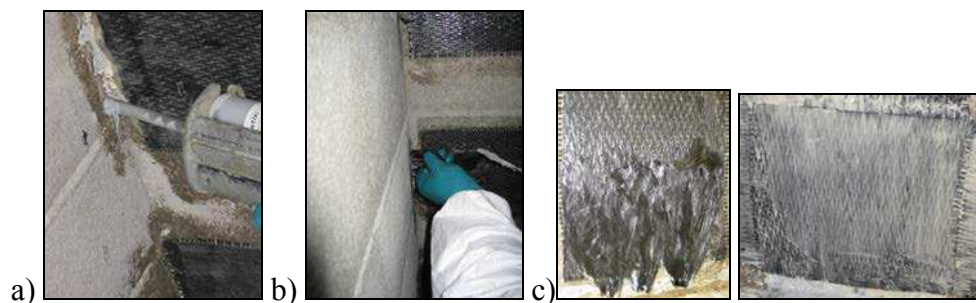


Fig. 2.21. a) Injection de la résine ; b) Introduction de l'ancrage de la mèche; c) Recouvrement à l'aide d'un carré de tissu TFC.

La colle époxy bi-composante est livrée en kits pré-dosés, elle doit être mélangée dans son intégralité (Fig. 2.22a). Le mélange doit être effectué de façon mécanique en utilisant un fouet hélicoïdal monté sur une perceuse. Les deux composants sont de teintes distinctes. Le mélange est prêt quand la teinte du produit mélangé est uniforme. Tout d'abord une première couche de résine est appliquée. La bande est ensuite collée sur la surface et maroufler avec un rouleau pour que le tissu s'imprègne de la résine et assurer une adhésion parfaite (Fig. 2.22b). Enfin une couche de résine est appliquée sur la bande, c'est le matricage.



Fig. 2.22.a) Mélange de résine ; b) Pose d'une bande TFC horizontale ; c) Recouvrement de 20cm à l'arrière du mur principal pour ancrage de la bande

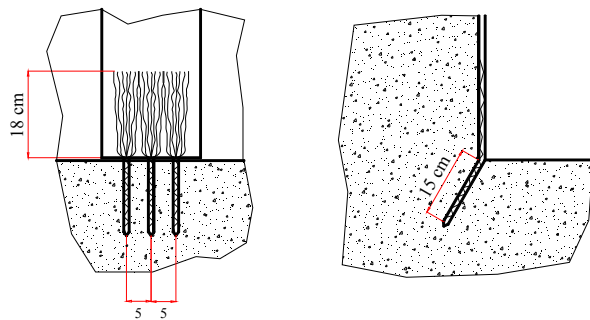


Fig. 2.23. Positions des mèches ancrées dans la semelle et dans les coins du mur.

L'application du TFC a été réalisée de façon similaire pour le deuxième mur renforcé, mais le renfort est moindre. Le renforcement vertical se compose de 6 bandes de TFC uniformément réparties, chacune de 75mm de large et de 2m de long. Le renforcement horizontal est composé de six bandes de TFC uniformément réparties, chaque bande fait 75mm de large et 2,5m de long. Les 18 mèches sont préparées pour l'ancrage de TFC. On dispose d'une mèche d'ancrage par bande verticale à sa base, et deux mèches d'ancrage, par bande horizontale, une à chaque extrémité, ce qui nous fait 18 mèches d'ancrage au total. En haut les bandes sont ancrées par recouvrement (20cm) sur le mur principal.

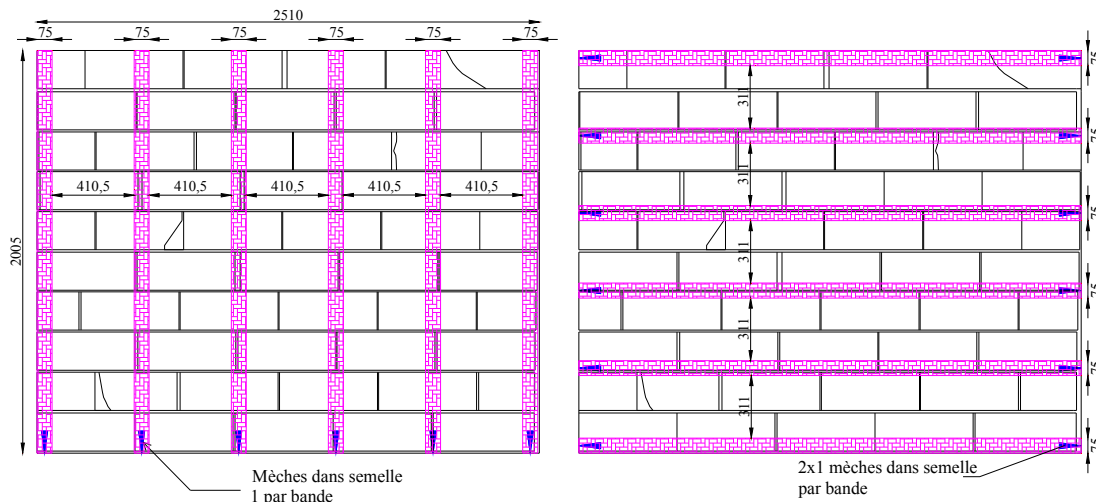




Fig. 2.24. Renforcement horizontal et vertical du quatrième mur.

2.2. Banc d'essai et instrumentation

Les constructions en zone bleu sont généralement positionnées en bas de couloir à risque, donc dans une zone où l'avalanche vient « mourir », la hauteur de l'avalanche s'est donc généralement érodée auparavant, ce qui implique une hauteur d'impact moindre. On part du principe, d'un respect de la réglementation, les constructions ne sont donc pas positionnées dans les zones à risque (PPR), mais les changements climatiques font que les zones couvertes par le risque peuvent sensiblement évoluer, avec une extension de la zone cartographiée comme dangereuse, pour laquelle il peut y avoir impact mais sur une hauteur limitée. C'est ce choix d'une pression sur une surface partielle du mur que nous avons retenu. Pour l'étude expérimentale, nous avons donc mis au point un banc d'essais spécifique qui permet l'étude d'un mur maçonné à l'échelle, lorsqu'il est soumis à une pression uniforme sur tout ou partie de sa surface.

Le banc d'essais est donc 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 (Fig. 2.25). Tous les murs renforcés ou pas ont été testés dans des conditions similaires de chargement. 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 les 2/3 de la hauteur du mur (Fig. 2.26). La mise en pression des vérins souples est assurée par une pompe après les avoir remplis d'eau.

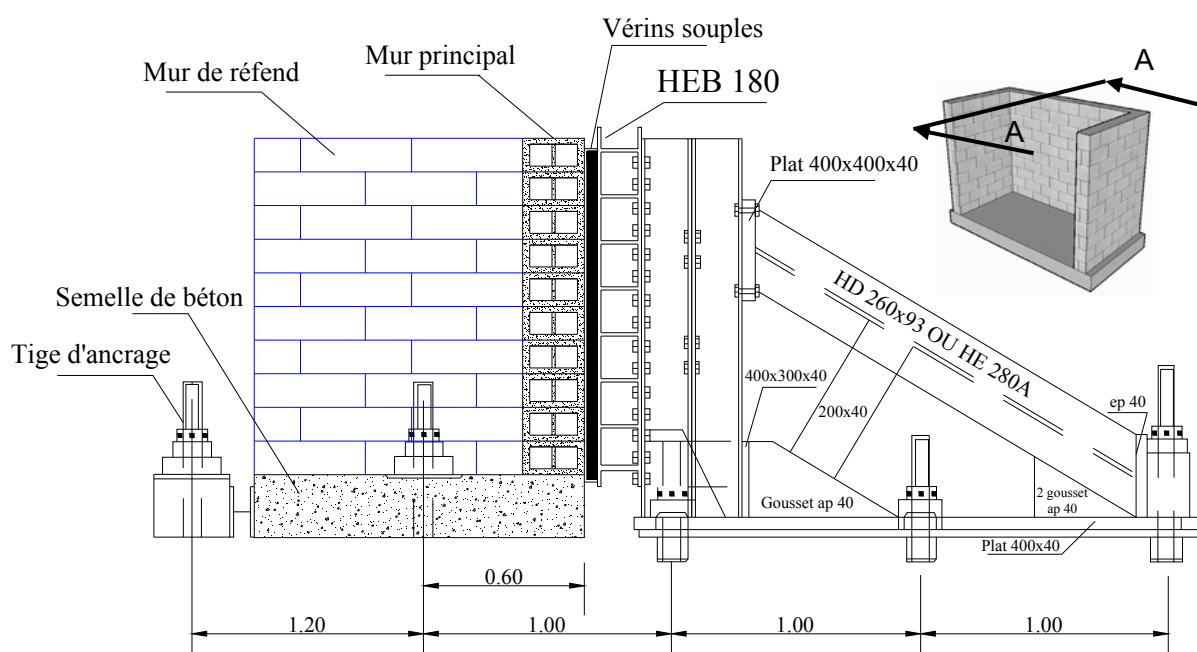


Fig. 2.25. Banc d'essai selon coupe AA

2.2.1. Instrumentation

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. 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 (Fig. 2.26).

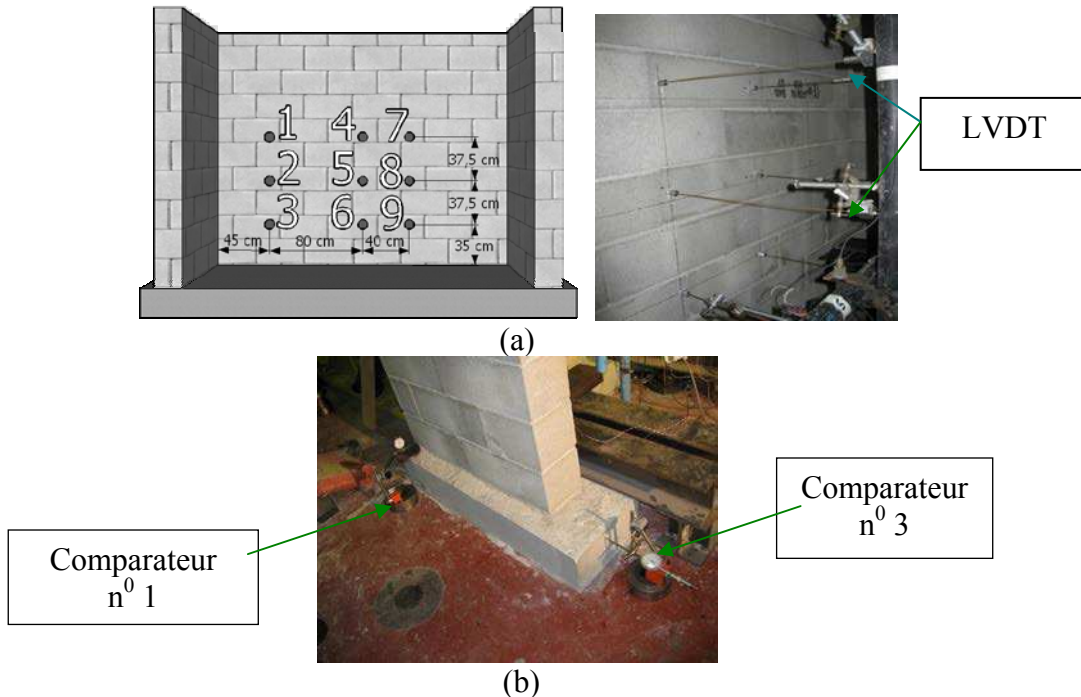
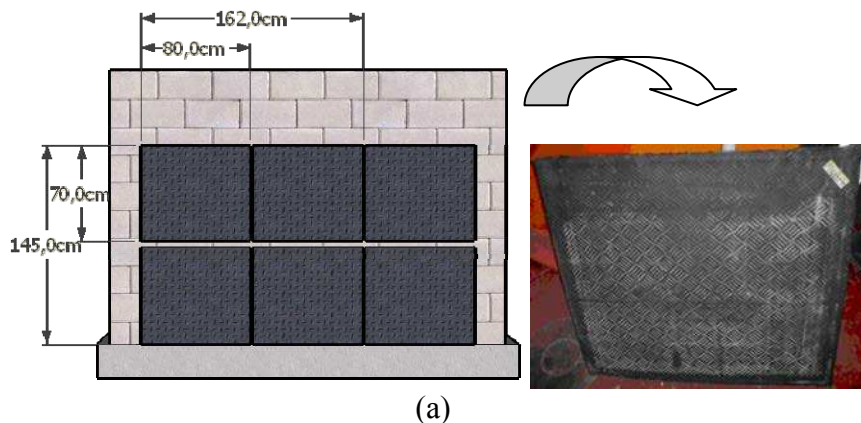
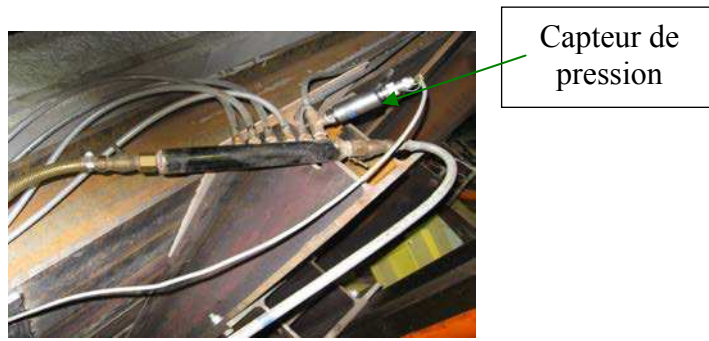


Fig. 2.26. (a) Positionnement des capteurs LVDT; (b) Comparateurs pour mesure des déplacements de la semelle.

Un capteur de pression à électronique intégré, de type Schaevitz P702-0001, permet de suivre l'histoire du chargement. Afin de contrôler la pression, le capteur est positionné au plus proche des « coussins » de chargement. L'acquisition des données se fait à l'aide d'une centrale d'acquisition, la fréquence d'échantillonnage de l'ensemble des capteurs est de 2 secondes. Les figures ci-après précisent le dispositif de chargement ou coussins gonflables :



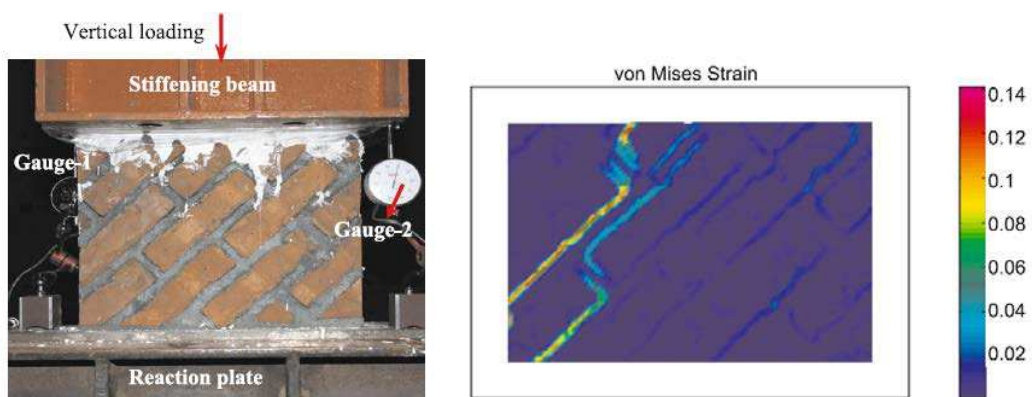


(b)

Fig. 2.27.(a) Positionnement des coussins de chargement; (b) Capteur de pression et système d'alimentation des 6 vérins.

2.2.2. Méthode de corrélation des images (MCI)

Les modes de rupture observés sur les murs, présentés dans la partie ci-dessus, sont obtenus manuellement, en scrutant tout simplement la structure lors du processus de charge. Ce travail nécessite de mobiliser plusieurs personnes pour pouvoir inspecter différentes parties de la structure. Ce travail manuel pose des difficultés, en particulier, il est difficile de déceler l'initiation de l'endommagement. Par ailleurs, pour un matériau anisotrope comme la maçonnerie, la mesure de la distribution des déformations et la concentration des contraintes est une donnée importante. Généralement, la mesure des déformations est réalisée à l'aide des jauges de déformation ou bien des extensomètres collés directement sur la structure. Cette technique nécessite une grande quantité de jauges en particulier dans le cas d'une grande maquette comme c'est le cas dans notre étude, le recours à cette méthode est donc prohibitif du point de vue coût, sans noter les problèmes d'encombrement mais aussi le caractère intrusif de cette technique de mesure qui peut ainsi induire soit des points de fragilité soit au contraire des points de renfort localisés. La technique de mesure par un matériel optique comme la méthode de corrélation d'images (MCI) est une bonne solution qui permet d'éviter ces limites. En utilisant des caméras optiques et en ayant recours à un « maillage » des points de la surface des éprouvettes, la MCI permet une mesure champ et donc une information complète de la distribution des déformations sur une grande partie de la surface de la structure. En appliquant cette approche, Chu [CHU 1985] a réussi à obtenir une distribution de type champ de la déformation et au-delà les zones de fissures.



(a)

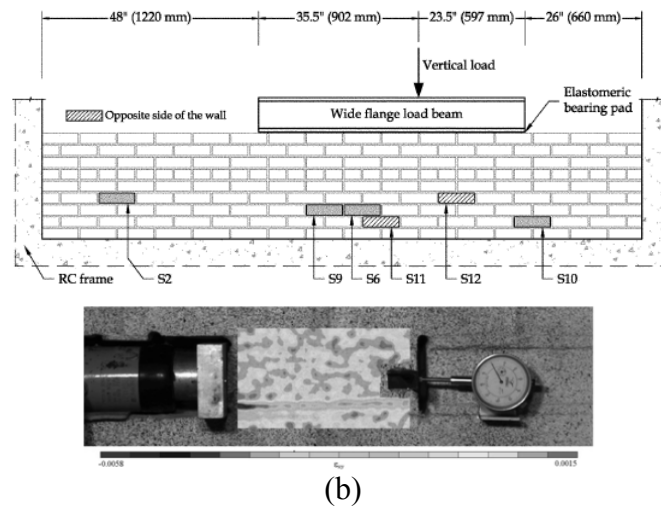


Fig. 2.28. (a) Fissures observées dans les joints par MCI [TUN 2008] ; (b) La déformation tangentielle obtenue par MCI correspond à un mouvement latéral de 0,127mm [CAR 2011].

Concernant les structures en maçonnerie, des études récentes ont confirmé la fiabilité de l'application de la technique par corrélation d'images. Tung [TUN, 2008] a testé un muret de dimension de 40 x 30 cm² (longueur x hauteur) assemblé de briques inclinés de 45° avec la présence de mortier, soumis à un chargement en compression dans le plan. Cette étude a montré l'efficacité de l'identification de la formation des fissures basée sur la concentration de grande déformation sur la surface du mur. Il conclut que les fissures initiales peuvent être identifiées grâce aux iso-valeurs de déplacement ou bien de déformation obtenues via l'analyse par corrélation d'images en 2D. Cependant, l'analyse de la concentration des déformations via les déformations de Von Mises permet de définir la position des fissures (Fig. 2.28a). La distribution non-uniforme des déformations due à la présence de matériaux de caractéristiques différentes, est bien détectée par l'analyse d'image MCI 2D. La taille de grille a cependant une grande influence sur l'évaluation de la formation des fissures dans le mur maçonné, une petite grille donne un meilleur résultat dans ce cas. Similairement, Carlo [CAR 2011] a testé in-situ un mur sous des niveaux différents de contrainte normale dans un test de cisaillement indirect, il a eu recours à la MCI 2D. Les objectifs essentiels de ce programme expérimental, sont la mesure de la cohésion initiale et de l'angle de frottement de l'assemblage brique-mortier, nécessaires pour caractériser l'enveloppe de ruine basée sur le critère de Mohr-Coulomb. Bien que ce test ait été réalisé sur un grand mur, il applique la méthode de corrélation d'images sur une zone autour d'une brique, et ce à plusieurs endroits (Fig. 2.28b).

La méthode dite de corrélation d'images peut être utilisée en 2D ou en 3D. Dans le cas 2D, la MCI est basée sur la recherche des champs de déplacements homogènes bilinéaires de chacun des patterns de la zone d'intérêt. Le pattern est défini par une zone d'étude qui sera discrétisé en un ensemble de carrées de pixels. La taille de pattern est de l'ordre de 6 et 32 pixels et la distance entre les centres de patterns adjacents entre 6 et 20 pixels [CLE 2001]. Pour notre étude, une MCI 3D a été utilisée, réalisée à l'aide d'un système stéréoscopique correspondant à l'utilisation de 2 cameras indépendantes, ayant une résolution appropriée, connectées à un ordinateur pour l'acquisition des images. Avant le déroulement de l'essai, un calibrage du système est nécessaire, il consiste à déterminer les paramètres de la fonction reliant les coordonnées en 3D des points de l'espace et les coordonnées en 2D de ces points projetés sur les deux plans d'images. Le problème du calibrage permet de donner à un ensemble de points des coordonnées en 3D connus grâce à une mire.

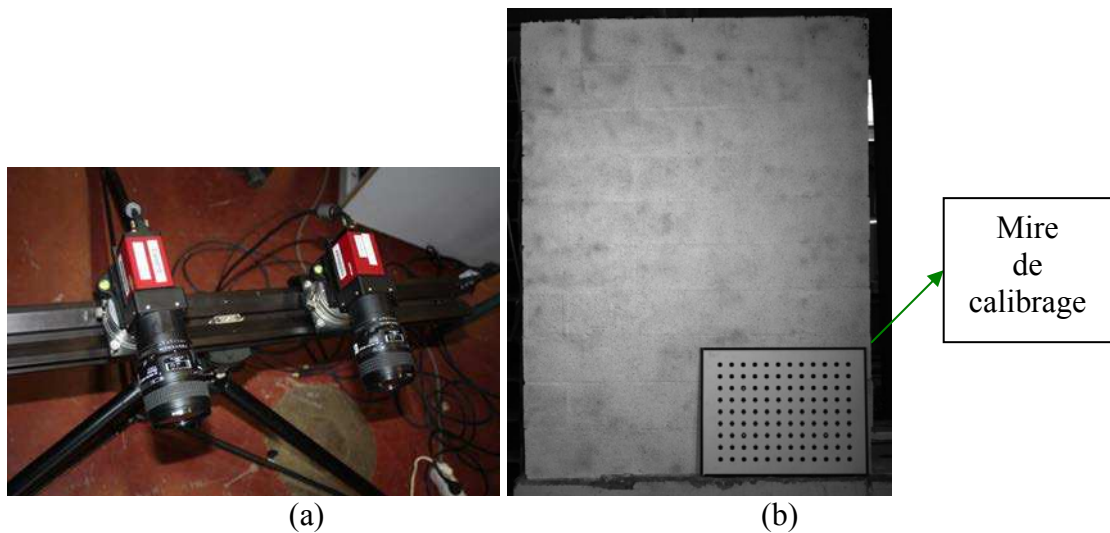


Fig. 2.29. (a) Deux caméras digitales; (b) Mire de calibrage.



Fig. 2.30. La surface du mur, avant et après traitement par la spray-peinture.

Pour ce faire, un traitement de la surface des éprouvettes est nécessaire, l'objectif étant l'amélioration de la capacité de détection des points aléatoires dans les patterns sur la surface du mur. Une couche de peinture blanche est d'abord appliquée sur la surface du mur, puis un mouchetis noirs est déposé sur le revêtement blanc à l'aide d'une peinture en spray. Les peintures brillantes ou satinées doivent être évitées car elles induisent des réflexions sous éclairage. Cette technique efficace pour les spécimens en métal, céramique et composite, sur lesquels d'ailleurs les premiers résultats ont été obtenus, a été validée dans notre cas pour de la maçonnerie. La Fig. 2.30 montre la surface du mur avant et après traitement. Le logiciel Vic-3D permet ensuite l'analyse des images et le calcul des composantes des déplacements et des déformations.

2.2.3. Technique d'identification modale – Méthode non destructive (MND)

Dans le but d'évaluer le comportement mécanique de notre structure, en dehors de la méthode classique de suivre la réponse de la structure sous un chargement jusqu'à la rupture, on utilise aussi une méthode nommée « méthode non destructive ». Cette méthode basée sur l'analyse modale expérimentale qui permet l'identification des caractéristiques dynamiques de la structure comme les fréquences, les déformées modales et les amortissements. Pratiquement, cette méthode est utilisée souvent afin de détecter, localiser et caractériser l'endommagement dans la structure par examiner le changement dans la réponse de vibration mesurée. Par ailleurs, en combinant l'analyse modale numérique, souvent par la méthode des éléments finis, et l'analyse modale expérimentale, la module d'élasticité de la structure peut être déterminé. Grâce au caractère « non-destructif », ces méthodes permettent d'évaluer l'évolution de la rigidité de la structure en fonction du temps, l'échelle du temps étant ici liée à la cure ou durcissement du matériau liant (mortier pour la maçonnerie, matrice cimentaire

pour le matériau béton). Elles permettent intrinsèquement d'étudier l'influence des paramètres comme l'humidité, la porosité sur le module des matériaux [BOU 2012a][BOU 2012b].

En ce qui concerne les essais d'identification, deux groupes sont possibles : les essais de vibration avec entrée-sortie, où les forces d'excitation et la réponse vibratoire du système sont mesurées ; et les essais de vibration avec sortie uniquement, où l'on mesure uniquement la réponse du système. La technique de vibration avec entrée-sortie est basée sur le contrôle de l'excitation d'entrée et la mesure de la réponse temporelle de la structure sur un ensemble de points préalablement sélectionnés. Les points de mesure de l'effort et de la réponse sont généralement différents. Les paramètres modaux sont ensuite calculés à l'aide des différentes fonctions de réponses en fréquence (FRF) entre le point d'impact et les points de mesures dans le domaine fréquentiel ou bien domaine temporel. La fonction de réponse fréquentielle pour une structure linéaire est une matrice $[H]$ qui relie à chaque pulsation ω , la réponse $X(\omega)$ à la force d'excitation $F(\omega)$. Elle est également définie comme étant le rapport de la transformée de Fourier d'une réponse en sortie $X(\omega)$ divisé par la transformée de Fourier de la force d'entrée $F(\omega)$ qui a causé la sortie [Schwartz, 1999] : $H(\omega)=X(\omega)/F(\omega)$. Le problème principal est la performance (précision) des équipements d'excitation. Pour les structures de moyenne ou petite dimension, il n'est pas difficile de développer un système d'excitation adéquat. Pour les grandes structures comme les bâtiments, les ponts, les tours, il n'est pas évident d'appliquer une excitation contrôlée avec des caractéristiques dynamiques appropriées. Par conséquent, la deuxième technique se focalisant uniquement sur la sortie sera très pratique dans ce cas. La méthode consiste en la mesure de la réponse dynamique sous des conditions de charge naturelles, les excitations présentent alors un caractère aléatoire en fonction du temps, et elles nécessitent une énergie suffisante pour exciter globalement la structure. Dans les structures réelles comme les bâtiments, les passerelles ou ponts, les tours, les tunnels, l'excitation dynamique peut être engendrée par la circulation des voitures, ou plus communément dans le cas de structures légères par le passage des piétons, ou encore par les rafales de vent. Pour les structures testées en laboratoire, l'excitation consiste en un impact à l'aide d'un système d'excitation par exemple un marteau d'impact. L'analyse est basé sur le traitement du signal mesuré (accélération, déplacement, vitesse, déformation) en divers points, traitement qui consiste en une description dans le domaine fréquentiel par l'application de la FFT (Fast Fourier Transform ou transformée de Fourier rapide) et sur la corrélation entre les signaux. Il est souvent nécessaire de faire une analyse modale par élément fini pour avoir une idée préliminaire des valeurs des fréquences propres et surtout des déformées modales de la structure. Ces calculs préliminaires, permettent de localiser les points de mesure. Généralement, le nombre de points de mesure prévus est supérieur au nombre de capteurs disponibles, il sera donc nécessaire de réitérer l'essai en changeant la position des capteurs.

Dans le cas d'une structure de type continu avec un matériau unique, la détermination du module d'élasticité à l'aide de l'analyse modale (corrélation essais et calcul) est plus facile par rapport à une structure maçonnée. Dans certain cas, pour confirmer la pertinence de la détermination du module d'élasticité, une analyse du vecteur modale ou déformée modale sera nécessaire, la méthode FDD [AND 2007] est alors plus efficace pour caractériser le mode. Par contre, pour la structure en maçonnerie, un calcul via la méthode des éléments finis, mené pour faciliter l'identification modale expérimentale, n'est pas simple à mener à cause de l'anisotropie induite par les éléments constitutifs (unités : blocs, briques, pierres...) et du liant mortier. Dans ce travail nous n'aborderons que les analyses modales via le volet expérimental, en particulier dans le but de chercher un indicateur d'endommagement. Pour les structures maçonnées, cette technique peut être appliquée à diagnostiquer la santé des ouvrages notamment ceux relevant du patrimoine historique [BIN 2004][LOU 2006].



Fig. 2.31. Shaker: a) sur fondation [MAM 1998] ; b) en toiture de bâtiment [JOH 2007].

Un équipement pour un test modal nécessite un système d'excitation, des capteurs pour mesurer la réponse, et un système d'acquisition. Les systèmes d'excitation le plus souvent utilisés dans le domaine du génie civil, sont : le shaker, le marteau d'impact et le système de choc par masse tombante. Généralement le shaker est utilisé pour induire des vibrations d'amplitudes conséquentes à la structure. L'avantage du shaker est la capacité de gérer proprement l'onde d'entrée, ses caractéristiques. Cet équipement est cependant d'utilisation limitée à cause de son installation (fixation) qui reste complexe mais aussi pour des raisons de coût. Le marteau d'impact est plus pratique à utiliser, il peut exciter la vibration de la structure avec une force d'impact précise. L'échelle de la structure va déterminer le choix du marteau approprié (rigidité et masse). Le marteau peut être équipé d'un capteur de force, ce qui permet de caractériser la sollicitation ou force d'impact. La Fig. 2.31 montre l'équipement mis au point au laboratoire pour l'analyse des dalles BA. Un système de choc par masse tombante peut être utilisé lorsqu'on a besoin d'appliquer une plus grande énergie que celle généralement mise en œuvre par le marteau d'impact.

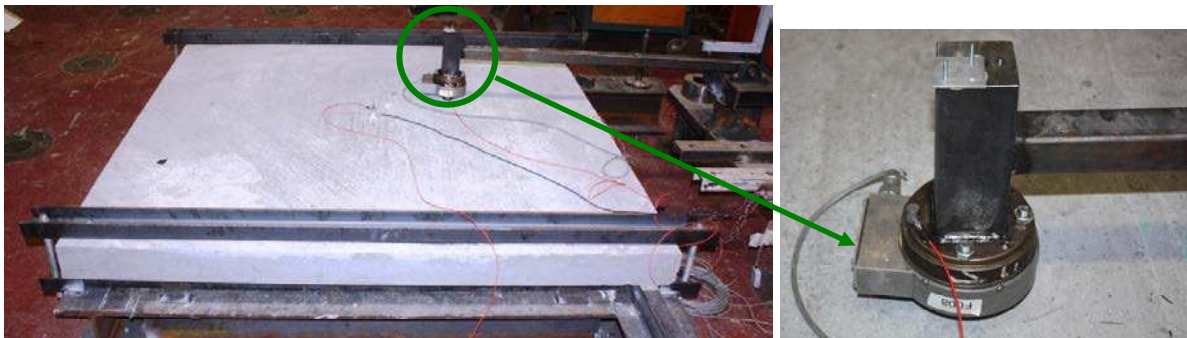


Fig. 2.32. Marteau d'impact fabriqué au laboratoire.

Les capteurs utilisés pour évaluer la réponse sont très diverses, on peut ainsi recourir à la mesure du déplacement, de la déformation, de la vitesse ou de l'accélération. Dans notre étude, nous utilisons des accéléromètres. Il y a deux types d'accéléromètres les piézo-électrique et les piézo-résistif. Un accéléromètre est un système masse-ressort qui intègre une masse sismique suspendue par un ressort. Le principe des accéléromètres est de mesurer la force à laquelle est soumise cette masse, on en déduit l'accélération basé sur la loi de Newton $F=ma$ (F : force (N), m : masse (kg), a : accélération (m/s^2)). Dans la plupart des capteurs piézoélectriques, la masse sismique exerce des efforts de compression ou (le plus souvent) de cisaillement sur un matériau piézoélectrique qui génère alors une charge électrique proportionnelle à la force qui lui est appliquée (donc à l'accélération à mesurer). Dans les capteurs piézo-résistifs, c'est un peu le même principe, sauf que la masse sismique est le plus souvent solidaire d'une poutre dont on mesure la déformation (avec des jauges piézo-résistives). L'inconvénient principal de l'accéléromètre piézo-électrique concerne l'impossibilité de mesurer l'accélération gravitaire permanente g . Cette caractéristique est défavorable dans le cas de l'étude de structures très flexibles, pour lesquelles les valeurs basses de fréquence propres (proches de zéro hertz) sont importantes. Pour ne pas fausser les mesures, le capteur doit être parfaitement solidaire de la structure à tester. En général, l'accéléromètre est collé ou vissé. Tout dépend de l'application, et notamment des conditions

environnementales dans lesquelles se fait la mesure. La masse du capteur ne doit pas affecter le comportement dynamique de la pièce en vibration.

La Fig. 2.33 présente un des accéléromètres utilisé dans nos essais de vibration. Il s'agit d'un accéléromètre mono-axe de modèle 7504A, avec une gamme de mesure étendue (de -4000g à 4000g) et une plage de fréquences relativement large (de 20Hz à 15000Hz).

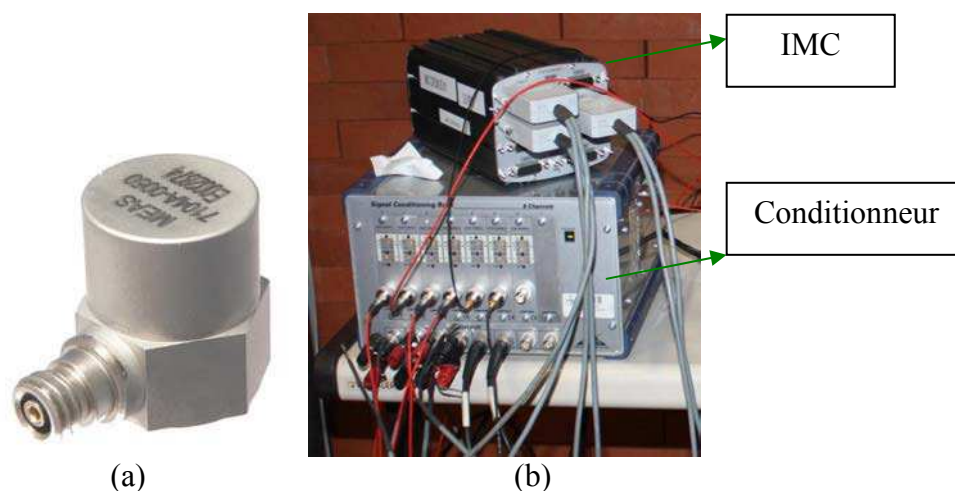


Fig. 2.33. (a) Accéléromètre mono-axe de modèle 7504A (www.meas-spec.com) ; (b) Central d'acquisition IMC CRONOS et le conditionneur.

Un système d'acquisition enregistre l'excitation et la réponse des signaux pour une série de pas de temps discrets. Pour certains capteurs il est nécessaire d'utiliser un conditionneur dont la fonction principale est d'amplifier les signaux de niveau bas afin d'augmenter la résolution et de réduire le bruit. Le signal doit être amplifié pour que la gamme de voltage (tension mesurée) maximale du signal conditionné, soit égale à la gamme d'entrée maximale de la centrale d'acquisition. Dans notre étude, le système d'acquisition est une centrale IMC CRONOS de 8 voies.

3. Caractérisation des matériaux constitutifs

3.1. Le 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 ». Pour en mesurer les caractéristiques mécaniques, deux types d'éprouvettes de mortier sont coulés et testés : des éprouvette cylindrique $14 \times 7 \text{ cm}^2$ et des éprouvette prismatique $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$.

3.1.1. Epreuve cylindrique $14 \times 7 \text{ cm}^2$

Les éprouvettes sont de forme cylindrique, avec un rapport d'élancement hauteur/diamètre égale à deux ($14 \times 7 \text{ cm}^2$). Pour l'une des éprouvettes, trois jauges d'extensométrie, de 20 mm de longueur et de 120 Ohm de résistance nominale (20/120 LY41 HBM), sont collées à 120° l'une de l'autre, selon la direction axiale de l'éprouvette, afin de mesurer la déformation sous compression. Les tests ont été réalisés après 28 jours. Le module d'élasticité a été mesuré sur l'intervalle 0,5 Mpa à $0,3\sigma_R$ (avec σ_R la résistance à la compression). La valeur moyenne obtenue pour le module d'élasticité est de 17000MPa, et la résistance à la compression de l'ordre de 9 MPa.

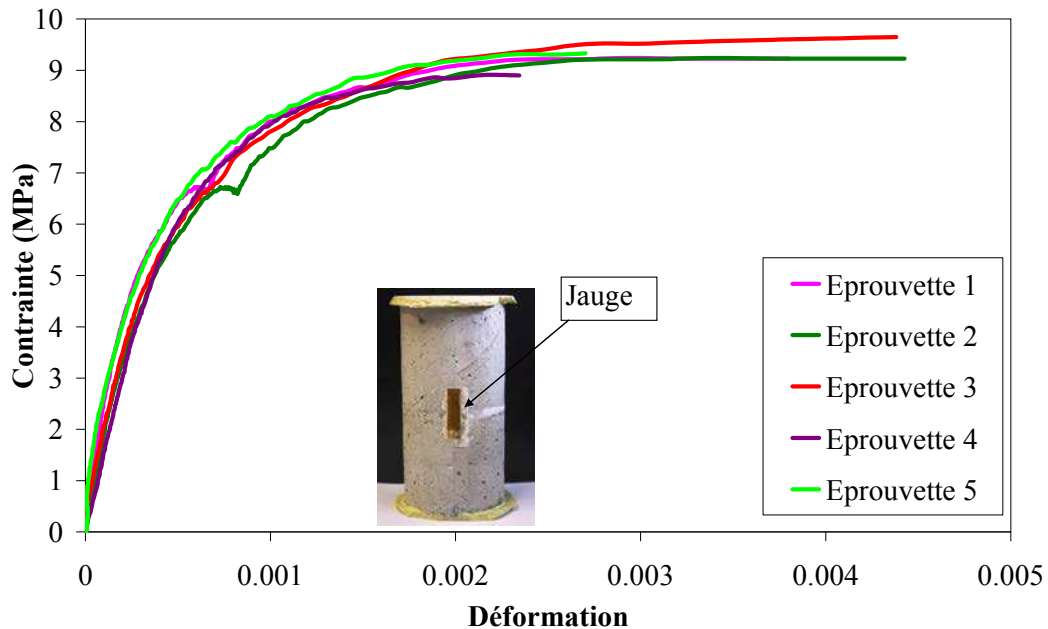


Fig. 2.34. Courbes contrainte/déformation obtenues sur les éprouvettes cylindriques.

3.1.2. Epreuve prismatique 4x4x16 cm³

Les éprouvettes de mortier utilisées pour la mesure des caractéristiques mécaniques, tels que le module d'élasticité, la résistance de traction par flexion, et la résistance en compression, sont de forme prismatique, de dimensions 4x4x16 cm. Elles sont réalisées avec des moules en acier conformément à la norme EN 196-1 [NFE 2006].



Fig. 2.35. Moules et éprouvettes de mortier

a. Test non-destructif

Afin de caractériser le module d'Young du matériau mortier, nous procédons de façon non destructive, afin de préserver les éprouvettes pour les essais de flexion. La nature non-destructive des mesures ainsi que la rapidité et la simplicité des opérations permettent de répéter sans restriction les mesures sur un même échantillon pour en observer l'évolution dans le temps. La méthode consiste à recourir à l'excitation par impulsion. Cette méthode constitue un mode dynamique de détermination des modules élastiques des matériaux. L'éprouvette est excitée par une légère impulsion mécanique et on analyse ensuite les vibrations transitoires qui s'ensuivent. Ces vibrations naturelles sont déterminées par la géométrie et les propriétés physiques de l'échantillon. Un détecteur piézo-électrique ou un microphone est utilisée pour capter la vibration mécanique et la transformer en signal électrique. Un circuit électronique détecte les passages à zéro, marquant les périodes successives avec précision. Dès que le signal commence à décroître, l'instrument mesure chaque période et en garde la valeur en mémoire, ceci en continue jusqu'à extinction virtuelle du signal. Finalement, le microprocesseur fait l'analyse des informations stockées, sélectionne la composante

fondamentale du spectre et affiche le résultat de la mesure. Ce résultat peut apparaître sous forme de la fréquence exprimé en Hertz. La méthode consiste donc à faire vibrer une éprouvette 4x4x16 cm³ de mortier « durci », on en mesure la fréquence de résonance à l'aide du Grindosonic et on en déduit le module d'élasticité dynamique du matériau de l'éprouvette. Il est important de peser systématiquement l'éprouvette avant chaque essai. Les matériaux que l'on désire caractériser sont effectivement en constante évolution durant un temps assez long. Le matériau sèche, il y a évaporation de l'eau en plus des diverses réactions chimiques qui mobilisent des molécules d'eau. La masse de l'éprouvette évolue donc en fonction du temps. Dans la procédure de détermination du module à partir de la fréquence, nous utilisons la masse caractéristique de l'éprouvette mesurée à l'instant de l'essai avec une précision de 0,1 g. Le module dynamique est calculé, d'une part, par la formule analytique conformément à la norme ASTM C1259-01, d'autre part, par la modélisation numérique via les éléments finis (code CASTEM). La valeur analytique est calculée par la formule ci-dessous :

$$E = 0,9465 \left(\frac{m \times f_f^2}{b} \right) \left(\frac{L^3}{t^3} \right) T_1$$

avec: E = Module de Young dynamique [Pa]

m = masse [g]

b = épaisseur [mm]

L = longueur [mm]

t = hauteur [mm]

f_f = fréquence de résonance fondamentale en flexion [Hz]

T₁ = facteur de correction tenant compte du rapport L/t et du coefficient de Poisson

$$T_1 = 1 + 6,585 \left(1 + 0,0752\mu + 0,8109\mu^2 \right) \left(\frac{t}{L} \right)^2 - 0,868 \left(\frac{t}{L} \right)^4 - \left[\frac{8,340 \left(1 + 0,2023\mu + 2,173\mu^2 \right) \left(\frac{t}{L} \right)^4}{1,000 + 6,338 \left(1 + 0,1408\mu + 1,536\mu^2 \right) \left(\frac{t}{L} \right)^2} \right]$$

Le mode de vibration fondamental en flexion d'un barreau à section constante présente un ventre (lieu de l'amplitude maximum) au centre et également aux deux extrémités. Deux lignes nodales se présentent à 0,224 L (longueur) des extrémités. Ces lignes nodales peuvent être considérées comme des lignes droites. Pour obtenir un mouvement libre associé à ce mode de flexion, nous supporterons l'échantillon au lieu de ces lignes nodales. Plus l'échantillon est « mince » (rapport longueur/ épaisseur élevé), plus ces supports devront être placés avec soin. Pour exciter l'échantillon, une frappe légère et élastique est donnée, de préférence au centre du barreau. Il est également possible de frapper le barreau à une extrémité. Toutefois, nous préférons le centre pour des raisons de sélectivité et de symétrie.

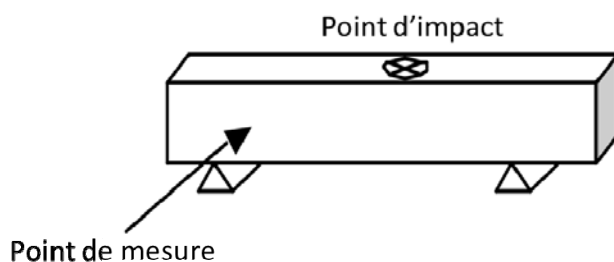


Fig. 2.36. Test Grindosonic : Flèche = capteurs piézo-électrique, croix = lieu d'impact

Pour modéliser la vibration de l'éprouvette de mortier via le calcul numérique par la méthode des éléments finis, nous avons utilisé l'élément fini de coque COQ4. La déformation ou mode fondamentale de flexion obtenue numériquement, est présentée à la figure ci-dessous :

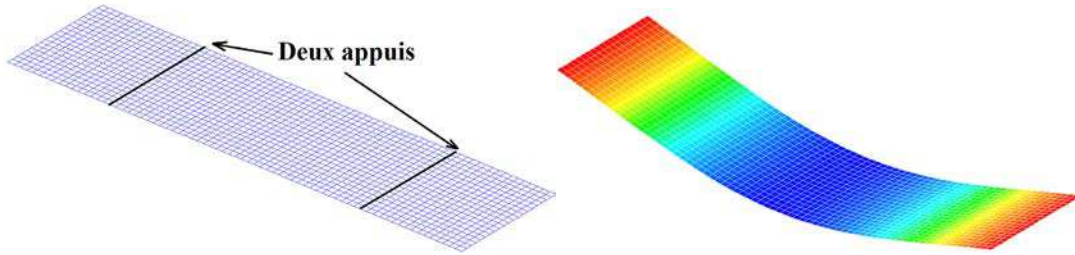


Fig. 2.37. Calcul de vibration sous Castem; b) Déformée associée au mode 1 de vibration.

Les résultats sont traités sur les valeurs moyennes des 10 éprouvettes de mortier. On considère que le coefficient de Poisson vaut 0,2. Les valeurs obtenues du module d'élasticité et les mesures de la masse sont présentés Fig. 2.38 et Tab.2.1.

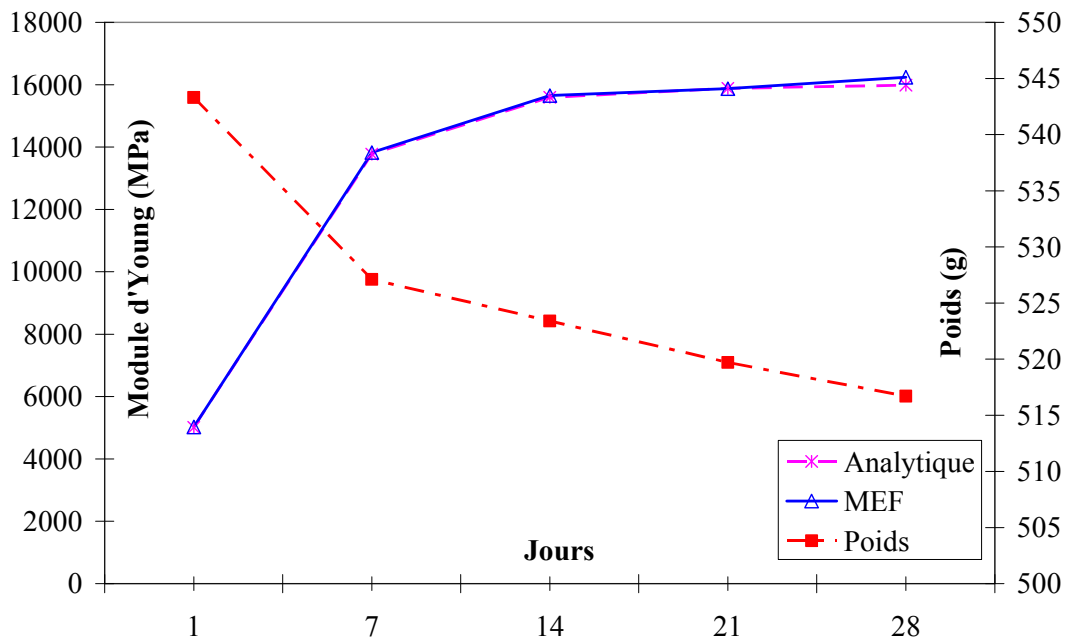


Fig. 2.38. Module d'Young et poids de l'éprouvette mortier en fonction du temps.

Cette technique non destructive permet une estimation fine du module, les valeurs sont reproductibles ce qui confirme la robustesse de la méthode à condition de respecter rigoureusement le protocole d'essais.

Sur la base de la courbe illustrée Fig. 2.38, on voit que, dans un premier temps (pendant les 7 premiers jours après le coulage du mortier), le module d'élasticité du mortier augmente rapidement concomitamment à la perte rapide de masse de l'éprouvette. Cela peut être expliqué par la perte importante d'humidité dans le mortier lors du séchage. A partir de 7 jours, on remarque une même tendance de l'amélioration du module d'élasticité mais avec une cinétique plus lente. Pendant cette deuxième phase, le séchage est beaucoup plus lent ce qui explique l'accroissement lent du module. En général, après 28 jours, le mortier atteint presque sa capacité maximale en termes de contrainte. Le tableau ci-dessous reporte en détail la comparaison du module d'élasticité obtenue par deux méthodes analytique et numérique basées sur la mesure des fréquences propres expérimentales.

Tab.2. 1 Masse, fréquence et module d'élasticité du mortier en fonction du temps.

Jours	Masse (g)		Fréquence (Hz)		Module E (MPa)	
	Moyenne	CV	Moyenne	CV	Analytique	Numérique
1	543,3	0,009	2082,6	0,043	5011,5	5025,5
7	527,1	0,010	3507,2	0,021	13772	13828
14	523,4	0,011	3744,3	0,030	15595	15650
21	519,7	0,011	3784,1	0,022	15883	15871
28	516,7	0,011	3839,1	0,025	15988	16242,5

b. Test mécanique

Les essais de traction par flexion et de compression, sont menés de façon successive sur les éprouvettes. C'est-à-dire qu'une éprouvette est d'abord testée en traction par flexion, puis, après rupture, les deux parties de l'éprouvette sont testées en compression. Le premier essai est réalisé selon le principe de flexion trois points, comme présenté Fig. 2.39. L'essai est conduit jusqu'à rupture, on obtient la contrainte de rupture dite de traction par flexion avec l'expression suivante :

$$R_f = \frac{3F_f.l}{2b^3}$$

R_f correspond donc à la résistance en flexion.

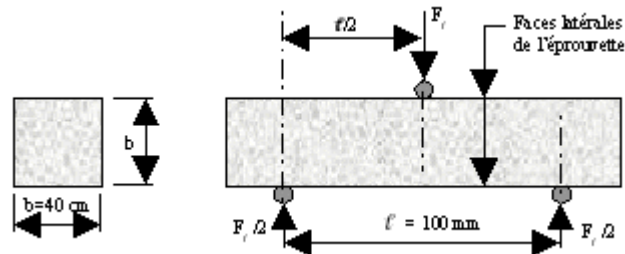


Fig. 2.39. Essai de flexion 3 points

Les deux demi-prismes qui résultent de cet essai sont ensuite testés en compression conformément à la Fig. 2.40. L'essai est également conduit jusqu'à rupture des demi-éprouvettes, pour finalement déterminer la résistance à la compression avec l'expression suivante :

$$R_c = \frac{F_c}{b^2}$$

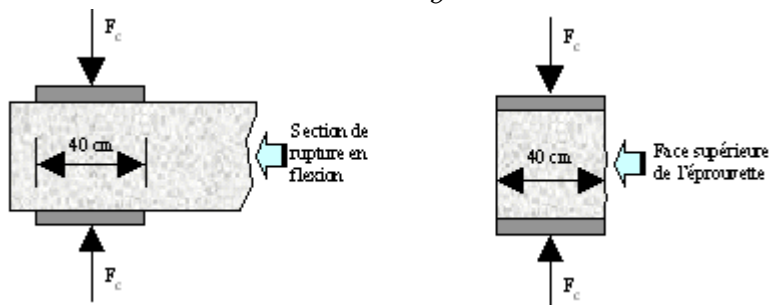


Fig. 2.40. Essai de compression



Fig. 2.41. a) Essai de flexion 3 points ; b) Essai de compression

La résistance moyenne en compression obtenue sur 24 éprouvettes est de l'ordre de 15,54MPa (coefficient de variation CV=0.08) et celle de traction par flexion de l'ordre de 3,54MPa (CV=0.15).

Tab.2. 2 - Résistance en compression et celle de traction par flexion sur les éprouvettes 4x4x16cm.

Spécimens	Flexion R_f (Mpa)	Compression R_c (Mpa)	Spécimens	Flexion R_f (Mpa)	Compression R_c (Mpa)
1	3,9	16,25	13	3,16	15,63
2	3,6	15,75	14	2,58	14,15
3	4,3	17,25	15	3,11	15,3
4	3,4	13,075	16	3,52	13,8
5	3,5	15	17	2,98	13,8
6	2,6	15,2	18	2,7	14,2
7	3,46	16,25	19	3,89	16,8
8	3,56	15,4	20	4,24	16
9	4,05	18,85	21	4,17	16,8
10	3,07	14,85	22	3,28	17,8
11	3,7	14,3	23	4,36	17,35
12	3,54	15,75	24	4,24	16,5
Moyenne				3.54	15.54
Coefficient de variation CV				0.15	0.08

On obtient globalement une bonne reproductibilité des caractéristiques mécaniques.

3.2. Bloc de 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 [NFP 1983]. Leurs dimensions sont de 20cm de hauteur, 50cm de longueur, leur épaisseur totale est 20cm (200x200x500 mm³). Nous avons menés divers essais afin de caractériser leur résistance sous traction et sous compression.

3.2.1. Bloc en compression

Afin de caractériser le module d'élasticité et la contrainte caractérisant la limite de compression des blocs en béton, des essais de compression sont menés. Le chargement est réparti sur la quasi-totalité de la surface du bloc (Figure 2.42). Quatre jauges d'extensométrie de 50 mm de longueur, 120 Ohm de résistance nominal (50/120 LY41 HBM) sont collées à selon la direction verticale de l'éprouvette, afin de mesurer la déformation sous compression.

Deux jauges sur la petite face et deux jauges sur la grande face (voir figure ci-après). Pour assurer une meilleure diffusion de l'effort de compression sur toute la surface à charger, on dispose deux plaques de caoutchouc d'une épaisseur de 1cm environ, de part et d'autre de l'éprouvette (sur la surface supérieure et inférieure du bloc).

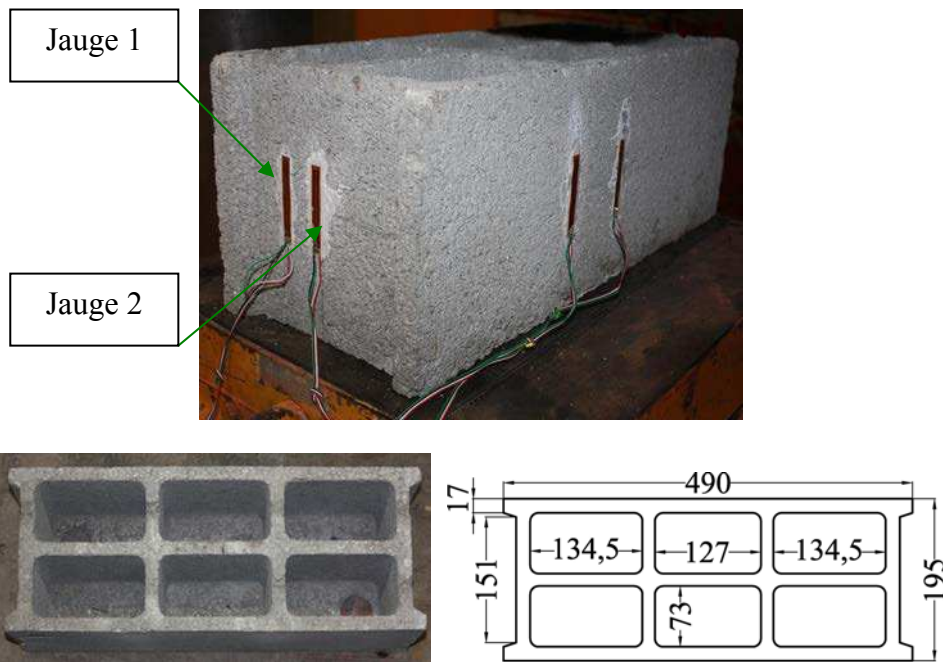


Fig. 2.42. Bloc de béton instrumenté et surface de charge

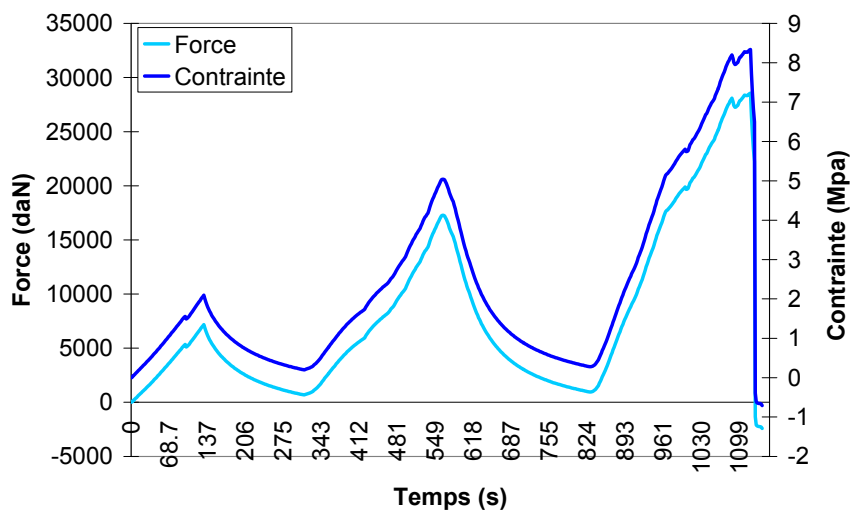


Fig. 2.43. Evolution de la charge en fonction du temps

Un chargement quasi-statique est appliqué selon l'histoire de charge illustrée à la figure ci-dessus. Deux cycles de charge-décharge sont appliqués dans la phase élastique, ce pour déterminer proprement le module d'élasticité des blocs. L'exploitation des contraintes à l'aide de la surface réelle (Fig. 2.58c) permet d'accéder à des valeurs caractéristiques plus importantes, qu'il conviendra d'envisager dans une approche numérique 3D, l'approche homogénéisée considèrera par contre les valeurs issues d'une analyse considérant la surface totale. Les contraintes qu'on abordera dans les parties suivantes sont toutes basées sur la surface réelle du bloc.

La surface S réelle est calculée comme:

$$S1=90870 \text{ mm}^2$$

$$S2=9618.5 \text{ mm}^2$$

$$S_3=9071 \text{ mm}^2$$

$$S= S_1-(4S_2+2S_3) = 34254 \text{ mm}^2$$

S_2 et S_3 correspondent à la surface des trous; S_1 est la surface totale du bloc sans les trous.

La résistance moyenne en compression quantifiée par les essais est de l'ordre de 8Mpa. Le module d'élasticité, mesuré via les jauges, dans la direction de compression vaut 14400MPa.

La Fig. 2.44 illustre les courbes contrainte/déformation mesurées par deux jauges de déformations (jauge 1 et 2) lors des essais.

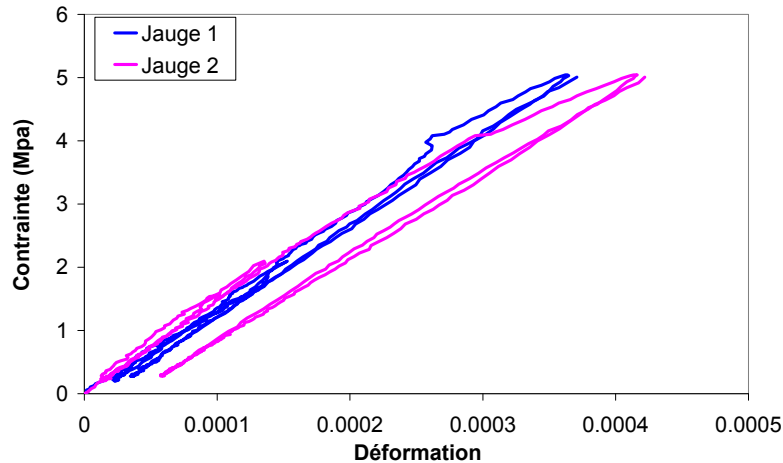


Fig. 2.44. Courbes contrainte/déformation

Les fissures observées après la rupture du bloc sont verticales et se situent dans les quatre coins (Fig. 2.45). De plus, sur la plus petite face, on a observé une fissure verticale à mi-longueur au voisinage de la singularité correspondant à la nervure. La rupture du bloc sous chargement de compression est concentrée donc aux deux extrémités du bloc.



Fig. 2.45. Modes de rupture du bloc

Plusieurs essais ont été menés montrant une bonne reproductibilité des grandeurs mécaniques caractéristiques (module et contrainte ultime), les modes de rupture sont aussi assez similaires bien que la position des fissures changeant.

3.2.2. Module dynamique du bloc béton

En se basant sur le même principe que l'essai mené pour caractériser le module dynamique du mortier, et qui a été présenté dans la partie précédente, nous avons mené des essais non-destructifs (MND) pour déterminer le module d'élasticité d'un bloc béton. Cependant, le système Grindosonic ne peut être utilisé pour ce type d'éprouvette. On a donc utilisé des accéléromètres piézo-électriques mono-axe (modèle 7504A). Le mode d'excitation a consisté à appliquer de légers chocs au bloc à l'aide du même marteau de choc utilisé pour les essais de vibration des éprouvettes de mortier. Les intensités des impacts appliquées ne sont pas quantifiées mais restent faibles, ce qui permet de garantir que le matériau ne soit pas localement endommagé, tout en permettant d'exciter les modes de vibration de l'éprouvette. Le bloc est positionné sur deux appuis à ses deux extrémités.

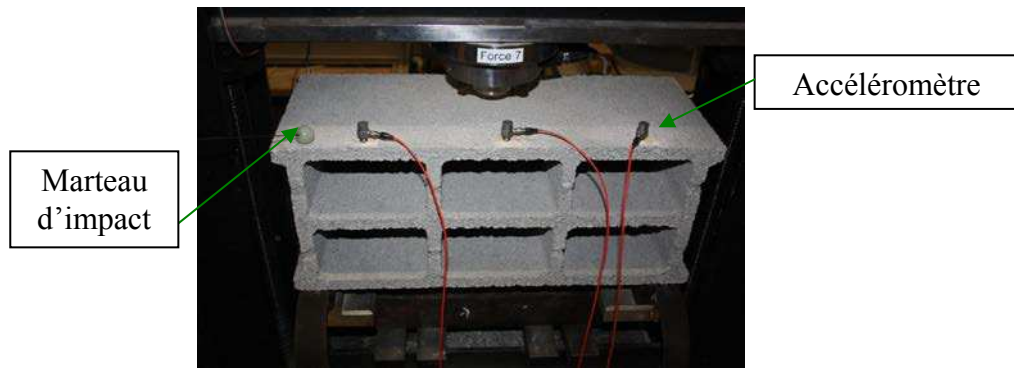


Fig. 2.46. Instrumentation de l'essai d'impact : a) $f_1=308\text{Hz}$; b) $f_4=615\text{ Hz}$; c) $f_7=1052\text{Hz}$; Trois accéléromètres sont positionnés sur la face supérieure vers le côté amont (Fig. 2.46). Chaque accéléromètre est positionné en section centrale de chaque trou et éloigné des nervures. Le bloc n'est pas totalement évidé, sur le côté aval il est muni d'un fond qui rigidifie donc ce côté comparativement au côté amont qui est donc plus flexible. En conséquence, les trois accéléromètres sont positionnés sur la face avale pour mieux mesurer les vibrations associées aux déformées. Le mode de fixation des accéléromètres est fondamental, les mesures peuvent être totalement fausses du fait d'une interface qui inhibe la vibration ou le contraire (crée des fréquences parasites associées à l'interface). Pour fixer les accéléromètres, on a tout d'abord collé trois vis à l'aide d'une résine, les accéléromètres sont ensuite vissés sur le bloc.

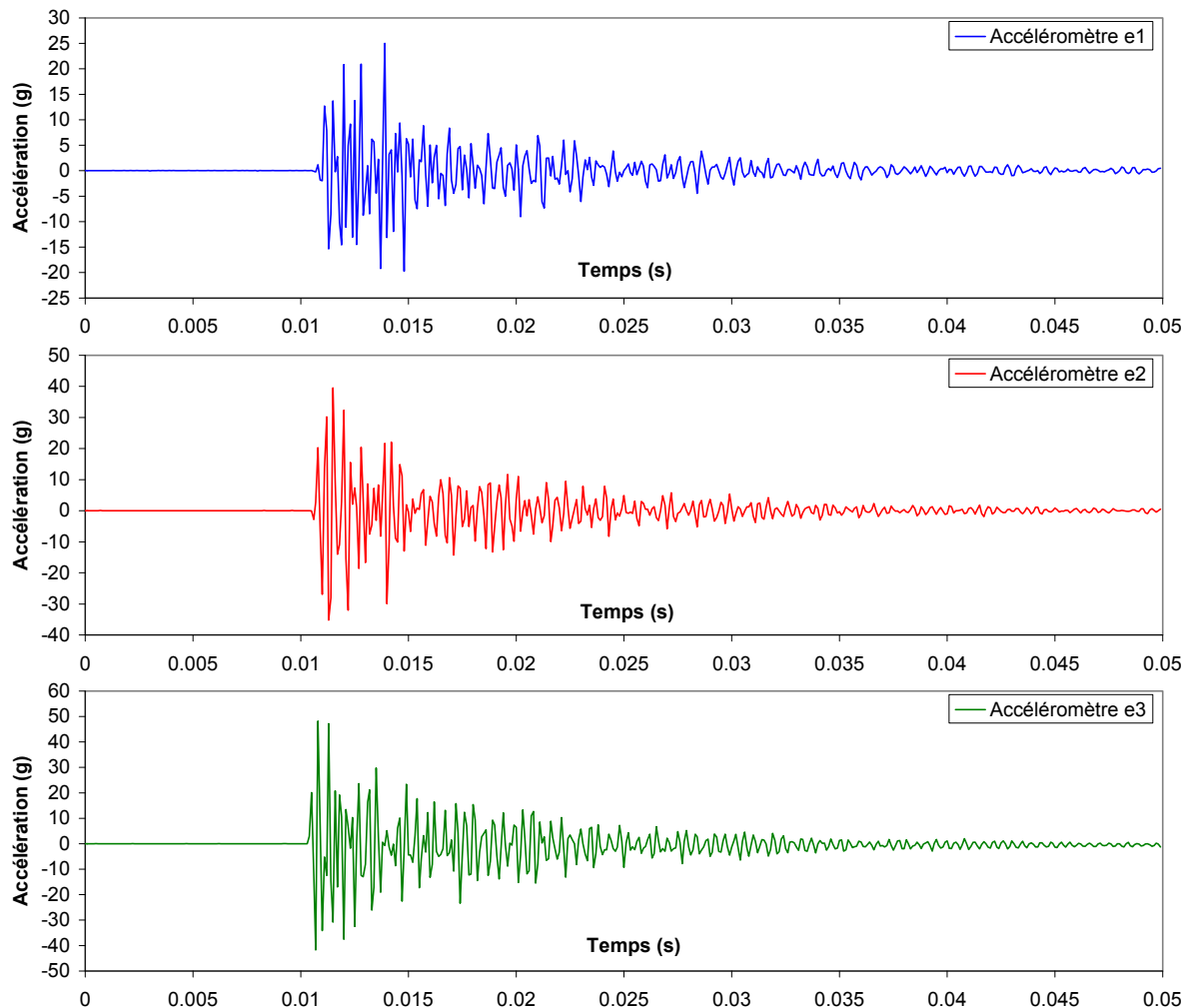


Fig. 2.47. Accélération du bloc mesurée expérimentalement dans le domaine temporel

Après excitation de l'éprouvette par un impact à l'aide d'un marteau de choc, les réponses temporelles (Fig. 2.47) des trois accéléromètres sont enregistrées à l'aide du système d'acquisition qui se compose d'un conditionneur et de la centrale d'acquisition IMC CRONOS. La fréquence d'échantillonnage est de 10kHz. La vibration de l'éprouvette se confine sur une plage de temps très courte et s'amortit au-delà de 0,04s. L'amplitude de l'accélération diminue pour les accéléromètres les plus éloignés du point d'impact. En utilisant la FFT, on remonte aux fréquences propres associées à deux modes comme explicité Fig. 2.48 avec $f_1=623\text{Hz}$ et $f_2=1052\text{Hz}$.

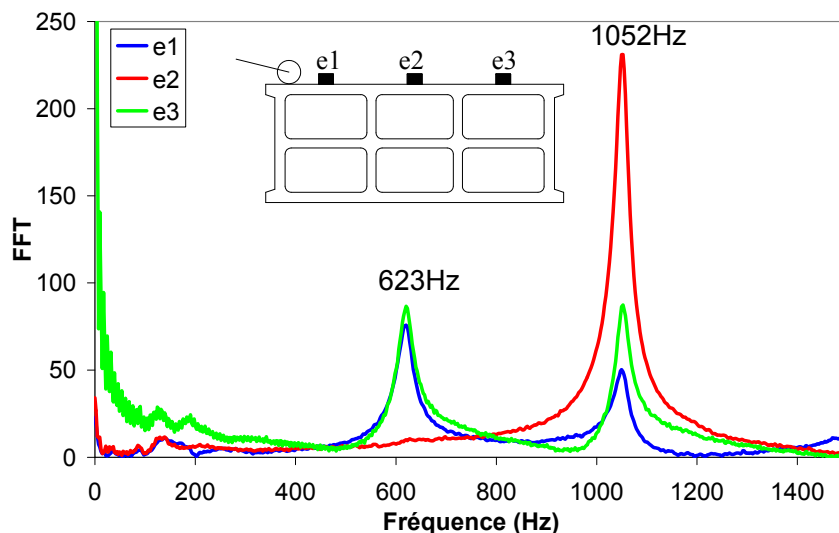


Fig. 2.48. Réponse dans le domaine fréquentiel mesurée expérimentalement

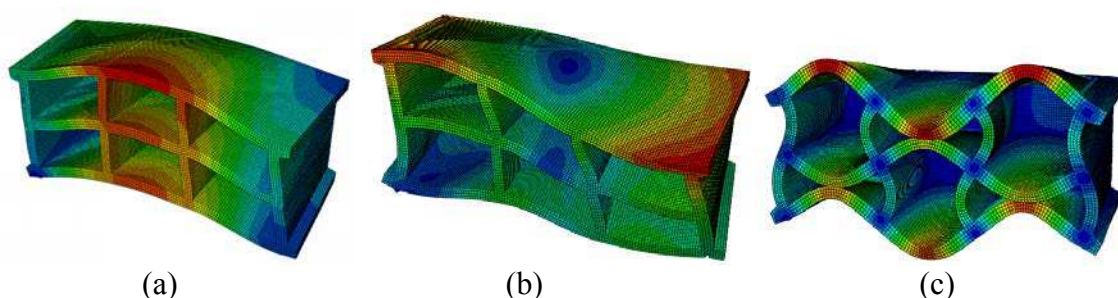


Fig. 2.49. Modes de déformations : a) $f_1=308\text{Hz}$; b) $f_4=615\text{ Hz}$; c) $f_7=1052\text{Hz}$

En supposant que le module d'élasticité du bloc vaut 12050 MPa, l'analyse modale par la méthode des éléments finis, nous donne une fréquence propre $f=308\text{ Hz}$ qui correspond au premier mode de flexion (Fig. 2.49). Ce mode trouvé numériquement n'a pas la même valeur que celui mesuré expérimentalement $f=623\text{Hz}$. Avec une fraction longueur sur hauteur assez faible ($L/h=2,5$) par rapport à une poutre normale, et la présence des nervures dans le bloc, cette éprouvette est donc très rigide en flexion. Par conséquent, il n'est pas évident d'exciter expérimentalement la vibration en mode 1 de flexion. En fait, les deux modes trouvés expérimentalement, correspondent aux modes suivants donnés par le calcul numérique $f_4=615\text{ Hz}$ et $f_7=1052$. Pour confirmer cette hypothèse, les vecteurs propres associés aux deux fréquences mesurées expérimentalement sont calculés par la méthode FDD et illustrés à la Fig. 2.50. Les modes de déformation associés aux fréquences mesurées sont très voisins de ceux obtenus via le calcul numérique.

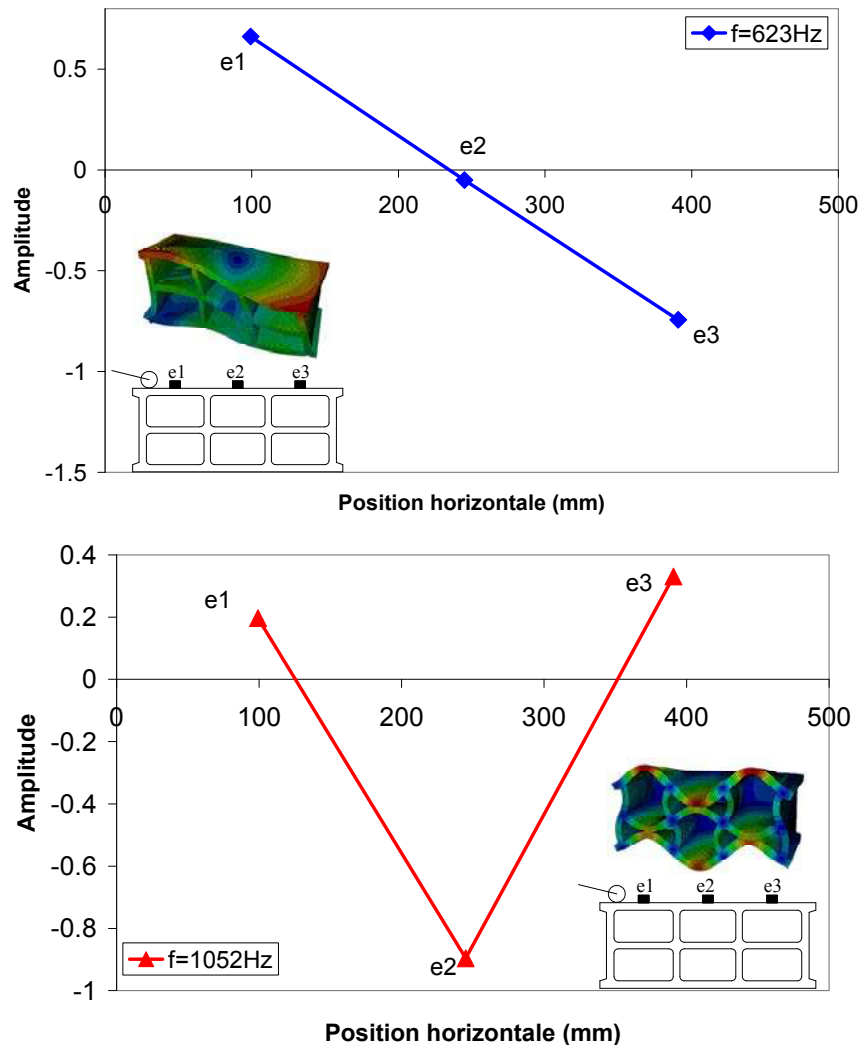


Fig. 2.50. Vecteurs modales

En conclusion, en utilisant la méthode non-destructive, le module d'élasticité déterminé est de 12050MPa.

3.2.3. Bloc en flexion 4 points

Il est très difficile de réussir un essai de traction directe, nous proposons donc comme classiquement proposé pour ce cas de faire un essai de traction par flexion. Tout d'abord un essai de flexion de 3 points a été mené, nous avons constaté que cet essai n'est pas approprié car il a conduit à un endommagement local dans la zone de charge, avant atteinte de toute rupture en partie tendue (Fig. 2.51). Ce mode d'endommagement, lié aux particularités de cette géométrie renforcée par des nervures verticales, ne nous permet pas d'accéder à la résistance en flexion globale de l'éprouvette bloc de béton. Pour y remédier, l'essai de flexion 4 points est donc proposé.

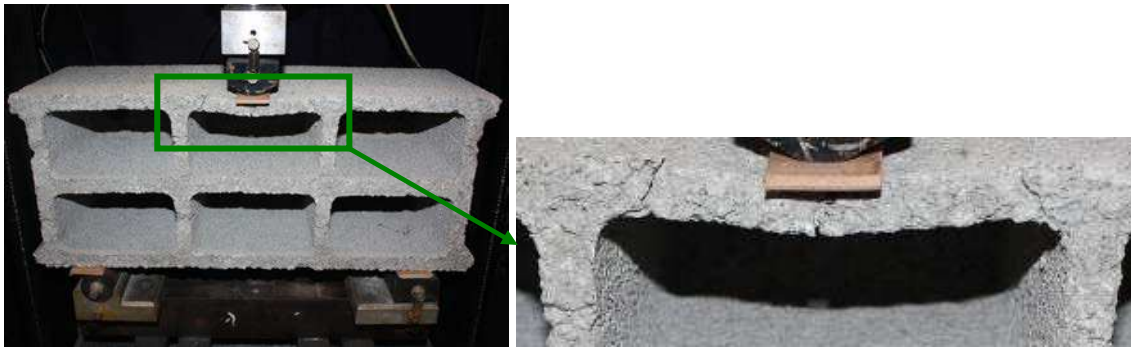


Fig. 2.51. Essai de flexion 3 points et rupture prématurée en « zone comprimée ».

Pour l'essai de flexion 4 points, deux points de charges sont positionnés au droit des deux nervures verticales (Fig. 2.52), ce qui permet d'éviter la rupture locale comme dans le test précédent. Le vérin est piloté en déplacement imposé avec une vitesse de 5mm/minute jusqu'à atteinte de la rupture du bloc.

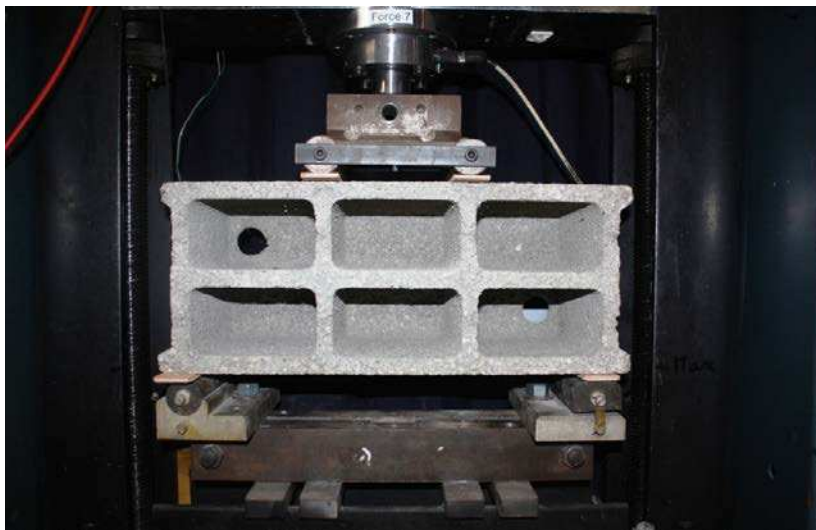


Fig. 2.52. Essai de flexion 4 points

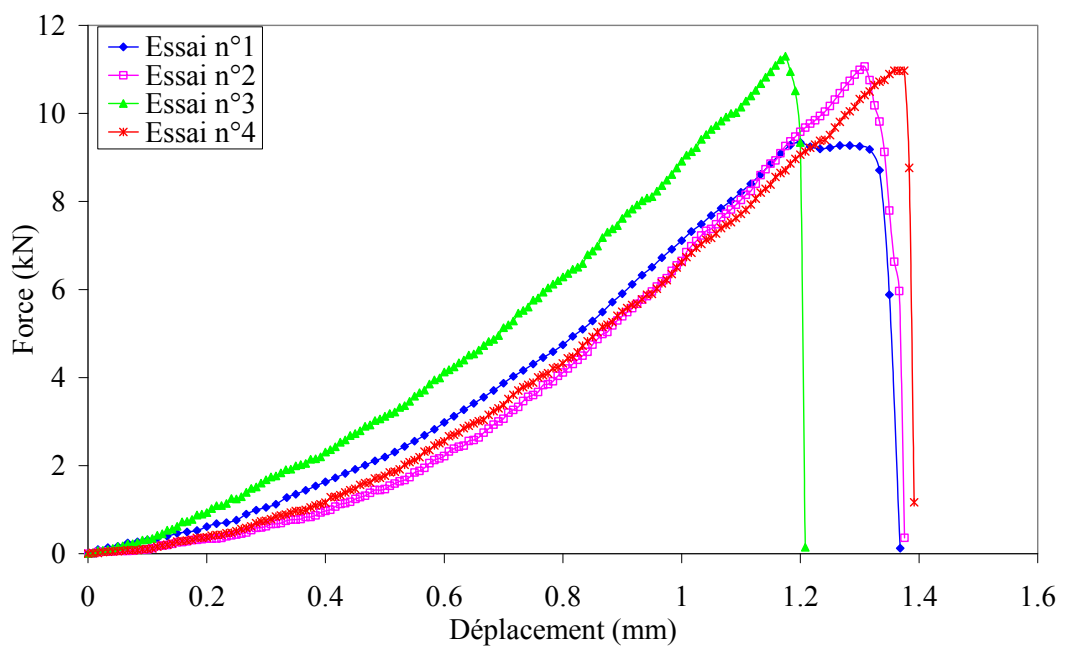


Fig. 2.53. Courbe force/déplacement pour quatre essais.

Des courbes force/déplacement caractéristiques sont présentées Fig. 2.53. Parmi les quatre essais réalisés, trois essais (essais 1, 2,4) ont des courbes très proches, en particulier dans la phase élastique. L'essai de l'éprouvette n°3 a donné une rigidité plus élevée, mais l'effort

maximal est très proche de celui obtenu pour les autres essais. Cette différence peut être expliquée par la sensibilité au positionnement des appuis et lignes de charge. Cette explication est confirmée par l'obtention d'un mode de rupture différent pour l'essai n°3 comme illustré à la Fig. 2.54. Les valeurs maximales d'effort pour les quatre essais sont: $F_{1,2,3,4}=9,34 \text{ kN}$; $11,06 \text{ kN}$; $11,30 \text{ kN}$; $10,97 \text{ kN}$.

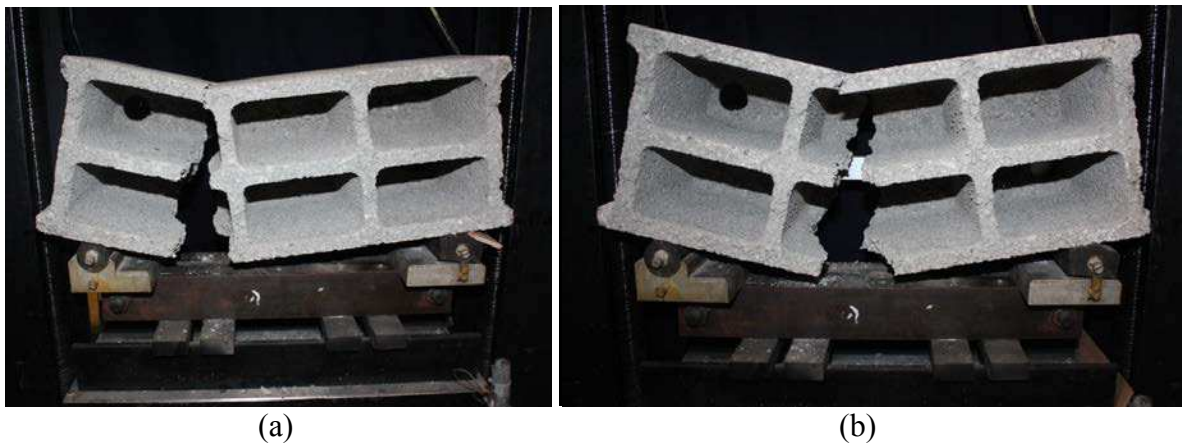


Fig. 2.54. Modes de rupture des essais : (a) n°1, n°2 et n°4 ; (b) n°3

Ces essais nous servent à déterminer la contrainte caractéristique de traction par flexion. Une simple interprétation de l'essai via la théorie des poutres nous permet d'obtenir une estimation de cette contrainte, associée au début de fissuration. Si on traite le problème en poutre, la contrainte de traction maxi est donnée par :

$$R_t (MPa) = \frac{3.F.d}{b.h^2}$$

Avec R_t la résistance en traction du béton, F la force associée au début de fissuration, d la longueur entre l'appui et le point d'application de la force (ici 140mm), b la largeur de la poutre (ici 200mm) et h la hauteur de la poutre (ici 200mm).

Alors : $R_t (MPa) = \frac{3.F.d}{b.h^2} = 0,49 \text{ MPa}$; $0,58 \text{ MPa}$; $0,59 \text{ MPa}$; $0,58 \text{ MPa}$.

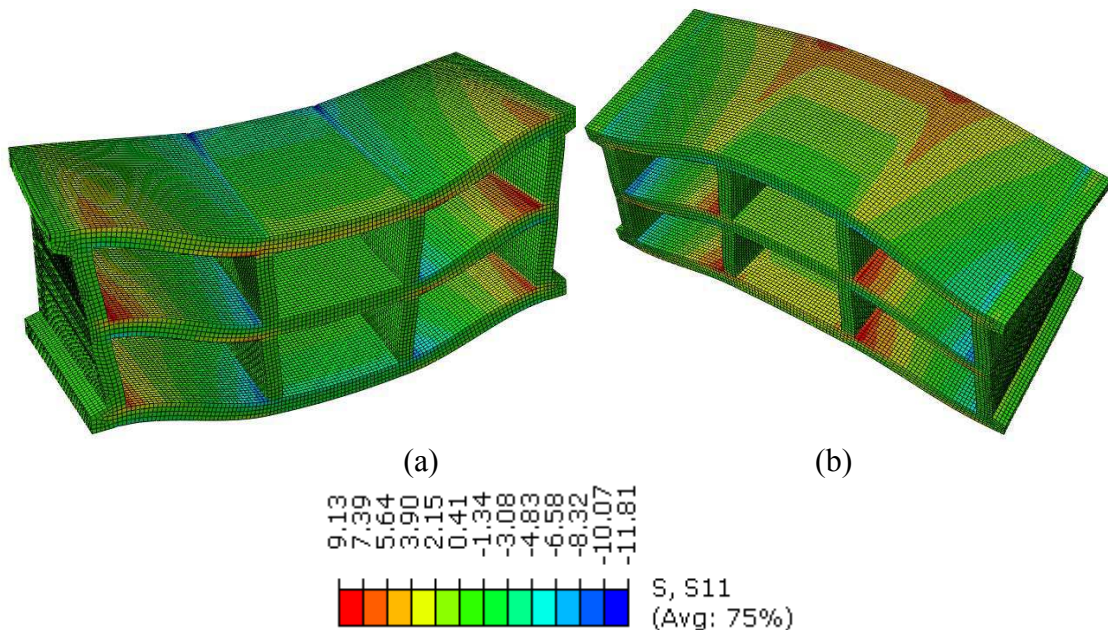


Fig. 2.55. Iso-valeurs de contrainte S_{11} (ou S_{xx}) d'un bloc chargé : (a) face chargée ; (b) face au niveau des appuis (valeurs positives en traction et négatives en compression)

La théorie de poutres appliquée dans ce cas nous donne des valeurs très basses de résistance en traction du bloc. La structure non uniforme avec la présence des nervures et des trous dans ce bloc limite la précision de la théorie des poutres qui est inappropriée dans ce cas. Un autre calcul, par la méthode des éléments finis, est nécessaire pour vérifier la résistance en traction du bloc. Un calcul aux éléments finis est donc mené à l'aide du code Abaqus, l'éprouvette est modélisée à l'aide des éléments massifs C3D8I (8 nœuds incompatibles). Le bloc est appuyé et chargé conformément aux essais réalisés. Le calcul est élastique, le module d'élasticité de 14400Mpa déterminé par les essais de compression du bloc est retenu. Pour caractériser la résistance en traction du bloc, on applique la force maximale correspondant à celle mesurée expérimentalement (on choisit la force maximale de 11300N). Les iso-valeurs des contraintes S_{xx} (S_{11}) sont illustrées à la Fig. 2.55 (S_{xx} ou S_{11} contrainte selon le sens de la portée sur la surface tendue du bas). La distribution des contraintes S_{xx} observée montre que la contrainte maximale en traction obtenue se concentre dans les coins de la structure, avec la valeur maximale de l'ordre de 9 Mpa. Par contre, dans la pratique, le bloc rompt dans la face tendue et non pas dans les coins. En effet, un calcul réalisé par les éléments finis nous donne toujours une concentration locale des contraintes dans les singularités. Pour déterminer numériquement la contrainte ultime, on prend les valeurs de contraintes aux positions correspondant aux lieux de rupture (traction) observés lors des essais.

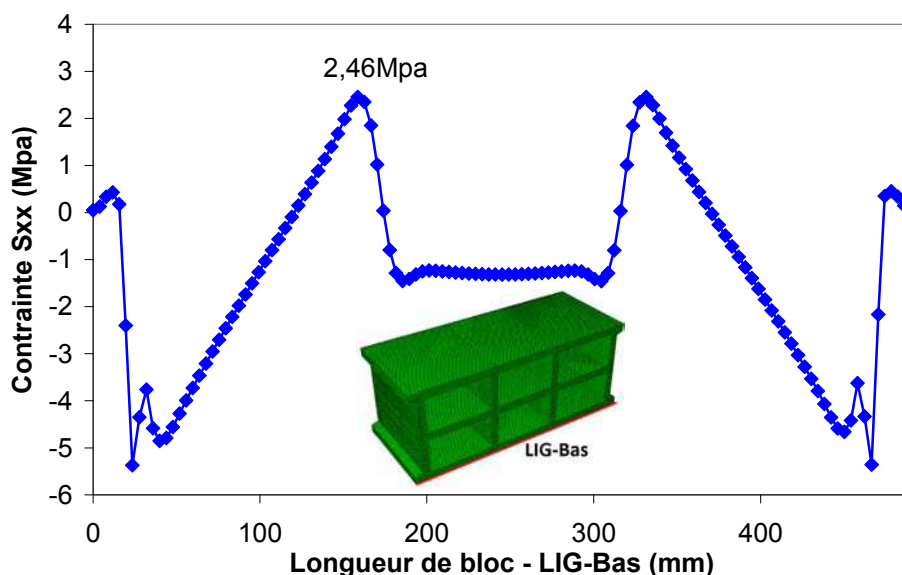


Fig. 2.56. Valeurs de contrainte S_{11} (S_{xx}) sur une ligne (partie basse du bloc, ligne rouge).

La contrainte obtenue numériquement est exploitée le long d'une ligne sur la surface tendue, en bas du bloc, la contrainte en traction maximale trouvée est de 2,46 MPa (Fig. 2.56).

3.2.4. Caractérisation de l'assemblage bloc-mortier sous compression

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. Dans les deux cas les surfaces inférieures et supérieures sont recouvertes de mortier pour que les surfaces en contact avec la presse soient les plus parfaites possibles.

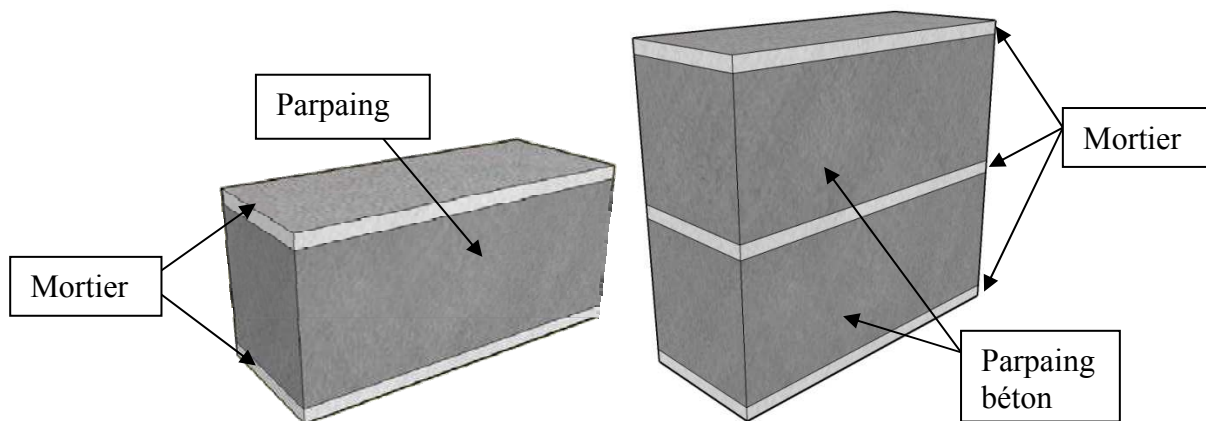


Fig. 2.57. Echantillons pour essais de blocs en compression

Les déplacements sont quantifiés à l'aide de trois capteurs LVDT placés sur le plateau de la presse, la force à l'aide d'un capteur de pression. Le positionnement des capteurs est donné Fig. 2.58.

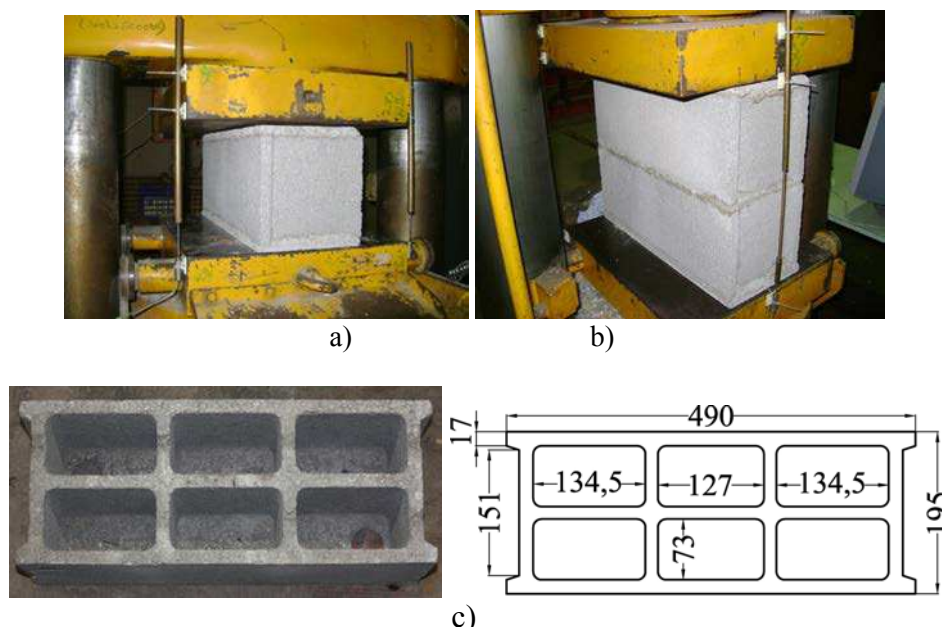


Fig. 2.58. Essai de compression: bloc et prisme

L'exploitation des contraintes à l'aide de la surface réelle (Fig. 2.58c) permet d'accéder à des valeurs plus importantes. Les contraintes qu'on abordera dans les parties suivantes sont toutes basées sur la surface réelle du bloc.

On obtient la surface S réelle :

$$S_1 = 90870 \text{ mm}^2$$

$$S_2 = 9618.5 \text{ mm}^2$$

$$S_3 = 9071 \text{ mm}^2$$

$$S = S_1 - (4S_2 + 2S_3) = 34254 \text{ mm}^2$$

S_2 et S_3 correspondent à la surface des trous; S_1 est la surface du bloc sans les trous.

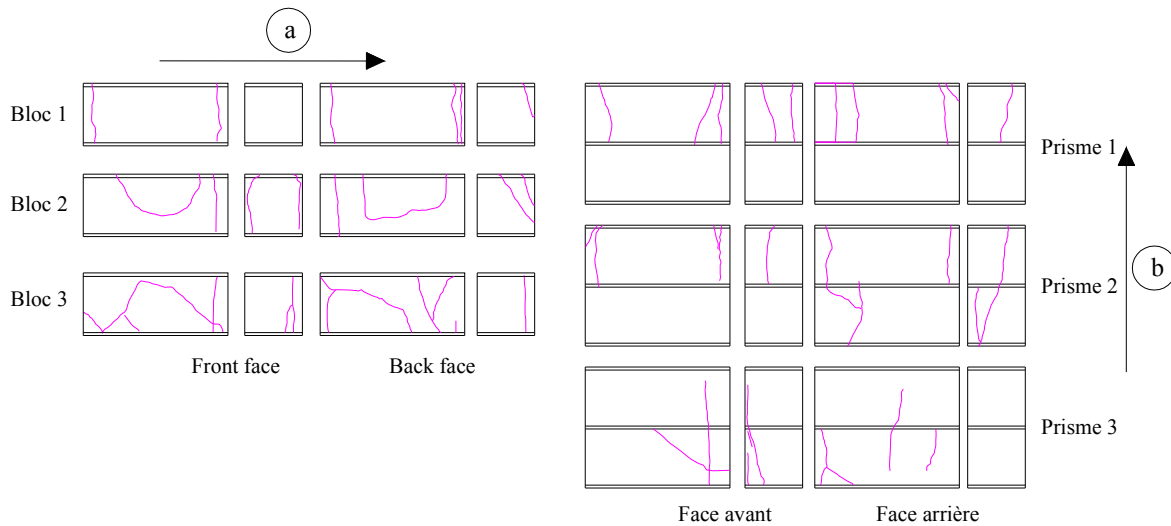


Fig. 2.59. Modes de rupture des blocs et prismes

Les fissures (Fig. 2.59), pour les blocs 2 et 3 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 seules fissures sont apparues dans le sens (b) longitudinal, le long de la ligne médiane. Pour le prisme 1, on voit que seul le bloc supérieur est fissuré, le bloc inférieur est resté intacte. [GIH 2007] indiquent que le mode de rupture du prisme est divisé par 3 phases différentes. Dans la première phase, la perte de cohésion est initiée dans le mortier. Dans la deuxième phase, le mortier est écrasé, et dans la troisième phase les blocs sont éclatés. En particulier, la résistance ultime du prisme en maçonnerie n'est atteinte qu'après la troisième phase. La combinaison de l'écrasement du mortier et la rupture du bloc en tension traduisent la rupture ultime. Ainsi, pour le prisme 1, la valeur maximale de la résistance en compression obtenue (courbe bleu sur Fig. 2.60) n'est pas la valeur ultime car le bloc inférieur n'a pas encore atteint la rupture. C'est pourquoi, nous ne retenons que les prismes 2 et 3, pour lesquels la rupture est atteinte, pour déterminer la résistance moyenne en compression.

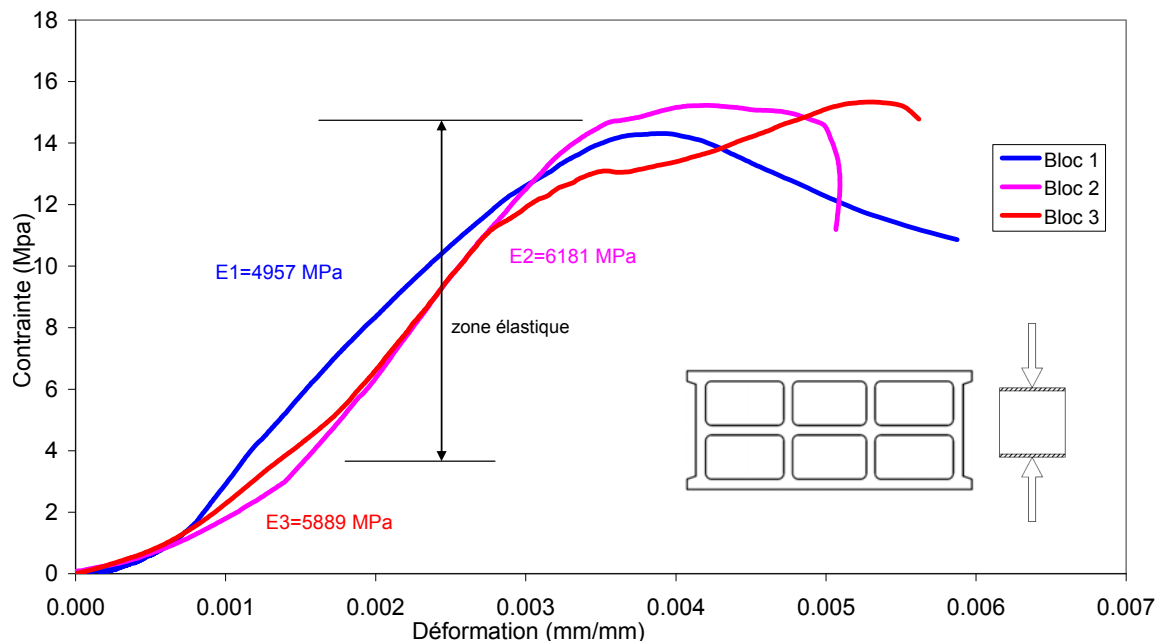


Fig. 2.60. Essais de compression des blocs : Courbes contrainte/déformation

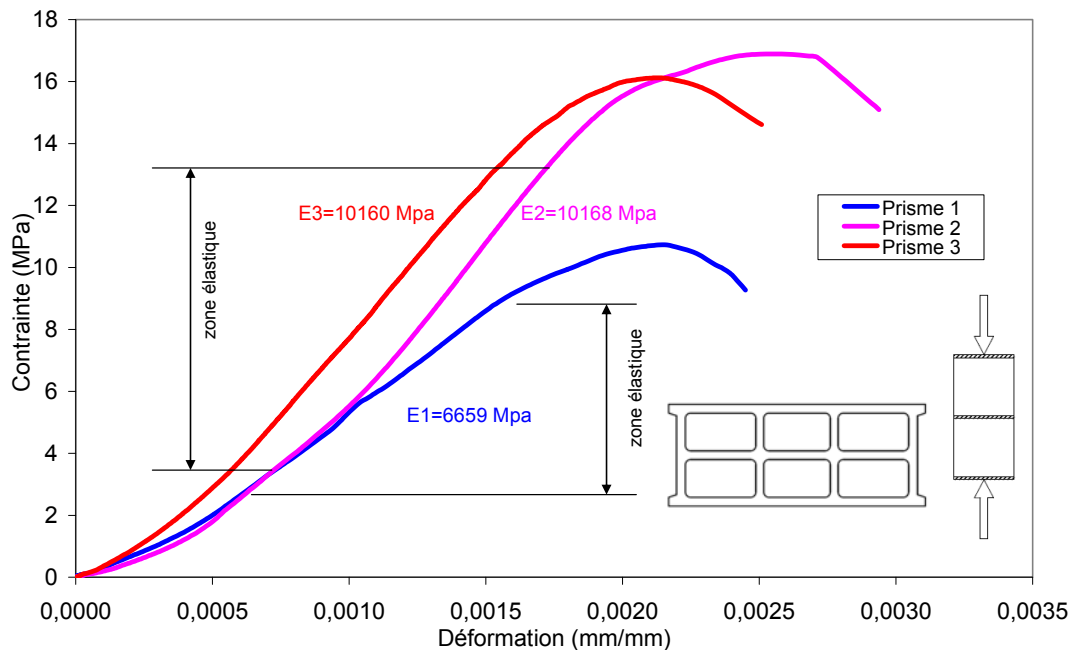


Fig. 2.61. Essais de compression des prismes : Courbes contrainte/déformation

La résistance moyenne en compression, si l'on considère la section réelle est de 12,27 MPa (CV=0.07) pour les blocs, et de 14,61 MPa (CV=0.01) pour les prismes (Tab.2. 3)

Tab.2. 3– Résultats des essais de compression des blocs et des prismes

Type	Spécimens	Contrainte (MPa)	Module initial MPa	Déformation au pic	Contrainte Max (MPa)
Blocs	1	12,26	4957	0,00377	14,27
	2	13,10	6181	0,00435	15,18
	3	11,45	5889	0,00535	15,32
Moyenne		12,27	5676	0,00449	14,92
Prismes	1	9,16	6659	0,00215	10,37
	2	14,51	10168	0,00246	16,86
	3	14,70	10160	0,00211	16,10
Moyenne		14,61	10164	0,002285	16,48

Il est normal que la résistance des prismes soit supérieure à celle des blocs, la superposition de ces derniers exacerbe moins les singularités notamment pour les blocs autres que ceux aux extrémités.

3.3. 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.

Formulation du béton C40			
Ciment (kg/m ³)	Sable (kg/m ³)	Eau (l/m ³)	Granulats (kg/m ³)
350	860	200	940

Des tests de compression ont été effectués sur des éprouvettes 11x22cm cylindriques, conformément à la norme NF P 18-406. La contrainte moyenne obtenue est en adéquation avec celle attendue par la formulation.



Fig. 2.62. Test en compression d'une éprouvette de béton 11x22cm

Tab.2. 4 – Résultats des essais de compression du béton

Eprouvettes	Force à la rupture (kN)	Rc (Mpa)
1	406	42,7
2	396	41,7
3	435	45,8
4	404	42,5
Moyenne	410,25	43,18

3.4. Acier

Le ferrailage utilisé pour le chaînage vertical a été testé en traction, il s'agit de tiges de type HA de diamètre $\varnothing 12\text{mm}$.

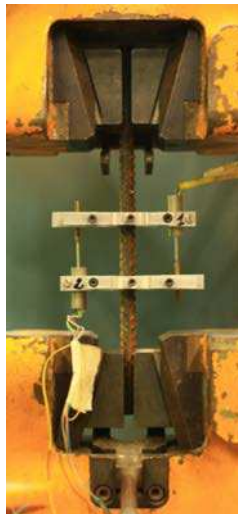


Fig. 2.63. Test en traction du ferrailage: acier $\varnothing 12\text{mm}$

Tab.2. 5 - Résultats des essais de traction de l'acier de ferrailage

Eprouvettes	Module d'élasticité (MPa)	Limite d'élasticité (MPa)	Contrainte maximale (MPa)
1	185 963	541	579
2	179 370	542	575
3	271 846	537	609
4	249 367	542	618

Moyenne	221 637	540	595
----------------	----------------	------------	------------

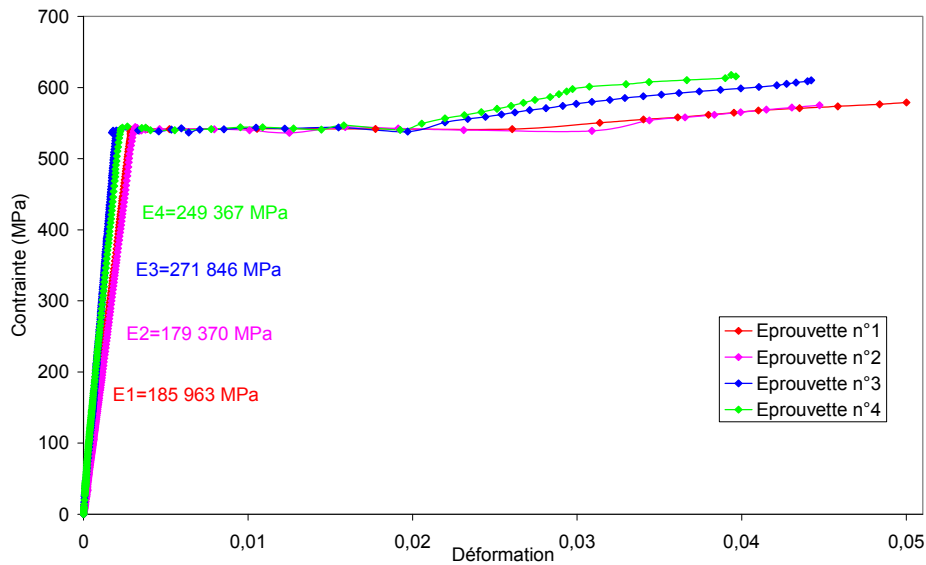


Fig. 2.64. Courbes de traction caractérisant les aciers de ferrailage de diamètre $\varnothing 12\text{mm}$

Le comportement est similaire à celui généralement observé pour les aciers de ferrailage haute adhérence, avec un comportement élastique, parfaitement plastique, puis un écoulement qui apparaît pour un seuil de déformation totale de l'ordre de 2%.

3.5. 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, qui correspond à une section moyenne est donc la section effective.

Epaisseur moyenne	0,48 mm
Traction à rupture	1700 MPa
Module E	105 000 MPa
Traction à rupture 1 cm de largeur chaîne	8,15 kN
Traction à rupture 1 cm de largeur trame	3,5 kN

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, préalablement badigeonné sur la zone où le tissu sera encollé.

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 40kN. 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.

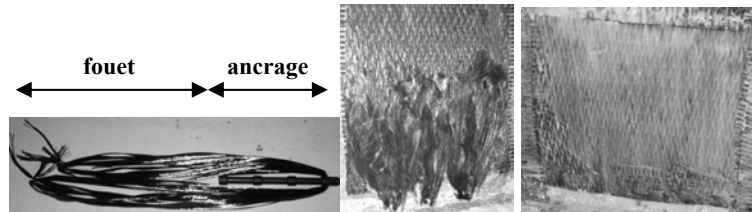


Fig. 2.65.a) Mèche de carbone; b) Stratification du fouet de la mèche

3.5.1. Détermination des caractéristiques transverses du TFC

Le système d'axes propres est noté (L, T, T'). Le plan (L,T) est confondu avec le plan de la couche, la direction L est confondue avec la direction optimale des fibres ou de la chaîne, les deux autres axes sont orthogonaux.

Les formules ci-après permettent de déterminer les caractéristiques élastiques dans un système d'axe (x,y,z) tel que la direction x fasse un angle θ avec la direction L.

3.5.1.1. Expression du module hors axe

$$\frac{1}{E_x} = \frac{1}{E_L} \cos^4 \theta + \frac{1}{E_T} \sin^4 \theta + \left[\frac{1}{G_{LT}} - \frac{2\nu_{LT}}{E_L} \right] \sin^2 \theta \cos^2 \theta \quad (\text{Équation 1})$$

Pour caractériser le module dans une direction (x) il faut connaître les modules $E_L, E_T, \nu_{LT}, G_{LT}$ mesurés dans les axes principaux.

Pour un unidirectionnel, (L) est la direction des fibres.

Pour une couche orthotrope (T.F.C), L est la direction « chaîne » et T la direction « trame ».

Pour le TFC $E_l = 105000$ MPa
 $E_t = 45000$ MPa
 $G_{lt} = 5800$ MPa
 $\nu_{lt} = 0.3$

Il s'agit des valeurs minimales garanties.

3.5.1.2. Détermination expérimentale des modules

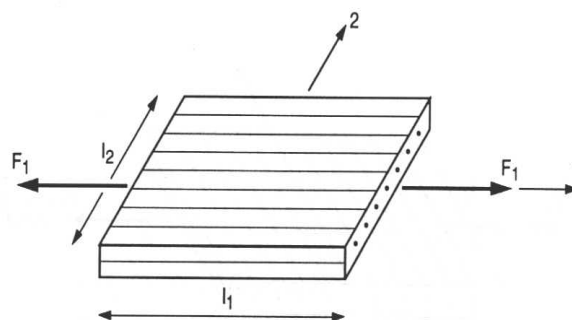
Dans le cas d'un état de contraintes plan, seuls quatre coefficients sont nécessaires : $E_L, E_T, \nu_{LT}, G_{LT}$ que les matériaux soient unidirectionnels ou orthotropes; au lieu des 9 coefficients (cas du composite orthotrope) ou 5 coefficients (cas du composite unidirectionnel).

a) Traction longitudinale

Dans l'essai de traction longitudinale, l'éprouvette a été soumise à une charge F_L selon la direction chaîne.

$$\frac{F_L}{S_1} = \frac{F_1}{S_1}$$

$$\sigma_{11} = \frac{F_1}{S_1}$$



Les déformations longitudinale et transversale sont données respectivement par :

$$\varepsilon_{11} = \Delta l_1 / l_1$$

$$\varepsilon_{22} = \Delta l_2 / l_2$$

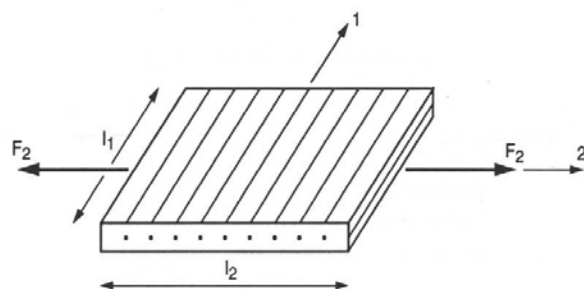
D'où le module longitudinal E_L et le coefficient de Poisson ν_{LT} :

$$E_L = \sigma_{11} / \varepsilon_{11} \quad \text{et} \quad \nu_{LT} = -\varepsilon_{22} / \varepsilon_{11}$$

Le module d'Young final a été admis comme étant une moyenne entre les deux valeurs obtenues par la rosette et par la jauge longitudinale (l'éprouvette est en fait équipée de deux jauges axiales).

b) Traction Transversale

L'essai de traction transversale est effectué en soumettant une charge F_2 suivant la direction transverse aux fibres ou suivant le sens de la trame.



Traction Transversale (selon la trame)

La contrainte σ_{22} est donc donnée par $\sigma_{22} = F_2 / S_2$

Comme dans l'essai de traction longitudinale les déformations ε_{11} et ε_{22} sont mesurées dans la partie utile de l'éprouvette. Le module transversal E_T et le coefficient de Poisson ν_{LT} sont ensuite calculés par les relations

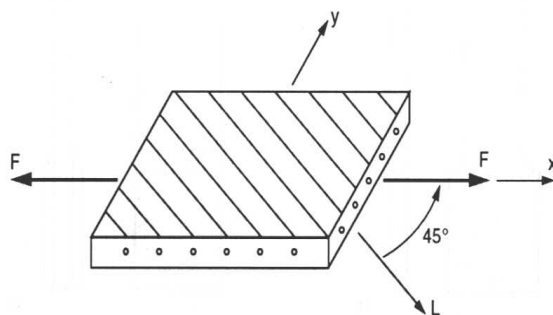
$$E_T = \sigma_{22} / \varepsilon_{22} \quad \text{et} \quad \nu_{TL} = -\varepsilon_{11} / \varepsilon_{22}$$

À ce stade, les modules mesurés doivent satisfaire, aux erreurs de mesure près, la relation

$$\nu_{LT} / E_L = \nu_{TL} / E_T$$

c) Traction à 45°

Cet essai de traction a été utilisé pour mesurer le module de cisaillement longitudinal G_{LT} . La charge F est appliquée dans la direction x sur la section S , créant une contrainte $\sigma_{xx} = F / S$



Traction à 45°

La mesure de l'allongement ε_{xx} dans cette même direction permet d'en déduire le module d'Young mesuré dans la direction x par

$$E_{45} = E_x = \sigma_{xx} / \varepsilon_{xx}$$

D'après les relations liant les constantes de souplesse d'un matériau orthotrope, hors de ses axes principaux, obtenus par changement de repères par rapport aux repères principaux, ce module s'exprime par (voir équation 1) :

$$1 / E_x = 1 / E_{45} = 1 / 4 \times (1 / E_L + 1 / E_T + 1 / G_{LT} - 2 \times \nu_{LT} / E_L),$$

où seul le module de cisaillement G_{LT} n'est pas connu. Ce module est donc déduit de la relation

$$1 / G_{LT} = 4 / E_{45} - 1 / E_L - 1 / E_T + 2 \times \nu_{LT} / E_L.$$

3.5.2. Géométrie des éprouvettes

Les éprouvettes sont découpées dans des plaques composées de 1,2 et 3 couches de TFC et dont les dimensions en plan sont de 1050 mm* 320 mm.

Le système d'axe propre utilisé est le repère orthonormé (L,T,T') où :

- Le plan (L,T) est le plan de la plaque ;
- La direction L est la direction optimale des fibres ou de la chaîne (sens dit longitudinal) ;
- La direction T est la direction transverse ou de la trame (sens dit transversal).

Les éprouvettes de traction sont prélevées selon les directions longitudinales, transversales, ainsi qu'à 20 ° et à 45 ° par rapport à la direction longitudinale.

Les éprouvettes de compression sont prélevées selon les directions longitudinales (chaîne) et transversales (trame). Sur les tableaux ci-dessous, sont reportées les différentes dimensions des éprouvettes

Tab.2. 6 - Dimensions des éprouvettes de Compression

Numéro éprouvette sens chaîne	Largeur (mm)	Longueur entre mors (mm)
c1_c	10	18,5
c2_c	10,1	18,8
c3_c	10,3	19,2

Numéro éprouvette sens trame	Largeur (mm)	Longueur entre mors (mm)
c1_t	10,2	18,8
c2_t	9,7	18,8
c3_t	10,3	20,9

Tab.2. 7 - Dimensions des éprouvettes de Traction

Numéro éprouvette sens chaîne	Largeur (mm)	Longueur entre mors (mm)
t1_c	20,32	205
t2_c	20,4	78

Numéro éprouvette sens trame	Largeur (mm)	Longueur entre mors (mm)
t1_t	20,2	78
Numéro éprouvette sens 20°	Largeur (mm)	Longueur entre mors (mm)
t1_20	21,4	78
Numéro éprouvette sens 45°	Largeur	Longueur entre mors

	(mm)	(mm)
t1_45	22,8	125

Pour tous les essais, l'épaisseur théorique d'une couche de TFC a été prise égale à 0,43mm.

3.5.3. Essai de traction

Les essais de traction ont été réalisés avec une machine électromécanique ZWICK 14-68, pilotée en déplacement et équipée d'un capteur de force ZWICK 1475 PRG 20 de capacité 5 tonnes. Les déformations sont mesurées par l'intermédiaire de rosettes Kyowa KFG-10-120-D17-11. Chaque jauge est reliée à une chaîne de mesure VISHAY Système P4000.



Fig. 2.66. Banc d'essai pour TFC

Les différentes caractéristiques mécaniques sont reportées sur les tableaux ci-dessous :

	1 couche de TFC	2 couches de TFC	3 couches de TFC
Module Longitudinal (MPa)	78638	111338	102700
Contrainte à la rupture, sens L (MPa)	1480	1260	1460
Déformation ultime, sens L (Mpa)	1,95%	1,09%	1,46%
Module Transversal (MPa)	19839	42353	41965
Contrainte à la rupture, sens T (MPa)	231	443	296
Déformation ultime, sens T (Mpa)	1,60%	1,46%	0,90%
Module à 20° (MPa)	xx	xx	29200
Contrainte ultime à 20° (MPa)	xx	xx	170
Déformation ultime à 20° (Mpa)	xx	xx	1,62%
Module à 45° (MPa)	25591	19769	18590
Contrainte ultime à 45° (MPa)	319	330	125
Déformation ultime à 45° (Mpa)	4,50%	4,40%	1,50%

(L'éprouvette à une couche a été endommagée lors de la découpe et n'est donnée qu'à titre d'information)

	Essai 2, 3 couches de TFC	Essai 3, 3 couches de TFC
Module Longitudinal (MPa)	105200	107700
Contrainte à la rupture, sens L (MPa)	1276	990

Déformation ultime, sens L (Mpa)	1,48%	0,91%
Module Transversal (MPa)	52374	44000
Contrainte à la rupture, sens T (MPa)	483	307
Déformation ultime, sens T (Mpa)	1,37%	1,10%
Module à 20° (MPa)	29600	33180
Contrainte ultime à 20° (MPa)	180	190
Déformation ultime à 20° (Mpa)	1,63%	1,63%
Module à 45° (MPa)	19330	xx
Contrainte ultime à 45° (MPa)	225	xx
Déformation ultime à 45° (Mpa)	5,50%	xx

3.5.4. Essai de compression

Les essais de compression sont réalisés sur le même banc que celui de l'essai de traction. Un dispositif spécifique permet le guidage de l'éprouvette afin d'éviter le flambement.

Les déplacements sont mesurés par un capteur de déplacement inductif RDP D5/100AG de course 2,5mm. Les résultats obtenus sont reportés sur les tableaux ci-dessous :

Eprouvettes	c1 c	c2 c	c3 c
Module (MPa)	12619	11400	10025
Contrainte à la rupture (MPa)	258	450	387
Déformation	2,65%	4,30%	8,00%
Eprouvettes	c1 t	c2 t	c3 t
Module (MPa)	14530	12060	9353
Contrainte à la rupture (MPa)	257	320	285
Déformation	2,36%	2,90%	4,00%

L'exploitation des rosettes nous permet de calculer le coefficient de Poisson ν_{lt} . Celui-ci oscille entre 0,03 et 0,15. Connaissant les modules élastiques dans le sens longitudinal, transversal et hors axes, on peut déterminer la valeur du module de cisaillement G_{lt} en utilisant l'équation décrite précédemment.

Sur le tableau ci-dessous sont reportées les valeurs du module de cisaillement.

G_{lt} (MPa)	3 couches de TFC
Essai 1 (c1_c et c1_t)	5710
Essai 2 (c2_c et c2_t)	5580
Essai 3 (c3_c et c3_t)	XX

3.5.5. Conclusion

Les essais réalisés permettent de retenir les valeurs données ci-dessous :

	<i>Traction</i>			<i>Compression</i>		
Sens	Module(MPa)	Contrainte (MPa)	Déformation ultime	Module(MPa)	Contrainte (MPa)	Déformation ultime
Chaînes	104 700	1440	1.46%	11 400	365	2.65%
Sens	Module(MPa)	Contrainte (MPa)	Déformation ultime	Module(MPa)	Contrainte (MPa)	Déformation ultime
Trames	44 700	290	0.90%	12 000	280	2.36%

Le module de cisaillement G_{lt} a été déterminé à partir des modules élastiques dans le sens longitudinal (0°), transversal (90°) et à 45° . Sa valeur moyenne est de 5645 MPa.

En compression, vu la dispersion des résultats, nous avons reporté les valeurs minimales des déformations et contraintes ultimes. Les valeurs de module corroborent extrêmement bien les valeurs théoriques de 105 GPa dans le sens chaîne et de 45 GPa suivant la trame.

Les écarts sur les contraintes à la rupture et parfois sur les modules, proviennent de la « qualité » des éprouvettes : la découpe induit dans certains cas des imperfections (rupture de fibres) qui expliquent certaines valeurs basses obtenues pour des éprouvettes endommagées. Il est en outre essentiel que le dispositif d'ancrage en bout de bande soit parfaitement centré, en effet toute excentricité par rapport à l'axe de la semelle surtend les fibres à une extrémité des éprouvettes qui atteignent leur valeur ultime de façon prématurée précipitant ainsi la ruine. Les mors doivent avoir une raideur élevée et uniforme afin d'éviter toute concentration de contrainte et ce pour des pressions de serrage limitée afin de ne pas endommager les fibres par écrasement ou cisaillement.

D'autre part, les valeurs d'allongement mesurées proviennent des jauges de contrainte et non pas des comparateurs placés sur les deux ancrages, la mesure est donc locale et non pas globale, ce qui explique la dispersion rencontrée. Cependant, ces difficultés sont courantes lors de la caractérisation de ce type de matériau.

4. Résultats obtenus sur les configurations non renforcées

4.1. Les courbes charge/flèche

Nous avons tout d'abord réalisé un essai de référence ou mur non renforcé, dans le but de connaître la capacité portante et le ou les modes de rupture dans le cas précis du chargement hors plan. La vitesse moyenne de chargement est de 10mbars/minute, l'essai est donc quasi-statique.

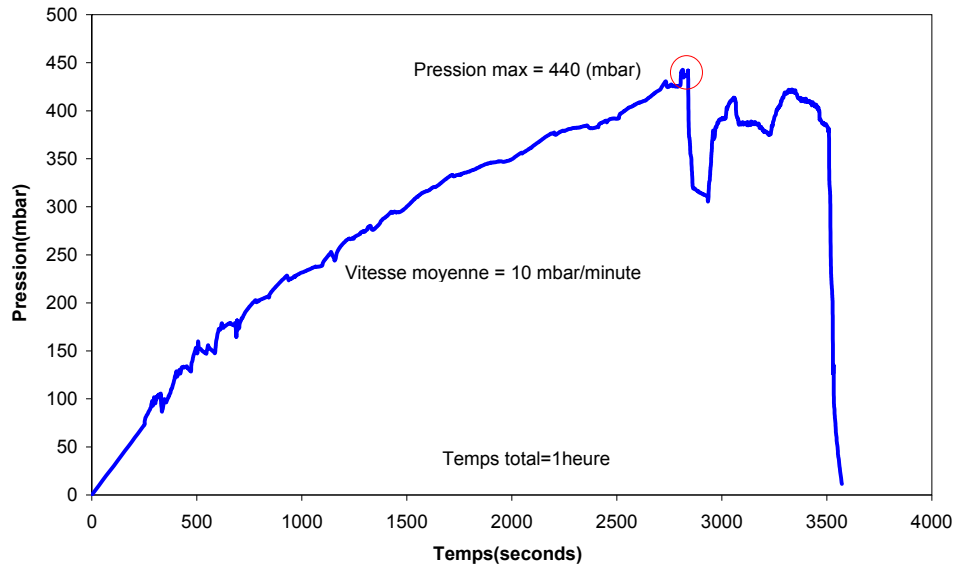


Fig. 2.67. Histoire du chargement

La réponse sous sollicitation ou courbe charge/flèche 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, associé à un déplacement du mur en zone centrale de 17mm. Le comportement postcritique se caractérise par une chute de capacité portante, et le déplacement ultime à l'effondrement est de 50mm (obtenu sur le capteur 4 qui est le capteur situé le plus au centre).

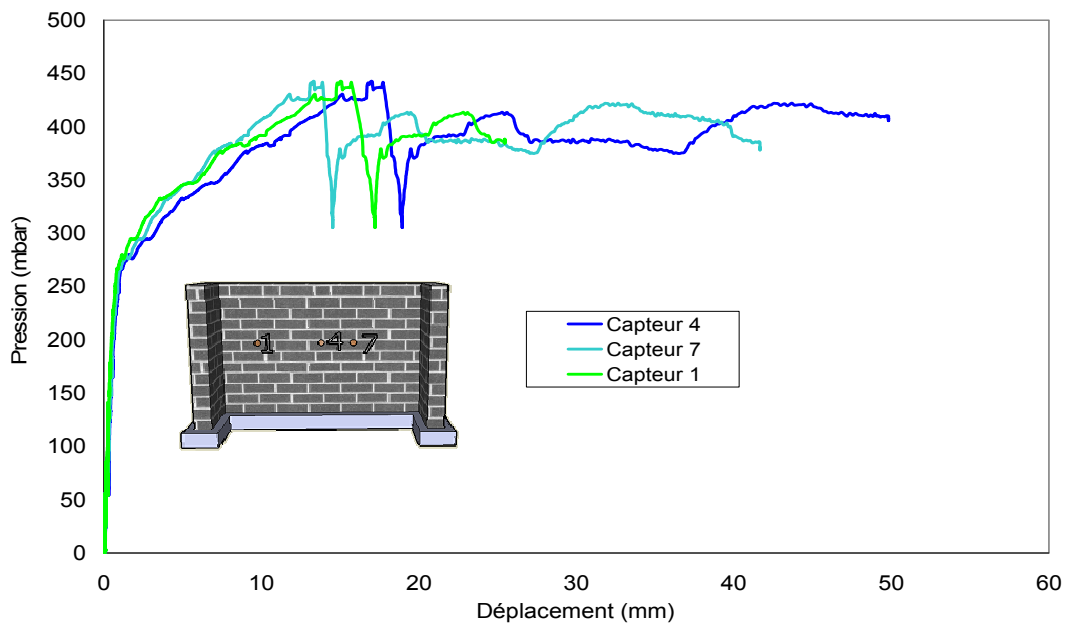


Fig. 2.68. Courbes pression /déplacement pour trois capteurs du mur 1-non renforcé

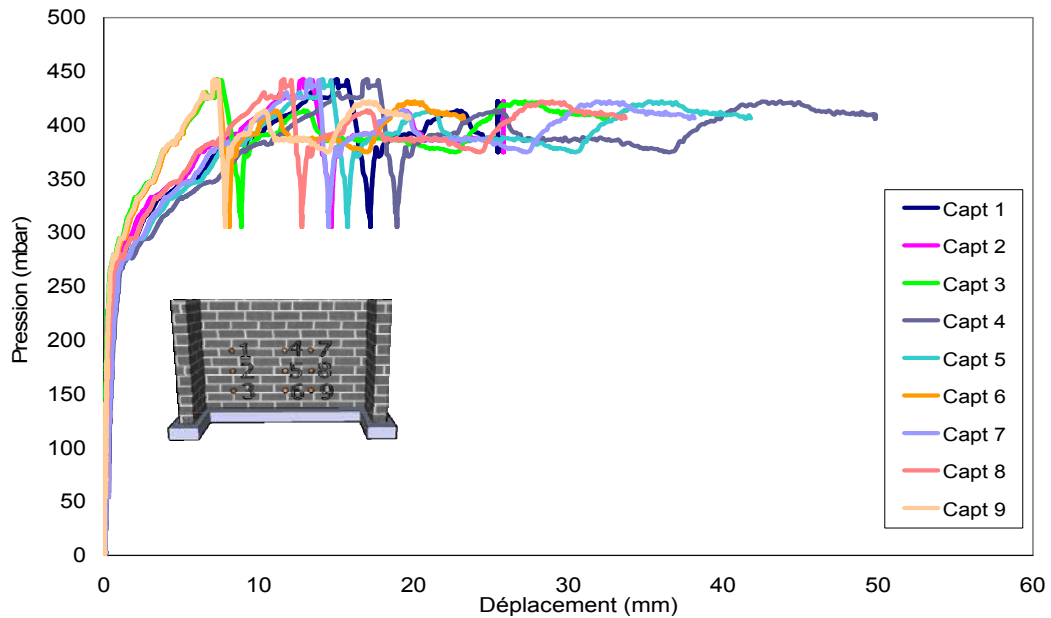


Fig. 2.69. Courbes pression-déplacements des 9 capteurs du mur 1-non renforcé

Le comparateur 1 positionné au coin gauche de la semelle donne des déplacements à partir de 280mbar avec la valeur maximale de 0.8mm ce qui témoigne de l'apparition de fissure diagonale à ce niveau. La figure suivante présente le diagramme pression-déplacement de la semelle.

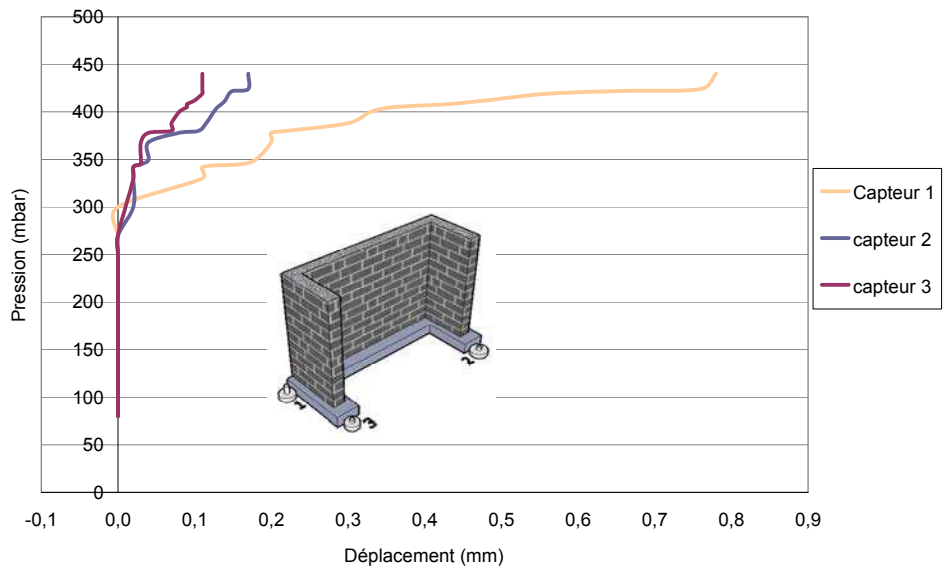


Fig. 2.70. Courbe pression-déplacement de la semelle du mur 1 (non renforcé).



Fig. 2.71. Grande fissure au niveau de la semelle

Dans le but d'assurer la condition limite tout au long de l'essai, un deuxième mur non renforcé a été testé. Dans ce cas, au lieu de la semelle en U de $310 \times 120 \times 20 \text{ cm}^3$, on considère une semelle rectangulaire $310 \times 185 \times 25 \text{ cm}^3$ (longueur \times largeur \times hauteur), qui correspond de fait à une dalle BA qui supporte l'ensemble des murs (refends, et mur principal), comme dans la plupart des constructions. Les conditions de chargement sont similaires.

Il est bien sûr important de conserver les dimensions du mur principal, par contre, nous avons allongé les murs de refends avec un parpaing supplémentaire, ceci afin de garantir une meilleure rigidité globale de la structure, en particulier des refends, et ainsi mieux appréhender le mécanisme de rupture. En effet, la courbe charge/flèche (Fig. 2.72) du deuxième mur montre une rigidité de $578 \text{ mbar}/(\text{mm}/\text{mm})$, cette rigidité est plus grande que celle du premier mur dans la phase initiale quasi-linéaire. Une redistribution des efforts permet aussi l'accroissement de charge jusqu'à une valeur maximale de 440 mbar , associée à un déplacement de la zone centrale du mur de $26,7 \text{ mm}$.

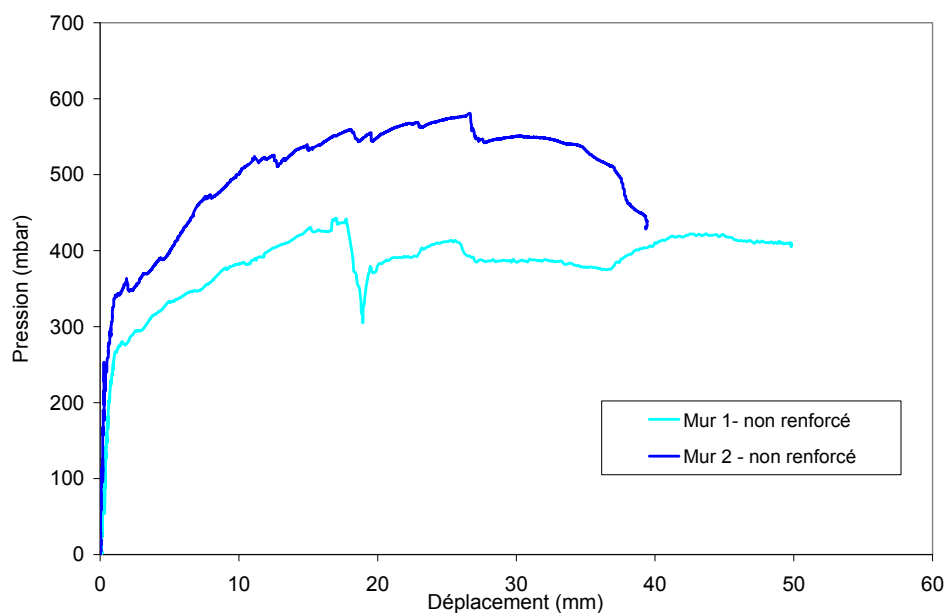


Fig. 2.72. Comparaison des deux murs non renforcés : Effet des conditions aux limites

La Fig. 2.73 montre les déplacements de la semelle enregistrés par les 3 comparateurs. Les modifications apportées à la semelle ont été bénéfiques en termes de rigidité et de résistance.

En effet les déplacements enregistrés restent faibles jusqu'à environ 300mbars. Cependant l'augmentation importante des efforts mis en jeu, comparés à l'essai de référence, explique une fissuration de la semelle à environ 580mbars.

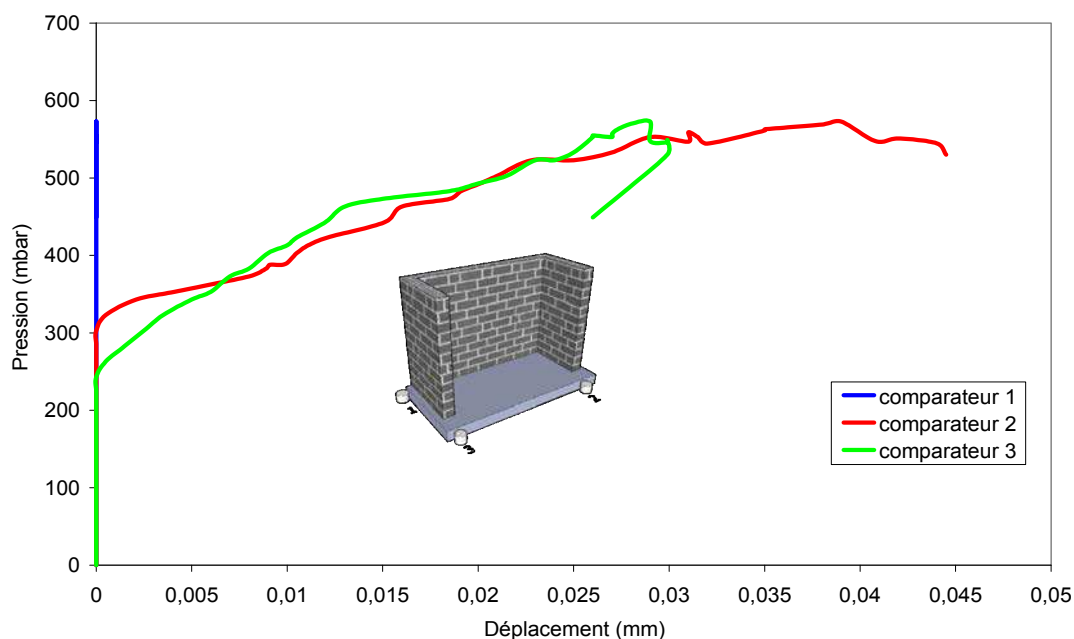


Fig. 2.73. Courbe de déplacement-pression de la semelle de mur 1-non renforcé

L'analyse des résultats associés aux 3 capteurs positionnés à la même hauteur du mur, nous permet de voir que la rigidité issue des 3 courbes est presque similaire dans la phase élastique pour les deux murs non renforcés (Fig. 2.68 et Fig. 2.74). Ceci traduit en fait un comportement symétrique, dans la phase plastique on constate une perte de symétrie (Fig. 2.68) et (Fig. 2.74). Cette dissymétrie s'explique par l'apparition de dommages ou fissures comme on le verra plus bas dans l'analyse des mécanismes de rupture du mur.

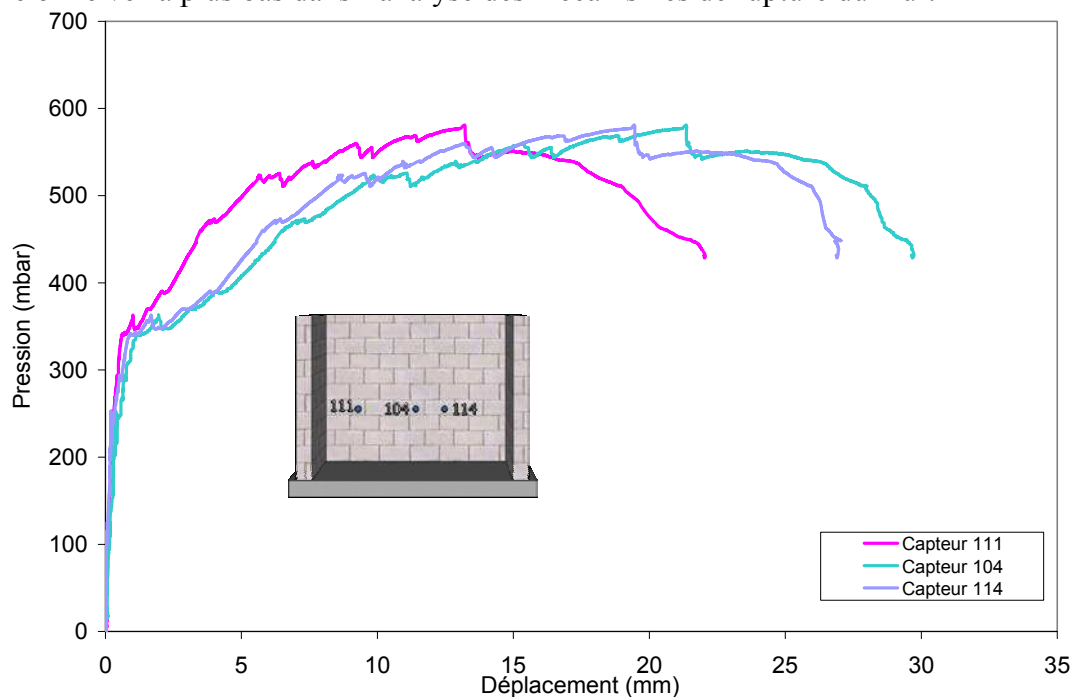


Fig. 2.74. Mur 2- Coubre pression/flèche obtenue pour le mur principal

4.2. Les modes de ruptures

Dans le cas des deux murs non renforcés, deux types de fissures ont été observés sur le mur principal (Fig. 2.75 et Fig. 2.76): 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.

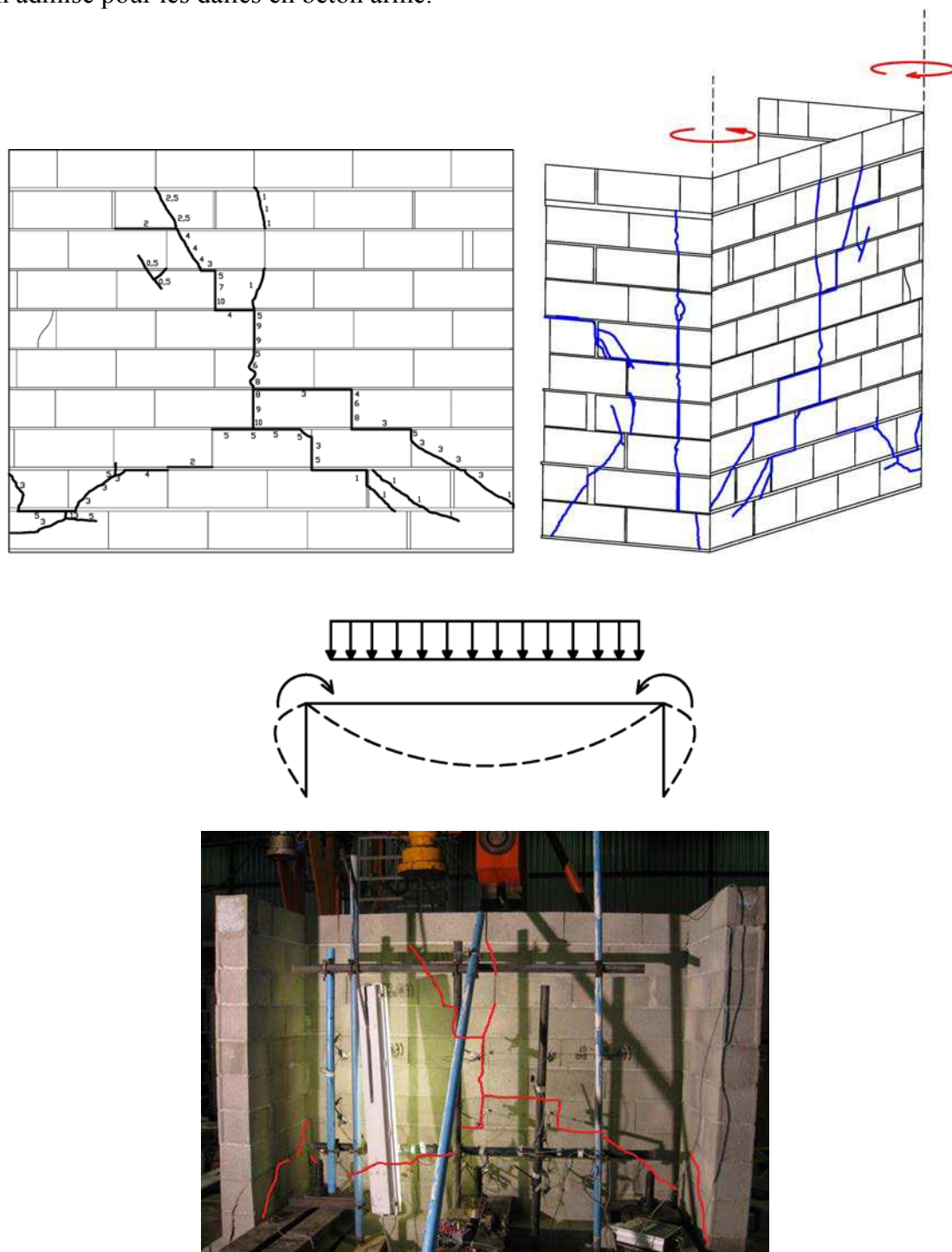


Fig. 2.75. Mur 1: Modes de ruptures du mur principal

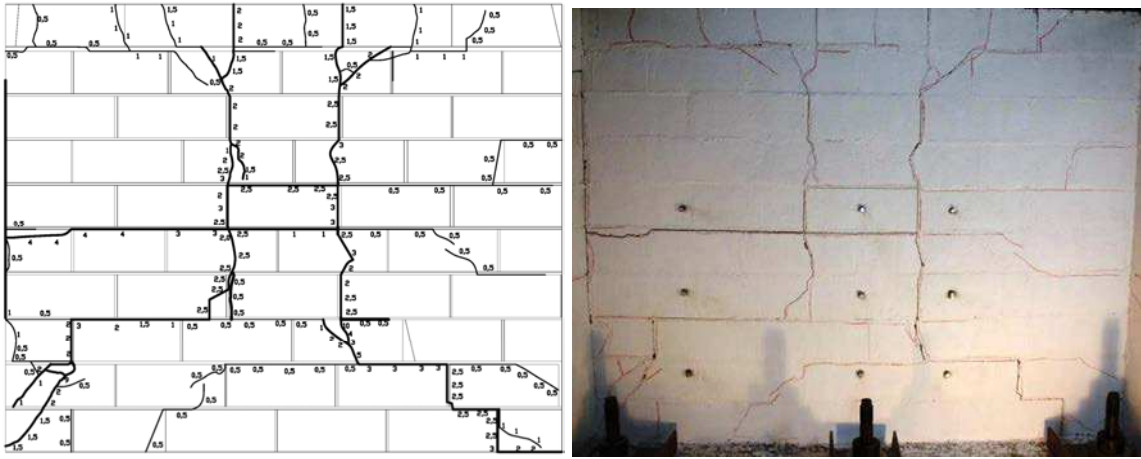


Fig. 2.76. Mur 2: Modes de rupture du mur principal

On observe de même 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 (Fig. 2.77 et Fig. 2.78). Les murs de refend subissent également du cisaillement ce qui explique l'apparition de fissures diagonales ((Fig. 2.77 et Fig. 2.78).

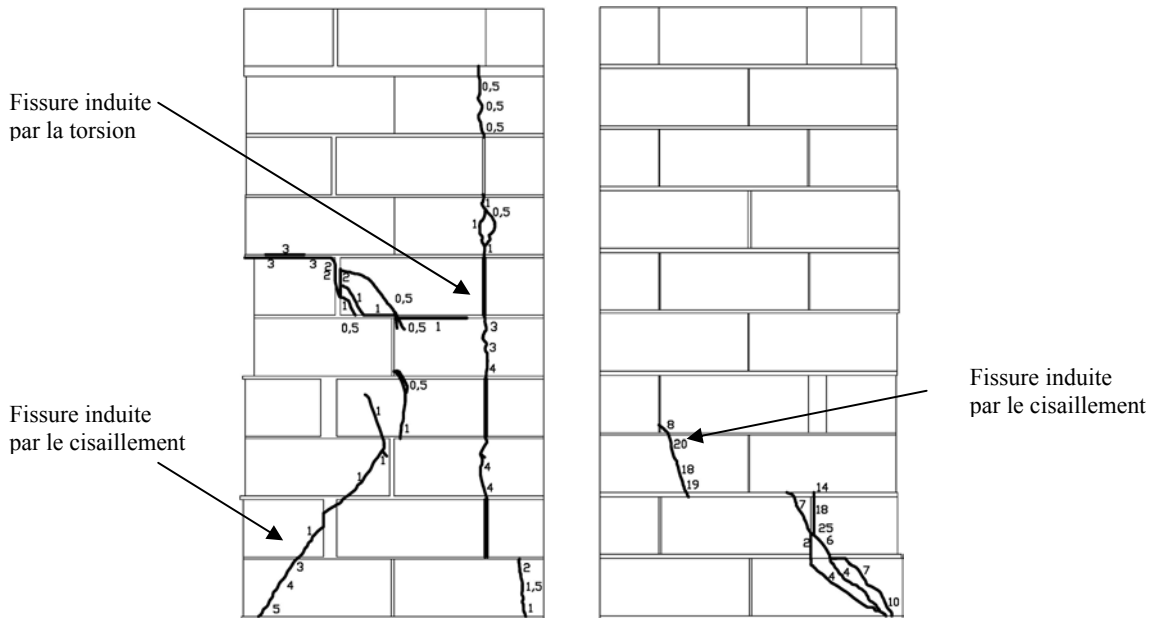


Fig. 2.77. Mur 1 – Modes de rupture des deux murs de refend.

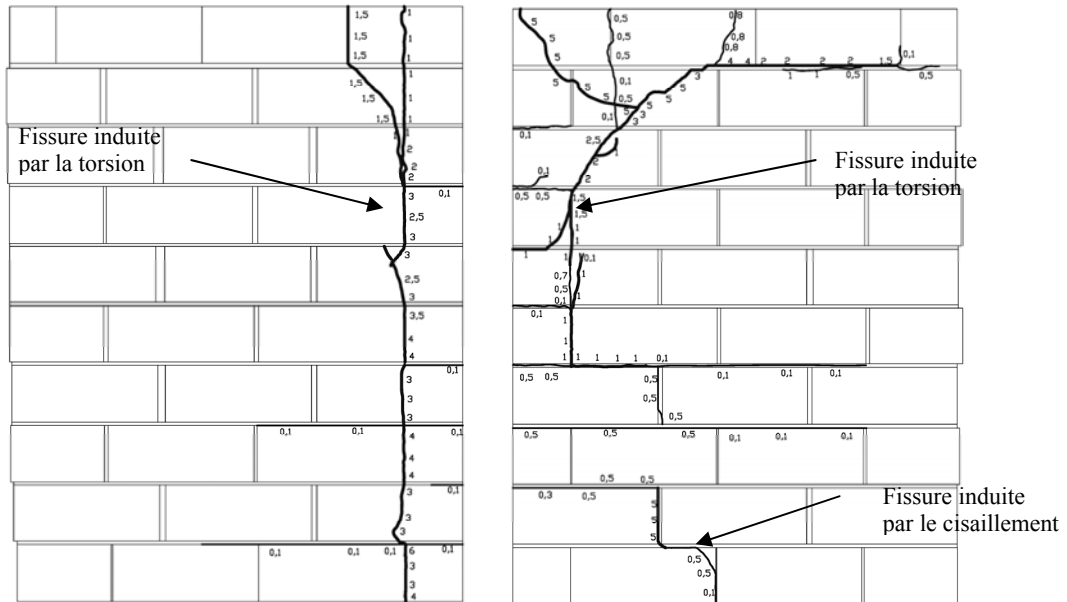
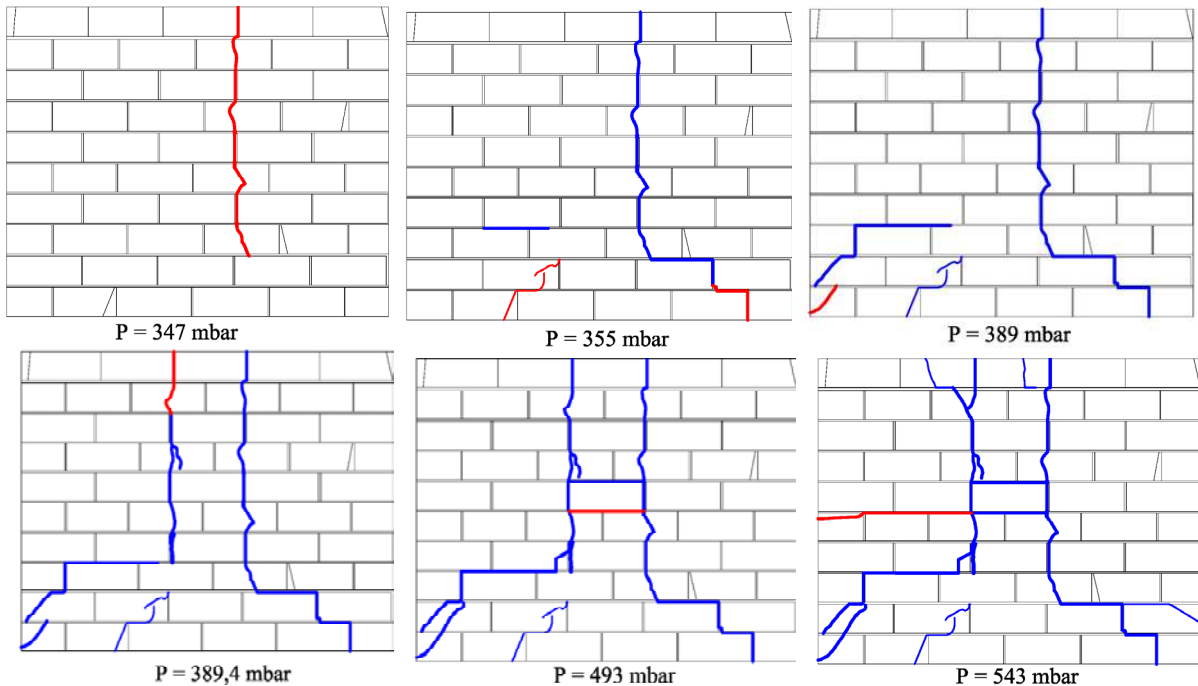


Fig. 2.78. Mur 2 : Modes de rupture des deux murs de refend.

Nous présentons (Fig. 2.79), Par ailleurs, pour le deuxième mur non renforcé, la propagation des fissures relevée tout au long de l'essai. Le mécanisme de rupture du mur principal correspond à une dissymétrie constatée dans la deuxième phase non linéaire du comportement, voir l'analyse décrite dans la partie 4.1. En effet, les premières fissures longitudinales apparaissent tout d'abord sur le bord droit, vers 347mbars de pression. Ceci entraîne une redistribution des efforts qui amène l'apparition des fissures longitudinales au bord gauche du mur principal vers 355mbars.



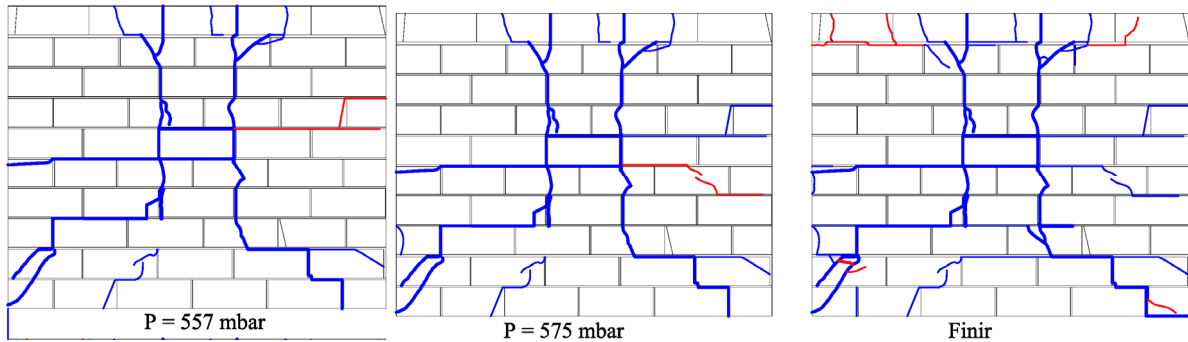


Fig. 2.79. Mur 2: Propagation des fissures dans le mur principal.

***En rouge** : les fissures qui apparaissent à la valeur de pression P indiquée pour chaque figure.

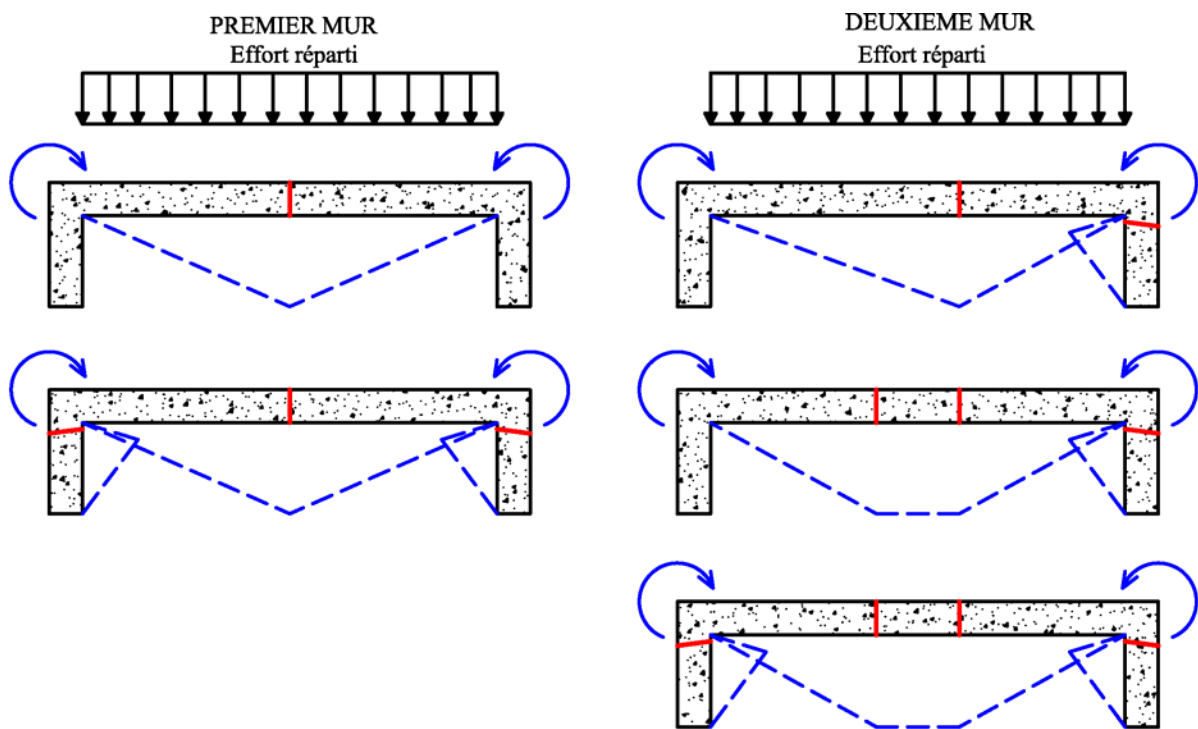


Fig. 2.80. Mécanismes de ruptures pour les deux murs non renforcés

5. Résultats obtenus sur les configurations renforcées

5.1. Courbes de charge

Le renforcement envisagé a permis un gain substantiel de capacité portante. La résistance maximale est passée de 580mbars (pour le deuxième mur) à 1410mbars (pour le troisième mur) et à 900mbars (pour le quatrième mur) soit alternativement une augmentation de plus de 140% et de 50%. Nous savons que pour une avalanche moyenne (construction en zone bleue) la pression d'impact 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 (Fig. 2.81). Le composite assure donc bien le rôle de pontage des fissures, et inhibe leur ouverture.

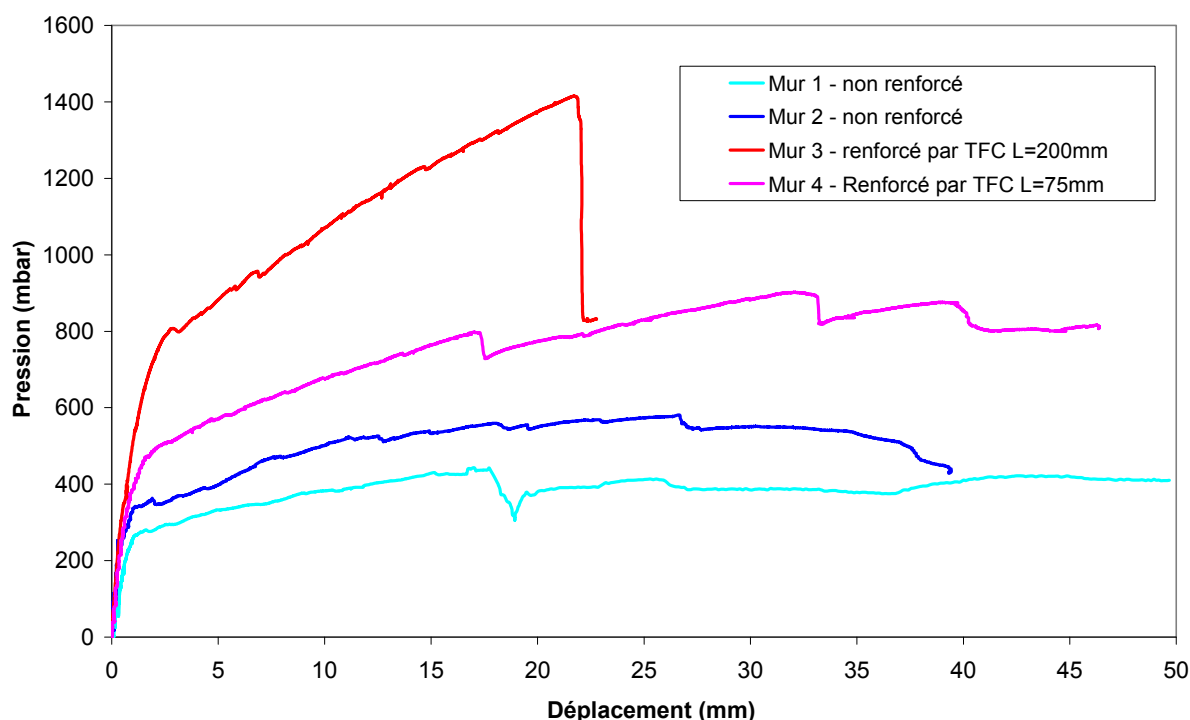
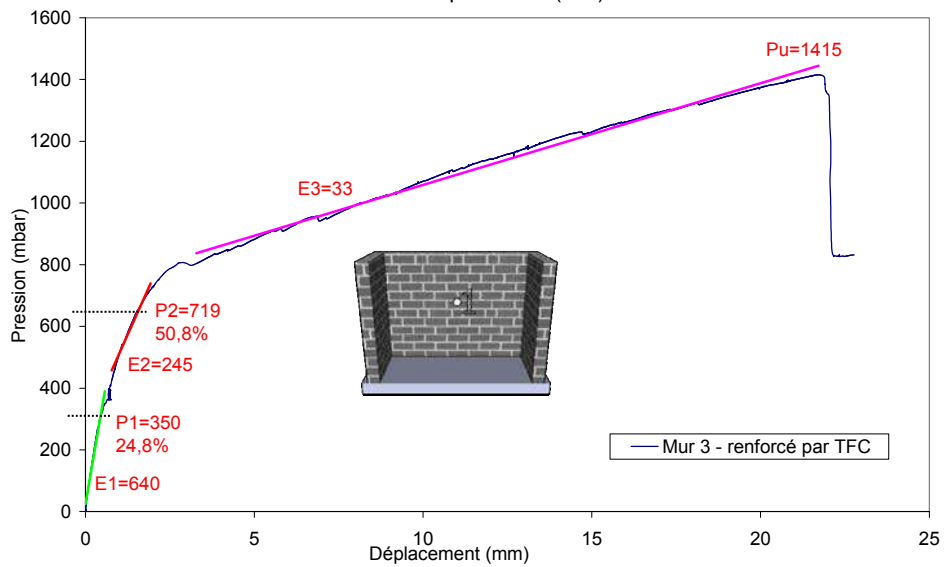
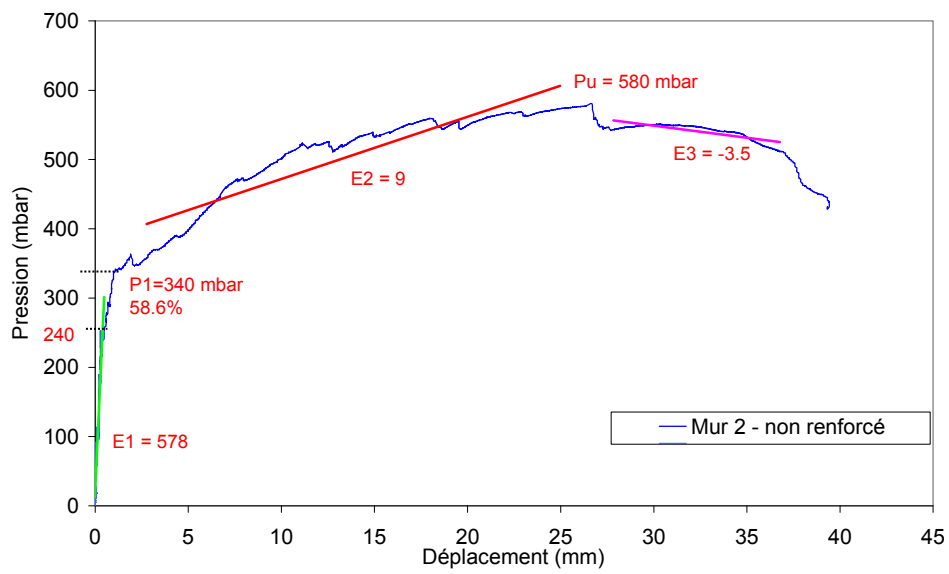
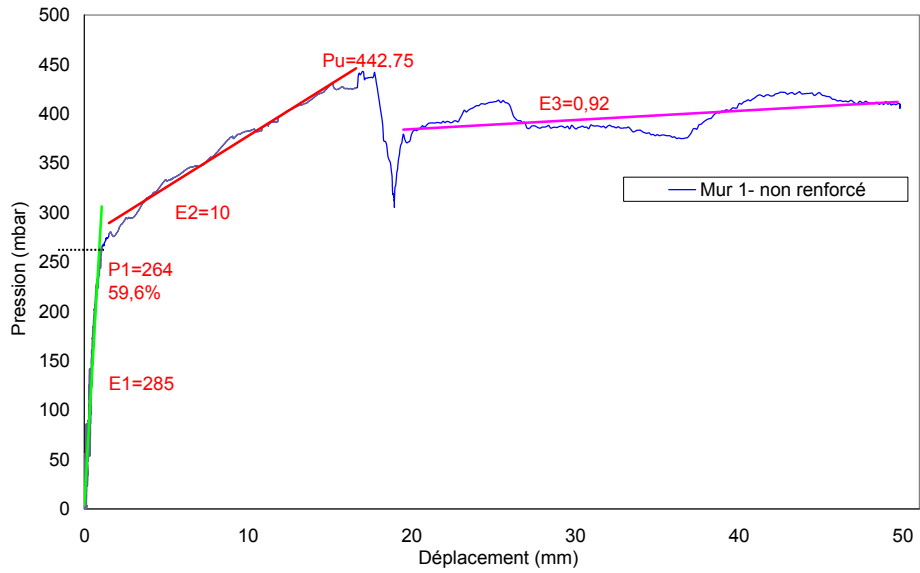


Fig. 2.81. Comparaison entre les essais non-renforcés et les essais renforcés.

5.2. Analyse de la rigidité

La Fig. 2.82 présentent la comparaison des courbes charge/déflexion pour le même point, situé en zone centrale, pour les trois 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 350mbars, respectivement 264mbars et 340mbars pour le premier et deuxième mur non renforcé, traduit la rigidité initiale du mur vierge de tout dommage. Cependant, dans le deuxième mur non renforcé, une petite chute de rigidité a été constatée vers 240mbars bien que l'on soit dans la phase de comportement quasi-linéaire. On peut donc supposer qu'une rupture locale représentée par des petites fissures dans le mur ou bien dans la semelle a causé cette faible chute de rigidité. Ensuite, l'apparition d'une phase non linéaire traduit l'apparition des fissures et leur propagation.



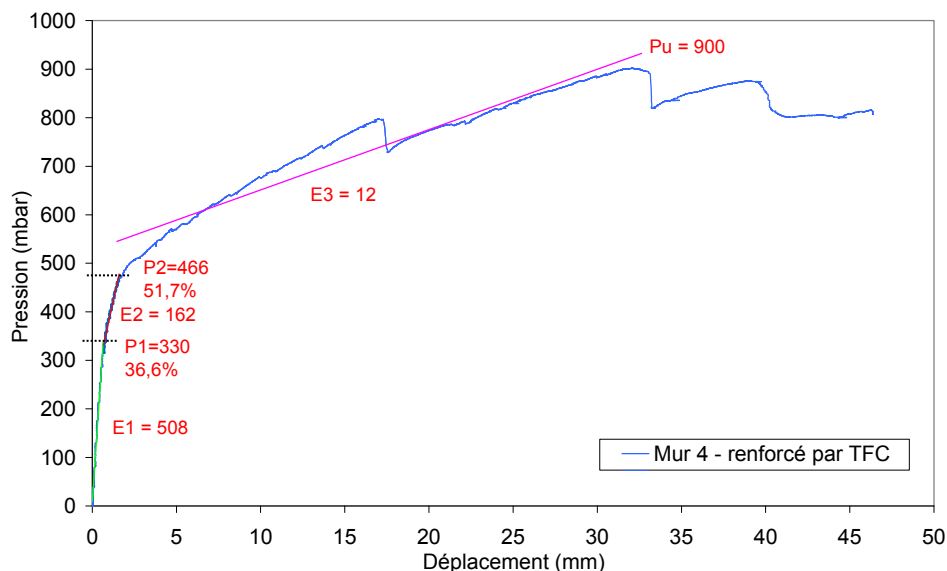


Fig. 2.82. Analyse de la rigidité pour les 4 murs.

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 60% est constatée, bien plus faible que celle de 95% et de 98% observée successivement sur les deux murs non renforcés. La baisse 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 les deux murs non renforcés. 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.

5.3. Modes de ruptures

Dans le cas du mur renforcé par TFC, 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 (Fig. 2.83 et Fig. 2.84). 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.

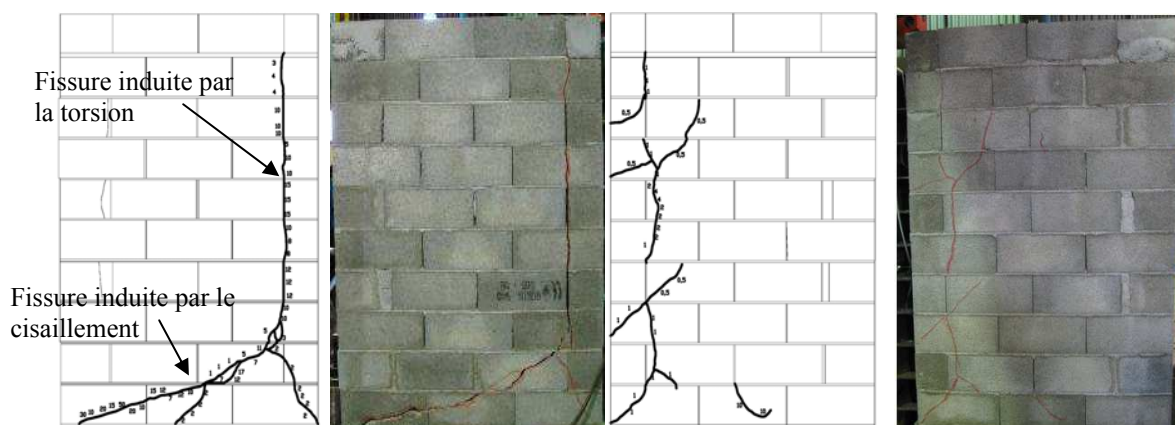


Fig. 2.83. Mur 3- Modes de ruptures des deux murs de refend

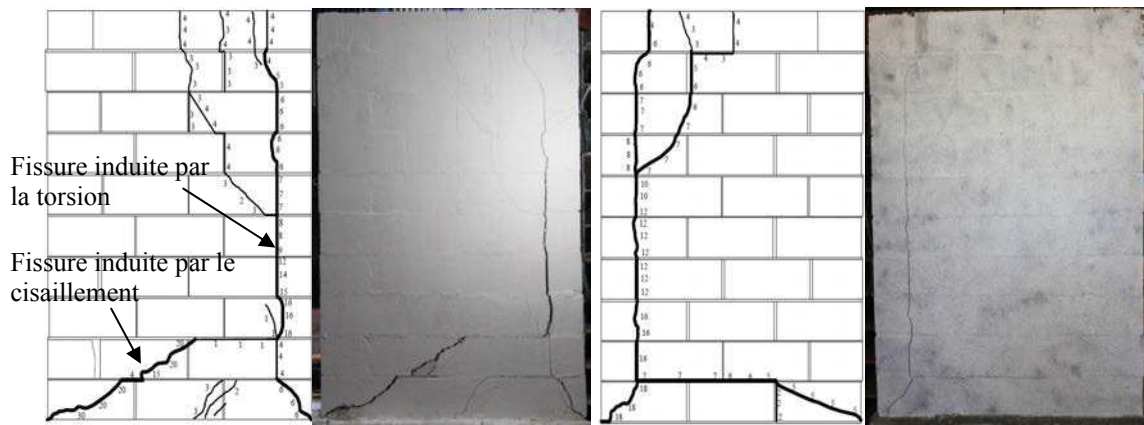


Fig. 2.84. Mur 4-Modes de rupture des deux murs de refend

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 (Fig. 2.85 et Fig. 2.86).

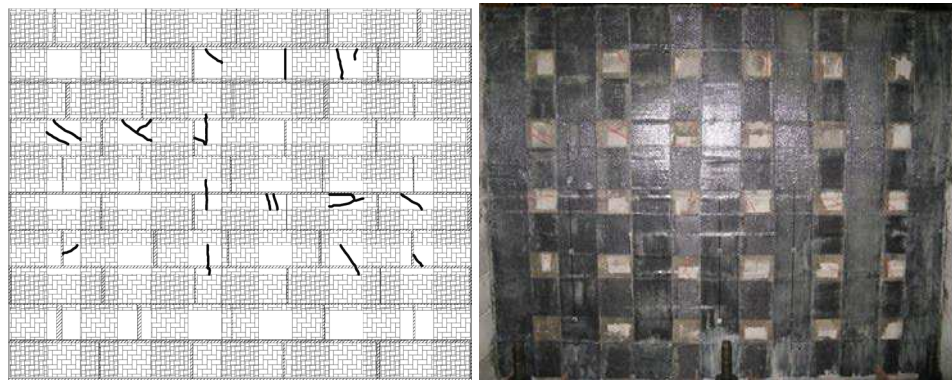


Fig. 2.85. Mur 3-Modes de rupture du mur principal

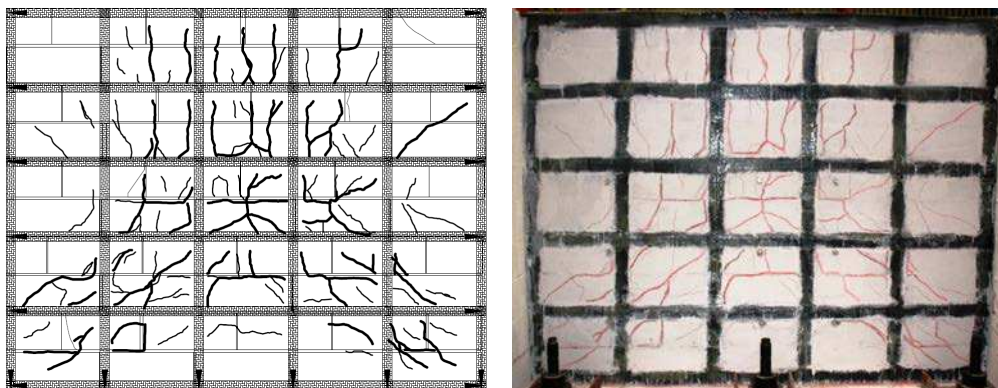


Fig. 2.86. Mur 4-Modes de rupture du mur principal

6. Résultats issus de l'analyse par la corrélation des images

La MCI a été appliqué sur la quasi-totalité de la surface du mur de refend gauche. Cette technique a été utilisée lors du test du quatrième mur. La difficulté de la MCI dans notre cas, est la mesure des champs de déformation sur une maquette de grande taille comme pour le mur de refend qui fait 1,5 m de long sur 2 m de hauteur. Dans les études menées par Tung [Tung, 2008], la clé pour la détection des fissures est de considérer les grandes déformations. Une analyse des déformations de Von Mises ou de Lagrange donne une meilleure mise en exergue des fissures. Dans notre cas, l'analyse des déformations de Lagrange, nous permet de retrouver les faciès de fissuration observés sur la surface du mur. Deux fissures typiques sont détectées: la fissure verticale au coin du mur et la fissure horizontal traduisant le cisaillement en bas du mur, comme illustré Fig. 2.87.

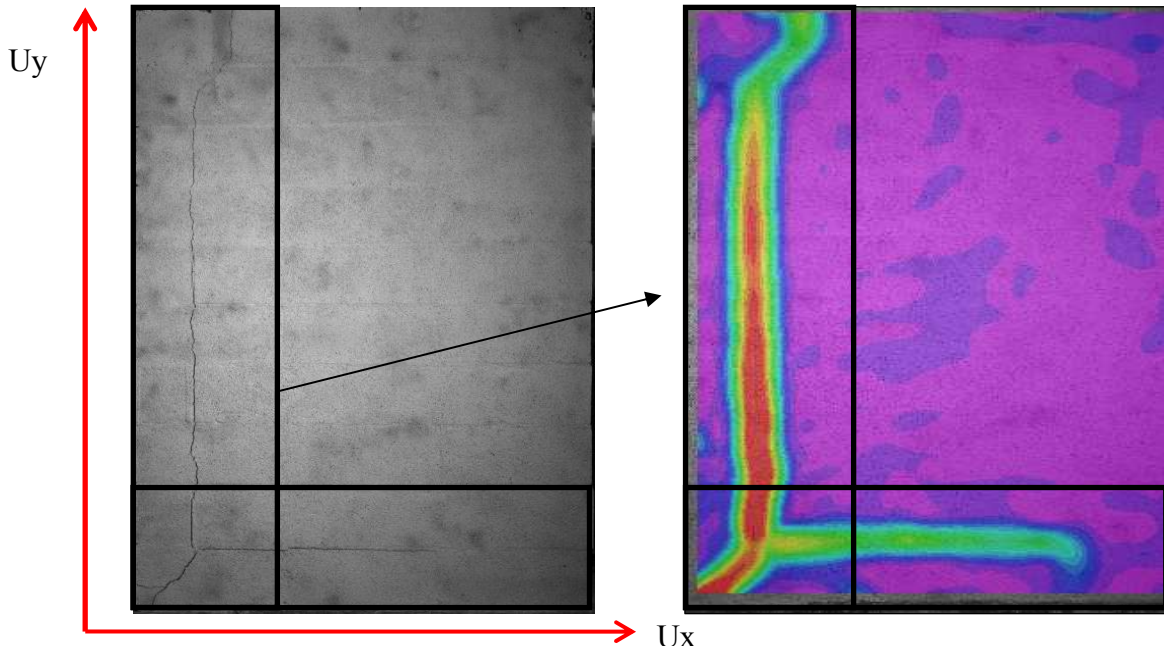


Fig. 2.87. Fissures observées expérimentalement et par MCI Vic-3D (déformation de Lagrange).

L'utilisation de la MCI nous permet de mesurer les déformations induites à différentes étapes du chargement. L'analyse des iso-valeurs de déplacement et de déformation sur le mur de refend en fonction de la pression latérale appliquée sur le mur principal, montre que le mécanisme de rupture du mur de refend a été capturé convenablement (Fig. 2.88, Fig. 2.89, Fig. 2.90).

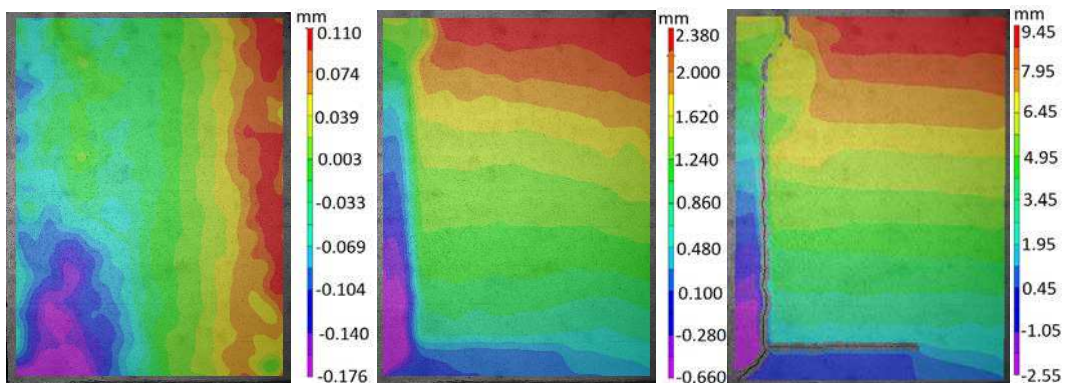


Fig. 2.88. Déplacement U_x à : a) $P=40\text{mbar}$; b) $P=680\text{mbar}$; c) $P=880\text{mbar}$

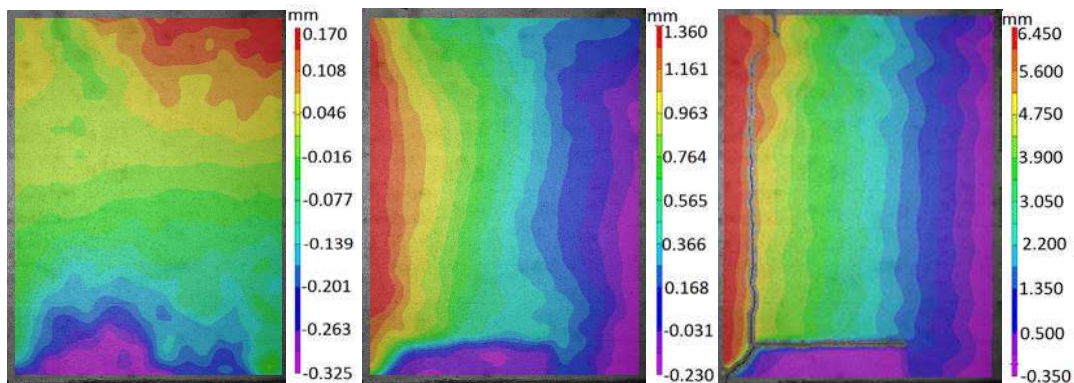


Fig. 2.89. Déplacement U_y à : a) $P=40\text{mbar}$; b) $P=680\text{mbar}$; c) $P=880\text{mbar}$

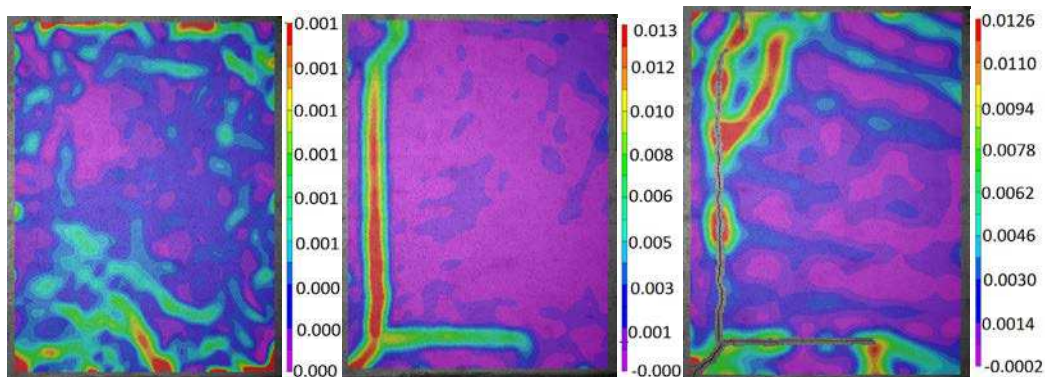
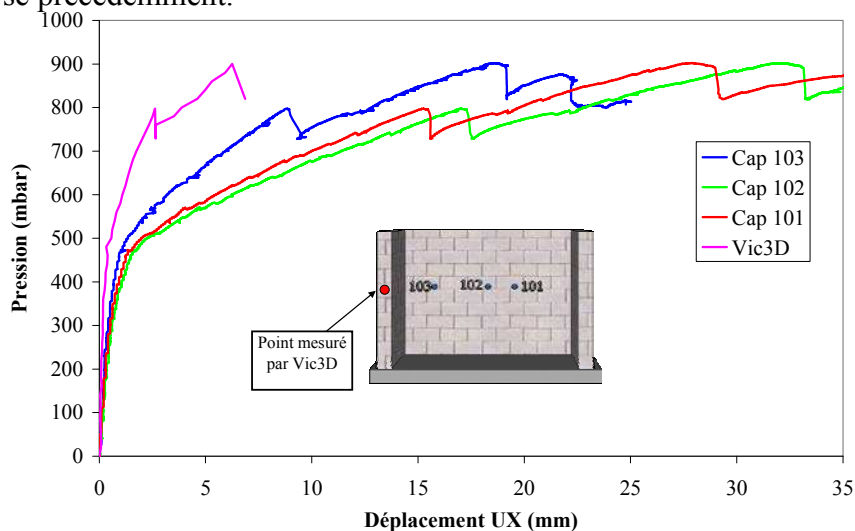
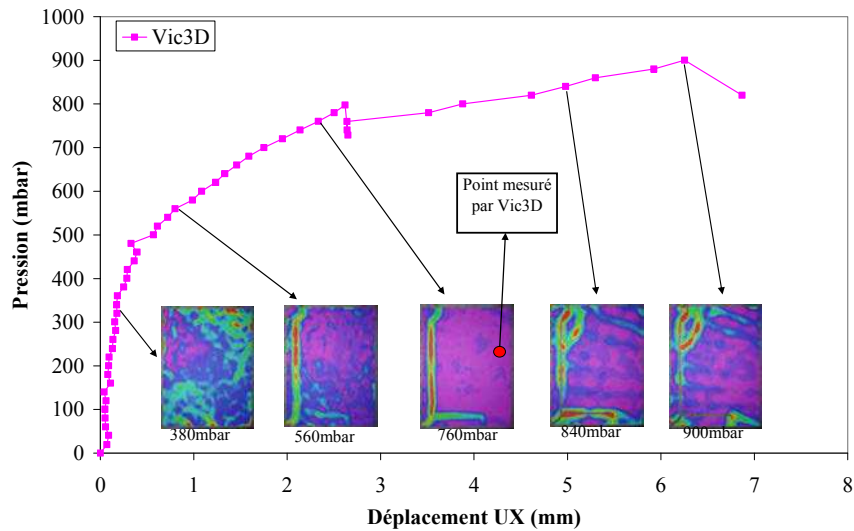


Fig. 2.90. Déformation principale e_1 (traction) de Lagrange : a) $P=40\text{mbar}$; b) $P=680\text{mbar}$; c) $P=880\text{mbar}$

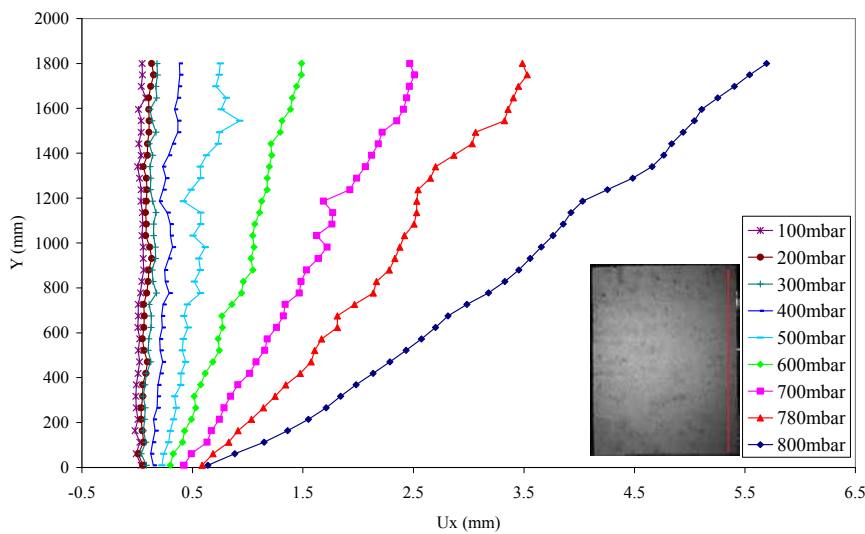
En particulier, un point à la hauteur $z=1,1\text{ m}$, la même hauteur que les capteurs de déplacement positionnés sur la face amont du mur principal, a été choisi pour tracer la courbe de déplacement latérale en fonction de la charge ou pression latérale. La courbe charge/flèche Fig. 2.91 a, b nous permet d'évaluer le comportement des conditions aux limites sur le bord. La rigidité élastique observée de mur de refend dans la Fig. 2.91a n'est pas très écartée par rapport celle du mur principal. Autrement dit, cela confirme qu'une partie de la pression latérale a été transférée dans le mur de refend sous l'action de la flexion et du cisaillement comme analysé précédemment.



(a)



(b)



(c)

Fig. 2.91. (a) (b) Déplacement latéral d'un point ($Z=1,3m$) sur mur de refend ; (c) Déplacement latéral sur une ligne du bord du mur de refend.

Il est indubitable que la méthode champ par corrélation d'images permet une meilleure interprétation des essais, d'une part la localisation des fissures et surtout leur initiation peuvent être capturées plus tôt ce qui permet d'expliquer parfois les non linéarités observées sur les courbes de charge, d'autre part nous obtenons des renseignements sur toute une surface au lieu de mesures ponctuelles. La méthode montre clairement la pertinence d'approches de type homogénéisation en deçà de la phase de fissuration.

7. Conclusion

Cette étude nous a permis de caractériser le comportement d'un mur en maçonnerie, composé de blocs creux de béton, soumis à une charge latérale ou pression uniforme. L'initiation de la fissuration, la capacité portante ou charge maximale avant effondrement, et le faciès de rupture ont été qualifiés, quantifiés et analysés. Le seuil de 300mbars proposé par la réglementation Suisse semble être représentatif, du fait de la présence du chaînage qui permet une ductilité et donc une reprise des efforts en régime fissuré.

Le changement des conditions aux limites grâce au confortement de la semelle nous donne une amélioration du chargement ultime de la structure. Cela nous montre la sensibilité

aux conditions aux limites, et la nécessité pour toute simulation, expérimentale ou numérique, de reproduire précisément les conditions aux limites réelles de la structure afin de capturer le mode de ruine et la capacité portante associée. La plupart des études de la littérature n'ont pas abordé cette question de la sensibilité aux conditions réelles de supportage. La rigidification de la condition aux limites est donc nécessaire si l'on veut atteindre une capacité portante optimale.

Grâce à la présence des murs de refend, on peut voir clairement, l'interaction importante entre le mur principal et les deux murs de refend, en particulier l'effet de torsion induit dans la zone de liaison ou jonction des deux murs (principal et refend).

En observant directement la propagation des fissures pendant l'essai, il semble que la première fissure trouvée est la fissure longitudinale au milieu du mur principal. Une application de la méthode de corrélation des images dans l'étude future est nécessaire pour confirmer cette observation. Les modes de rupture sur le mur principal sont similaires à ceux issus de la théorie des lignes de rupture préconisée pour les dalles en béton armé.

Le procédé de renforcement à l'aide de matériau composite (procédé TFC de Freyssinet) a été validé. Un gain de capacité portante supérieure à 140% est observé dans le cas d'un confortement important, chaque bloc étant conforté. Dans le cas d'un renforcement optimisé, le gain est de l'ordre de 50%. Un gain de rigidité conséquent est aussi observé en phase endommagée (post-fissuré). En conséquent, dans le cas du renforcement par TFC, la pression ultime du mur correspond de fait au collapse des murs de refend, les gains seraient certainement plus conséquents si l'on renforce aussi les murs de refend.

Chapitre 3

Modélisation à l'aide de la MED du comportement de murs en maçonnerie soumis à des chargements quasi-statiques plan ou hors plan.

Sommaire

A. Introduction	99
B. Méthode des éléments discrets dans 3DEC	101
1. Equation du mouvement des blocs	101
1.1. Blocs rigides.....	101
1.2. Blocs déformables.....	102
2. Contacts	104
2.1. Détection du contact	104
2.2. Mécanique du contact	106
3. Stabilité numérique.....	108
4. Amortissement.....	109
5. Remarques	109
6. La loi d'interface de Mohr-Coulomb.....	109
6.1. Comportement au cisaillement	110
6.1.1. Influence de la contrainte de pré-compression (σ).....	111
6.1.2. Influence de la cohésion.....	112
6.1.3. Influence de l'angle de frottement (φ).....	112
6.1.4. Influence de l'angle de dilatance.....	113
6.2. Traction et compression uni-axiale.....	115
6.3. Critère de rupture.....	117
6.4. Conclusion	117
7. Torsion à l'interface.....	118
C. Validation de la méthode des éléments discrets : le cas de maçonneries à joint sec .	123
1. Les cas de sollicitations dans le plan	123
1.1. Cas d'une perte de condition aux limites	123
1.1.1. Essais INSA.....	123
1.1.2. Etude de N. Bicanic.....	126
1.2. Le cas d'un chargement combiné : cisaillement et compression.....	129
1.3. Conclusion	134
2. Maçonnerie soumises à chargements hors plan.....	135
D. Structures en maçonnerie avec joint mortier	141
1. Le cas de chargements plan – Chargement combiné : cisaillement et compression	141
2. Maçonnerie soumise à chargement hors plan.....	146
2.1. Flexion dans une direction	146
2.2. Flexion dans deux directions sans murs de refend.....	148

2.2.1. Validation du modèle – Cas sans ouverture	148
2.2.2. Vérification par l’Eurocode 6.....	152
2.2.3. Influence des conditions aux limites	155
2.2.4. Validation du modèle – Cas avec ouverture.....	157
2.3. Flexion dans deux directions avec murs de refend	159
3. Discussion.....	162
E. Conclusion	162

A. Introduction

La maçonnerie est un matériau composite dont le comportement est strictement dépendant des propriétés des éléments constitutifs et de leur arrangement. La complexité de comportement de la structure maçonnée, notamment au-delà de la phase linéaire lorsque les endommagements apparaissent et conduisent à des interactions entre les « cellules » constitutives, avec concomitamment des redistributions de contraintes, pose la délicate question du choix de la méthode numérique la plus adaptée. Bien que plusieurs recherches, utilisant d'ailleurs divers modèles numériques, ont été conduites pour appréhender le comportement de la maçonnerie, il nous semble que l'on doit encore enrichir la palette des études pour affirmer la pertinence et surtout la robustesse de la modélisation numérique de ce type de structures à comportement parfois complexe. Les modèles numériques dédiés au calcul de la maçonnerie peuvent être classifiés en trois grandes catégories en lien avec des stratégies de calculs liées à des échelles particulières, et de complexité croissante [LOU 1996] : les micro-modèles, avec les micro-modèles détaillés et les micro-modèles simplifiés; et les macro-modèles. Le micro-modèle consiste à considérer les divers éléments constitutifs ce qui aboutit à une représentation assez fidèle de la structure (aux interfaces près). Généralement, ce modèle est d'emploi limité du fait du grand nombre de degrés de libertés, ce qui conduit à des temps de calculs prohibitifs pour un élément de structure ou une structure, cette approche est donc plus utilisée à l'échelle de l'éprouvette de matériau. Les modèles constitutifs ou phénoménologiques se situent à l'échelle macro, ils sont relativement simple à utiliser, et requiert généralement moins de données d'entrée. Ces modèles butent cependant devant la diversité des comportements ultimes possibles en lien avec la nature et l'histoire du chargement. Les macro-modèles sont généralement basés sur l'utilisation de techniques d'homogénéisation. Globalement, l'approche via le micro modèle traduit mieux la physique par rapport au macro-modèle, dans notre cas notamment, l'hétérogénéité de la maçonnerie est reproduite fidèlement.

Une large variété de méthodes numériques a ainsi été développée dans la littérature pour simuler le comportement mécanique des ouvrages en maçonnerie. On peut classer les méthodes en deux grands groupes: les modèles dit continus et les modèles discrets.

Les modèles dits continus sont basés sur la mécanique des milieux continus. La méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des éléments frontière (boundary element method-BEM) sont des exemples typiques de ces approches. La stratégie de macro-modèle est bien adaptée pour ces modèles continus. Les développements de la théorie de la plasticité ayant atteint un degré de maturité pertinent, ils permettent, en se basant sur l'approche continue, le développement de modèles phénoménologiques intégrant l'anisotropie et des surfaces de charge complexes, susceptibles de traduire le comportement de la maçonnerie [LOU 1996][LOU 200b]. Dans cette classe d'approches, qui reste dans le cadre du continu, la méthode dite « smeared-crack » permet de gérer la fissuration. Initialement proposé et développé par Rots [ROT 1985] pour le calcul des structures en béton, cette approche gère la fissure à l'échelle de la loi de comportement du matériau. Elle consiste à prendre en compte l'effet de la fissure, qui induit la décharge en contrainte du matériau, via l'adoucissement ou écrouissage négatif. L'approche « smeared-crack » fut initialement développée pour les structures en béton armé et ensuite étendue aux structures maçonnées par Lofti [LOF 1991]. Cependant, ce modèle ne peut simuler l'étape finale de l'adoucissement de la maçonnerie, autrement dit, une séparation complète ne peut être atteinte. D'autre part cette approche conduit à une dépendance au maillage, qui peut-être certes réduite dans le cas de structures béton armé suffisamment ferrillées, elle peut être aussi contrôlée en associant une énergie de fissuration « objective » à la taille de l'élément. Au-delà des soucis de représentativité de la discontinuité induite par la fissuration lors du chargement, la nécessité, tel que dans le cas de la maçonnerie, de représenter les interfaces entre les éléments constitutifs, est indéniable, car

ces zones sont sujettes à des concentrations de contraintes et représentent généralement des zones de faiblesses, il semble donc impératif que la modélisation tienne compte de ces « discontinuités » ou « interfaces » si l'on veut un tant soit peu capturer les localisations des déformations dont elles sont le siège, et in fine les dommages qui s'y développent (fissures). Lourenço et al. [LOU 1997a] a utilisé la MEF avec des éléments d'interface pour simuler le comportement de murs en maçonnerie dans le cas de chargement dans le plan. Ces éléments d'interface permettent de gérer la discontinuité induite par la rupture, par contre, cette technique se limite aux petits déplacements et petites rotations qui précèdent le collapse de la structure.

Les modèles discrets, basés sur une formulation de type « différences finies », ont leur origine au début des années 1970. Il s'agissait initialement de décrire les mouvements progressifs des roches comme des assemblages de blocs rigides en 2D [CUN 1971a][CUN 1971b]. Cette technique a ensuite été étendue à la modélisation des structures maçonnées [MUN 2004] [LEM 2007] [BUI 2010], enrichissant ainsi la palette des outils disponibles pour l'analyse de la maçonnerie. En MED (Méthode des Éléments Discrets), la nature hétérogène de la maçonnerie est prise en compte de façon explicite, ainsi la discontinuité au niveau des interfaces des blocs peut être bien décrite. Les modèles ED ont été principalement appliqués à des structures maçonnées pour lesquelles la rupture est de manière prédominante induite par des mécanismes où la déformation du bloc reste limitée ou ne joue aucun rôle. En particulier, la MED permet de simuler de grands mouvements avec séparation complète des blocs, ce qui traduit des modifications importantes dans la répartition des contraintes. Le principal attrait de cette approche réside dans sa capacité à reproduire des comportements complexes, même si les paramètres d'entrée pris en considération sont simples et se basent sur des mécanismes de rupture élémentaires. L'essentiel de la physique semble être pris en compte. Les interactions entre les blocs peuvent être représentées simplement par des forces, la fracture est alors simplement modélisée par la rupture progressive des adhésions, en traction ou en cisaillement. Les développements informatiques dans le domaine de la MED, par exemple pour la gestion du maillage, ainsi que les développements au niveau algorithmique pour le traitement et la gestion des contacts et au-delà pour le traitement des non linéarités et de l'intégration des équations de la dynamique, ont permis d'étendre progressivement l'analyse, de la rupture de l'éprouvette à celle des composants structuraux, voir à des structures complètes, sous sollicitations statiques ou dynamiques. Il n'en demeure pas moins, au vue de la diversité et la complexité des comportements non linéaires observés à l'échelle des structures maçonnées, que la validation des modélisations discrètes reste une tâche essentielle. Elle nécessite de générer des données expérimentales représentatives et de qualité afin de corréler essais et modélisations associées.

Ce chapitre est dédié à la modélisation par éléments discrets à l'aide du code 3DEC développé par ITASCA [ITA 2002]. Diverses configurations de chargements de murs en maçonnerie y sont étudiées, avec le cas de chargements plan ou hors plan, ou leur interaction. La première partie du chapitre détaille les ingrédients du modèle utilisé dans notre approche, comme la loi de comportement du bloc et des interfaces. Des exemples simples sont traités pour construire et valider une loi complète de l'interface qui par ailleurs joue un rôle essentiel dans le comportement de la maçonnerie. La deuxième partie traite de la validation de la MED, à l'échelle de la structure maçonnée à joint sec et prenant en compte un contact frottant. Autrement dit, dans une première étape, la loi d'interface est simplifiée mais en totale adéquation avec les essais menés. La loi de contact complète est ensuite étudiée dans la dernière partie de ce chapitre et validée sur les essais menés.

B. Méthode des éléments discrets dans 3DEC

1. Equation du mouvement des blocs

1.1. Blocs rigides

Les 3 équations du mouvement de translation d'un bloc rigide, basées sur la deuxième loi de Newton, sont données dans le repère globale par :

$$\ddot{u}_i + \alpha \dot{u}_i = \frac{F_i}{m} + g_i \quad (3. 1)$$

où \ddot{u}_i = accélération au centre de gravité du bloc (bloc centroïde)

\dot{u}_i = vitesse au centre de gravité du bloc

α = amortissement visqueux constant (masse-proportionnel)

F_i = somme des forces agissant sur un bloc (produites par les forces de contact et les forces extérieures)

m = masse d'un bloc

g_i = vecteur d'accélération de gravité

Le mouvement en rotation d'un bloc rigide est décrit par l'équation d'Euler exprimé dans les axes d'inertie principaux du bloc :

$$\begin{aligned} I_1 \dot{\omega}_1 + \alpha I_1 \omega_1 + (I_3 - I_2) \omega_3 \omega_2 &= M_1 \\ I_2 \dot{\omega}_2 + \alpha I_2 \omega_2 + (I_1 - I_3) \omega_1 \omega_3 &= M_2 \\ I_3 \dot{\omega}_3 + \alpha I_3 \omega_3 + (I_2 - I_1) \omega_2 \omega_1 &= M_3 \end{aligned} \quad (3. 2)$$

où I_i représentent les moments d'inertie principaux du bloc

ω_i représentent les accélérations angulaires autour des axes principaux

M_i représentent les composants de moment de torsion appliqués au bloc.

α est constant amortissement visqueux (masse-proportionnel)

Dans le cas de calcul quasi-statique, les équations du mouvement rotationnel peuvent être simplifiées. En effet, les vitesses sont petites, le terme non-linéaire dans les équations ci-dessus peut donc être occulté. De même, les forces d'inertie sont faibles par rapport aux forces totales appliquées aux blocs, une représentation précise du tenseur d'inertie n'est pas importante. Seul un moment d'inertie approximatif, I , est calculé en se basant sur une distance moyenne du centre aux sommets du bloc. Cela permet d'obtenir les équations ci-dessous, écrites dans le repère global :

$$\dot{\omega}_i + \alpha \omega_i = \frac{M_i}{I} \quad (3. 3)$$

Un schéma explicite par la méthode des différences finies centrée est appliqué pour intégrer les équations du mouvement du système des blocs. Les vitesses au temps t , en translation et en rotation, sont calculées à l'aide des expressions :

$$\begin{aligned} \dot{u}_i^{(t)} &= \frac{1}{2} [\dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)}] \\ \omega_i^{(t)} &= \frac{1}{2} [\omega_i^{(t-\Delta t/2)} + \omega_i^{(t+\Delta t/2)}] \end{aligned} \quad (3. 4)$$

Les accélérations sont données par :

$$\begin{aligned}\ddot{u}_i^{(t)} &= \frac{1}{\Delta t} [\dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)}] \\ \dot{\omega}_i^{(t)} &= \frac{1}{\Delta t} [\omega_i^{(t-\Delta t/2)} + \omega_i^{(t+\Delta t/2)}]\end{aligned}\quad (3.5)$$

Avec une insertion de ces expressions dans les équations du mouvement en translation, respectivement en rotation, (3.1) et (3.3), nous obtenons la solution en vitesses au temps $[t + \Delta t / 2]$ comme :

$$\begin{aligned}\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} &= \left[D_i \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{F_i^{(t)}}{m} + g_i \right) \Delta t \right] D_2 \\ \omega_i^{(t+\Delta t/2)} &= \left[D_i \omega_i^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{M_i^{(t)}}{m} \Delta t \right) \right] D_2\end{aligned}\quad (3.6)$$

$$\text{où } D_1 = 1 - \alpha \frac{\Delta t}{2}$$

$$\text{et } D_2 = \frac{1}{1 + \alpha \frac{\Delta t}{2}}$$

Les incréments de translation et rotation sont données par :

$$\begin{aligned}\Delta u_i &= \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \\ \Delta \theta_i &= \dot{\theta}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t\end{aligned}\quad (3.7)$$

La position et le déplacement d'un bloc centroïde est alors mise à jour par :

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t)} + \Delta x_i \quad (3.8)$$

$$u_i^{(t+\Delta t)} = u_i^{(t)} + \Delta u_i \quad (3.9)$$

Les nouvelles positions des tous les sommets de bloc sont données par :

$$x_i^v(t + \Delta t) = x_i^v(t) + \Delta x_i + e_{ijk} \Delta \theta_j \left[x_k^v(t) - x_k(t) \right] \quad (3.10)$$

Les nouvelles orientations des lignes et des faces sont donc déterminées. Les calculs des contacts sont alors menés pour en déduire les nouvelles forces d'interaction dans le step suivant.

1.2. Blocs déformables

Dans certaines applications, on ne peut ignorer la déformation à l'intérieur des blocs. Dans 3DEC, les blocs déformables sont en conséquence représentés en discrétisant intérieurement ces blocs en éléments tétraédriques. La complexité de ses déformations dépend du nombre des éléments subdivisant les blocs. L'utilisation des éléments tétraédriques permet d'éliminer le problème de l'effet « sablier » (hourglass) qui peut se trouver dans les polyèdres avec déformation constante. Autrement dit, les éléments se déforment à volume constant.

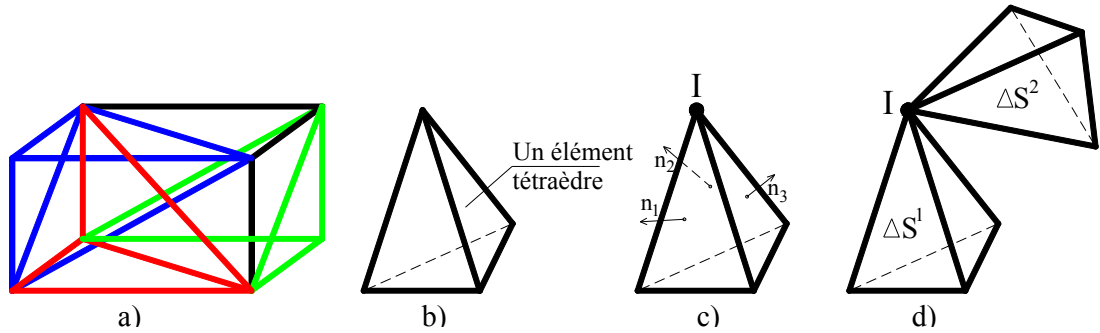


Fig. 3.1. Discretisation d'un bloc

La déformation de chaque élément d'un bloc déformable est décrite par le mouvement des points nodaux. Les 3 équations du mouvement pour un nœud I sont :

$$\ddot{u}_i^I + \alpha \dot{u}_i^I = \frac{F_i^I}{m} + g_i^I$$

où \ddot{u}_i = accélération au point nodal I

\dot{u}_i = vitesse au point nodal I

α = amortissement visqueux constant (masse-proportionnel)

m = masse d'un bloc

g_i = vecteur d'accélération de gravité

En particulier, F_i est la force nodale donnée sous la forme suivante :

$$F_i^I = F_i^{eI} + F_i^{cI} + F_i^{lI}$$

avec F_i^{cI} les forces de contact transmises au nœud

F_i^{lI} les forces extérieures

Enfin, F_i^{eI} sont les forces nodales qui correspondent aux contraintes induites dans les éléments adjacents. Elles sont calculées comme :

$$F_i^{eI} = \int_S \sigma_{ij} n_j dS = \sum_{k=1}^N \sigma_{ij} n_j^k \Delta S^k$$

Où ΔS^k est la surface qui enveloppe la masse « m », regroupé au point nodal ; n_j^k est le vecteur normal unitaire. Le symbole « k » désigne le nombre d'éléments connectés par ce point nodal. L'incrément du tenseur de contrainte $\Delta \sigma_{ij}$ est calculé par la formule ci-dessous :

$$\Delta \sigma_{ij} = \lambda \Delta \varepsilon_v \delta_{ij} + 2\mu \Delta \varepsilon_{ij}$$

Avec λ, μ les coefficients constants de Lamé, données par :

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$$\mu = G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Et $\Delta \varepsilon_v = \sum_{i=1}^3 \varepsilon_{ii}$ est la déformation volumique

δ_{ij} est le symbole de Kronecker : $\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{si } i = j \\ 0 & \text{si } i \neq j \end{cases}$

Enfin, l'incrément du taux de déformation (problème formulé en vitesse) est calculé par :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} \right) + \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\partial u_j}{\partial t} \right) \right] = \frac{1}{2} [\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}]$$

$$\Delta \varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} [\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}] \Delta t$$

2. Contacts

2.1. Détection du contact

L'objectif de l'algorithme de détection du contact est d'identifier les situations et les types de contact pour que les lois physiques correctes puissent être appliquées afin de déterminer les forces de contact. Un contact est établi lorsque la superposition se trouve entre les sommets, les bords ou les faces. Un écart ou interstice entre deux blocs, devra aussi être calculé afin qu'on puisse établir la situation de contact. En général, trois situations de contact peuvent être détectées : interpénétration, contact affleurant, pas de contact.

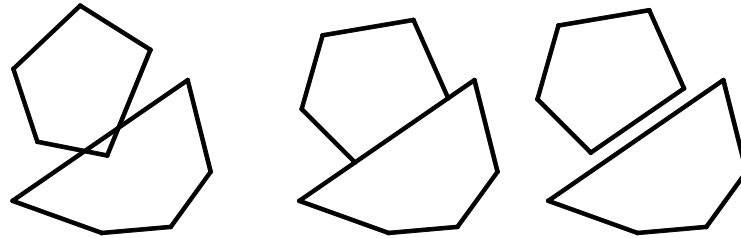


Fig. 3.2. Les situations de contact

En ce qui concerne les polyèdres convexes tridimensionnels, six types de contact (Fig. 3.3) sont dénombrés : sommet-sommet (S-S), sommet-arête (S-A), sommet-face (S-F), arête-arête (A-A), arête-face (A-F), face-face (F-F).

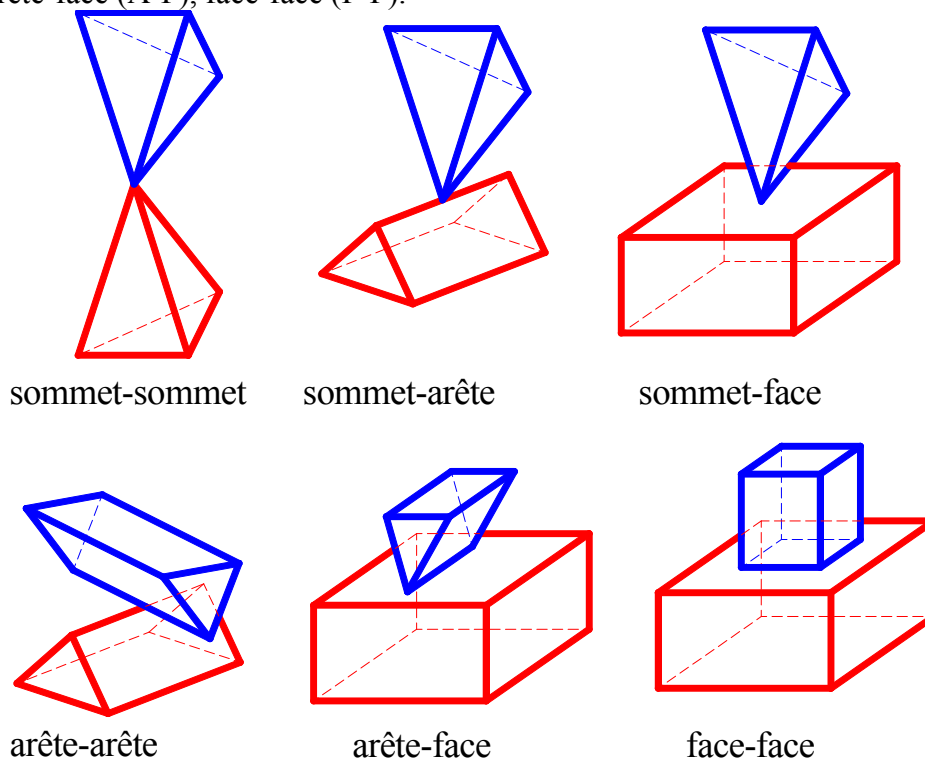
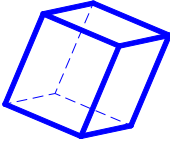
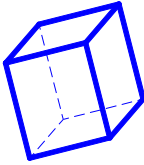


Fig. 3.3. Les types de contact

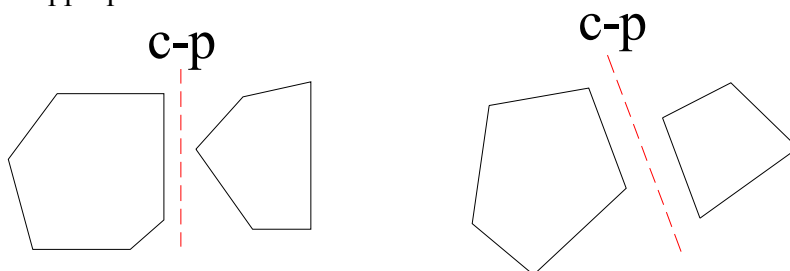
L'algorithme de la détection du contact doit être très efficace, car la majeure partie du temps de calcul au cours du processus total, est consacrée à la détection et la mise à jour du contact. La méthode directe de détection est de tester tous les possibilités de contacts entre deux blocs. Si bloc A contacte bloc B, le nombre total de tous les possibilités de contacts combinés est () :

$$N = (S_A + A_A + F_A)(S_B + A_B + F_B)$$

S_i , A_i , F_i corresponde respectivement, au nombre des sommets, des arêtes, des faces de bloc A et de bloc B. Par exemple, pour deux blocs cubiques, on a $N=676$ calculé comme ci-dessous:

Bloc A	Bloc B	
		
$S_i=8$	$A_i=12$	$F_i=6$
		sommet-sommet=64
		sommet-face=48
		sommet-arête=96
		edge-sommet=96
		edge-face=72
		edge-arête=144
		face-sommet=48
		face-face=36
		face-arête=72
		$N=676$

Cette méthode n'est pas simple à suivre, en effet, les tests dépendent quadratiquement au nombre des sommets (ou arêtes, ou faces). Par ailleurs, pour le contact sommet-face, ce n'est pas évident de confirmer rapidement si le sommet est au-dessus ou au-dessous de la face. La définition d'un vecteur normal unitaire est nécessaire, la détermination de ce vecteur est simple dans certains cas (les cas avec la présence d'une face), mais difficile dans les autres cas (en particulier, pour les contacts arête-arête, arête-sommet, sommet-sommet). En utilisant ce schéma de test direct, l'identification de l'interstice maximal entre deux blocs n'est pas une tâche triviale. Ces difficultés proviennent du test direct entre un polyèdre et un autre. Plusieurs difficultés vont disparaître si le problème peut être divisé en deux parties : d'une part on détermine un « plan commun » ce qui coupe l'espace entre deux blocs par deux ; d'autre part on teste chaque bloc séparément pour contacter le plan commun. L'algorithme de Cundall est basé sur ce concept de « plan commun » qui correspond à une plaque rigide sans épaisseur (écrit par abréviation comme c-p). Ce plan est positionné (par translation et rotation) pour que l'interstice entre « les deux sommets les plus proches sur deux blocs adjacents » et « le plan commun » soit égal. Pour les blocs interpénétrés, l'interstice devient négatif, mais la même logique est appliquée.



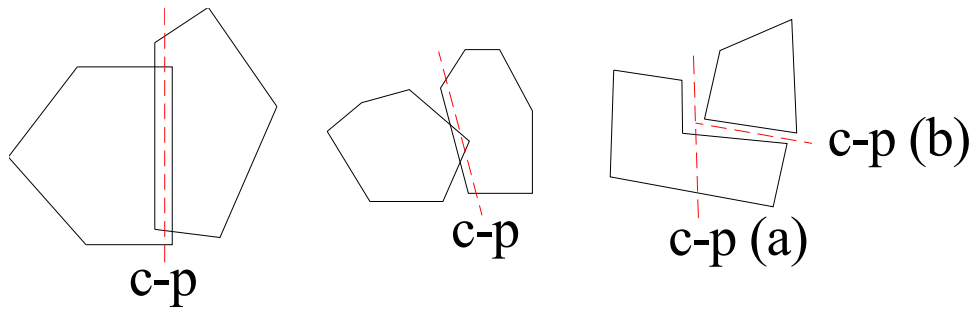


Fig. 3.4. Plan commun entre deux blocs [CUN 1988]

Ainsi, on peut facilement trouver l'interstice entre blocs, simplement en déterminant les distances entre bloc et plaque. En outre, le nombre de tests dépend linéairement au nombre de sommets (par rapport à la dépendance quadratique précédente). Puisque, l'on teste les sommets du bloc A avec le c-p, et séparément les sommets du bloc B avec le c-p, le nombre total de test est : $N = S_A + S_B = 8 + 8 = 16$ au lieu de $N = 676$ pour la méthode directe. Par ailleurs, la définition d'un vecteur normal unitaire sur le c-p permet d'éliminer l'évolution discontinue du contact normal. Les types de contact peuvent être classifiés simplement en comptant le nombre de sommets de chaque bloc qui touche le c-p.

Nombre de sommets contacte le c-p		Types de contact
Bloc A	Bloc B	
0	0	sans contact
1	1	sommet-sommet
1	2	sommet-arête
1	>2	sommet-face
2	1	arête-sommet
2	2	arête-arête
2	>2	arête-face
>2	1	face-sommet
>2	2	face-arête
>2	>2	face-face

2.2. Mécanique du contact

Une fois la position de contact x_i^c déterminée, le déplacement de contact est calculé par le déplacement relatif entre les blocs à cette position. A chaque step, la vitesse relative au point de contact est donnée par :

$$\dot{u}_i^c = \dot{u}_i^{cB} - \dot{u}_i^{cA}$$

avec $\dot{u}_i^{cB}, \dot{u}_i^{cA}$ correspondant respectivement à la vitesse du bloc A et du bloc B à la position de contact.

Dans le cas d'un bloc rigide, la vitesse au point x_i^c (défini comme la vitesse du bloc A par rapport au bloc B à la position de contact) est :

$$\dot{u}_i^{cA} = \dot{u}_i^A + e_{ijk} \omega_j^A (x_i^c - x_i^A)$$

$$\dot{u}_i^{cB} = \dot{u}_i^B + e_{ijk} \omega_j^B (x_i^c - x_i^B)$$

où x_i^A, x_i^B est la position du centre du bloc A, respectivement du bloc B,

\dot{u}_i^A, \dot{u}_i^B est la vitesse de translation du centre du bloc A, respectivement du bloc B,

ω_i^A, ω_i^B est la vitesse angulaire du centre du bloc A, respectivement du bloc B,

$$e_{ijk} = \begin{cases} +1 & \text{si } (i, j, k) \text{ est } (1,2,3), (2,3,1) \text{ ou } (3,1,2), \\ -1 & \text{si } (i, j, k) \text{ est } (3,2,1), (1,3,2) \text{ ou } (2,1,3), \\ 0 & \text{autrement : } i = j \text{ ou } j = k \text{ ou } k = i \end{cases}$$

est le symbole de Levi-Civita

Dans le cas d'un bloc déformable, la vitesse peut être calculée par l'interpolation linéaire des vitesses des sommets sur la face ou bien sur l'arête. En particulier, un traitement différent est utilisé pour les contacts S-F et A-A. Pour un contact S-F, à côté d'un sommet, la vitesse est donnée par la vitesse de ce sommet, et à côté d'une face, la vitesse est interpolée linéairement entre les vitesses des trois sommets de la face triangulaire sous-contact (comme pour le triangle vert illustré **Fig. 3.5a**) :

$$\dot{u}_i^c = \sum_{J=1}^3 W_J \dot{u}_i^{cJ} = W_1 \dot{u}_i^{c1} + W_2 \dot{u}_i^{c2} + W_3 \dot{u}_i^{c3}$$

avec W_J les coefficients de l'interpolation donnés par $W_J = \frac{A_J}{A}$ ($J = \overline{1,3}$)

A_J sont les aires des sous-triangles formées par le point de contact et les trois sommets (P_1, P_2, P_3) des faces (Fig. 3.5a)

$A = \sum_{J=1}^3 A_J$ est l'aire de la face de sous-contact

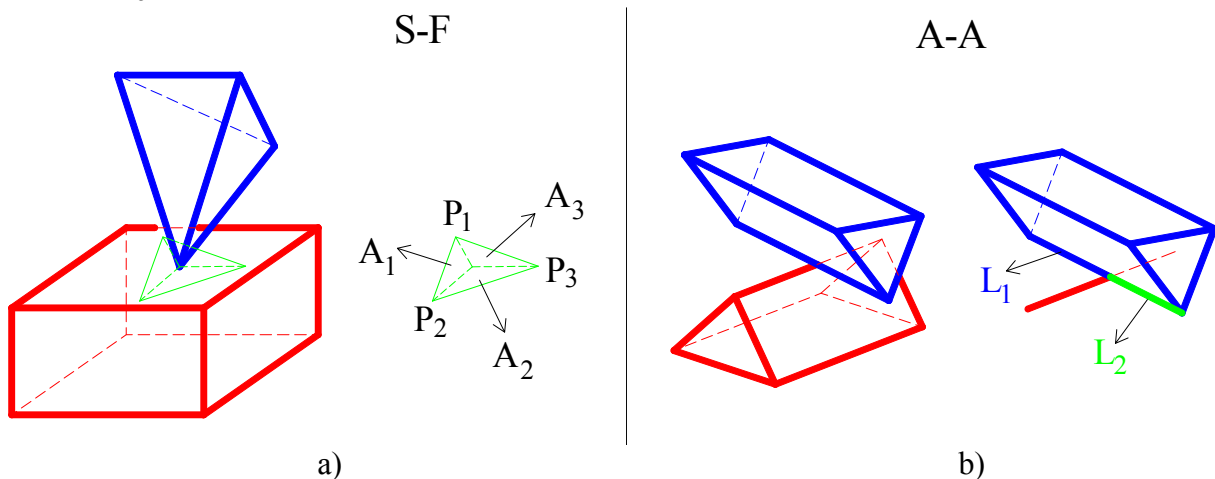


Fig. 3.5. S-F et A-A contact.

Pour A-A contact, la vitesse est interpolée à partir des vitesses des points extrémités de l'arête :

$$\dot{u}_i^c = \sum_{J=1}^2 W_J^e \dot{u}_i^{cJ} = W_1^e \dot{u}_i^{c1} + W_2^e \dot{u}_i^{c2}$$

avec W_J^e les coefficients de l'interpolation données par $W_J^e = \frac{L_J}{L}$ ($J = \overline{1,2}$)

L_J les longueurs de deux segments de l'arête (**Fig. 3.5b**)

$L = \sum_{J=1}^2 L_J$ est la longueur de l'arête

Une fois que la vitesse relative de contact est déterminée, l'incrément de déplacement de contact est calculé par :

$$\Delta u_i^c = \dot{u}_i^c \Delta t$$

ce déplacement peut être décomposé en une composante normale et une de cisaillement. L'incrément de déplacement normal est donné par :

$$\Delta u_n = \Delta u_i^c n_i$$

et l'incrément de déplacement de cisaillement par :

$$\Delta u_{si} = \Delta u_i^c - \Delta u_n n_i$$

Cette expression est donnée dans le système global mais elle est toujours ramenée dans le plan de contact.

Les incréments de déplacement de contact sont utilisés pour calculer les incréments de force élastique. Les composantes normales et de cisaillement des incréments de force sont :

$$\Delta F_n = k_n \Delta u_n A_c$$

$$\Delta F_{si} = k_s \Delta u_{si} A_c$$

avec k_n, k_s la rigidité [contrainte/déplacement] normale, respectivement tangentielle

A_c est la surface de contact

Il faut noter que l'unité normale de c-p, n_i , est mis à jour à chaque pas de temps. Pour tenir compte de la rotation de c-p, il faut corriger le vecteur de force tangentielle F_i^S comme ci-dessous :

$$F_{si}^{ancien} := F_{si}^{ancien} - e_{ijk} e_{kmn} F_{sj}^{ancien} n_m^{ancien} n_n$$

avec n_m^{ancien} est l'unité normal ancien à c-p.

Le vecteur force de contact qui représente l'action du bloc A sur le bloc B est donné par :

$$F_i^c = F_n n_i + F_{si}$$

Dans le cas de bloc rigide, les forces de contact sont ensuite ajoutées aux forces et aux moments qui agissent sur le centre des deux blocs. La somme des forces et des moments du bloc A est :

$$f_i^A = F_i^c$$

$$M_i^A = e_{ijk} (x_j^c - x_j^A) F_k^c$$

Les forces et les moments opposés sont appliqués au bloc B comme ci-dessous :

$$f_i^B = -F_i^c$$

$$M_i^B = -e_{ijk} (x_j^c - x_j^B) F_k^c$$

Dans le cas de bloc déformable, les forces de contact sont distribuées vers les nœuds en appliquant la procédure d'interpolation comme la partie précédente. Pour le contact S-F, sur le bloc-sommet, la force est ajoutée directement sur la force nodale. Sur le bloc-face, elle est distribuée par trois nœuds de face en utilisant le coefficient de l'interpolation :

$$f_i^{cJ} = \pm \sum_{J=1}^3 W_J F_i^c$$

Similairement, pour A-A contact, la contribution au nœud J est :

$$f_i^{cJ} = \pm \sum_{J=1}^2 W_J^e F_i^c$$

3. Stabilité numérique

Le schéma de résolution utilisé dans la MED est conditionnellement stable. La stabilité est contrôlée par le pas de temps critique, qui doit être satisfait pour les deux calculs, celui

associé à la déformation du bloc interne et celui associé au déplacement relatif inter-bloc. Le pas de temps requis pour la stabilité des calculs de déformation des blocs est estimé par :

$$\Delta t_n < 2 \sqrt{\frac{m_i}{k_i}}$$

où m_i est la masse associée au nœud i du bloc

k_i est la rigidité des éléments autour du nœud

Pour le calcul du déplacement relatif de l'inter-bloc, la limite du pas de temps est :

$$\Delta t_b < 2 \left(\frac{M_{\min}}{K_{\max}} \right)^{1/2}$$

où M_{\min} est la masse du bloc le plus petit dans la système

K_{\max} est la rigidité maximale de contact

Le contrôle du pas de temps est :

$$\Delta t = \min(\Delta t_n, \Delta t_b)$$

4. Amortissement

L'amortissement est utilisée dans la MED pour résoudre deux genres de problèmes.

Pour simuler les problèmes quasi-statiques (quand la vitesse de charge ou de décharge est suffisamment faible pour que les effets inertiels puissent être négligés), l'approche est similaire à la technique de la relaxation. Les équations du mouvement sont amorties pour atteindre l'état d'équilibre le plus tôt possible. L'amortissement est proportionnel à la vitesse, autrement dit les forces d'amortissement sont proportionnelles à la vitesse des blocs. Deux formes d'amortissement sont proposées dans 3DEC : l'amortissement global et l'amortissement local décrits par Cundall [CUN 1982]. Ces deux méthodes nous donnent la même solution.

Pour l'analyse dynamique, l'amortissement de Rayleigh est utilisé. L'inconvénient essentiel de l'utilisation de l'amortissement de Rayleigh est la nécessité d'un pas de temps très petit pour atteindre la convergence et la stabilité de la solution.

5. Remarques

Les deux types de blocs ne sont pas autorisés dans un même modèle. Il faut choisir un seul type de bloc, soit rigide, soit déformable. En général, nous utilisons souvent le bloc rigide si la physique observée lors des essais le confirme ou du moins le laisse penser, ce qui permet de diminuer le temps de calcul.

6. La loi d'interface de Mohr-Coulomb

La simulation numérique à l'aide de la méthode des éléments discrets (MED) est menée à l'aide du code industriel 3DEC. 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.

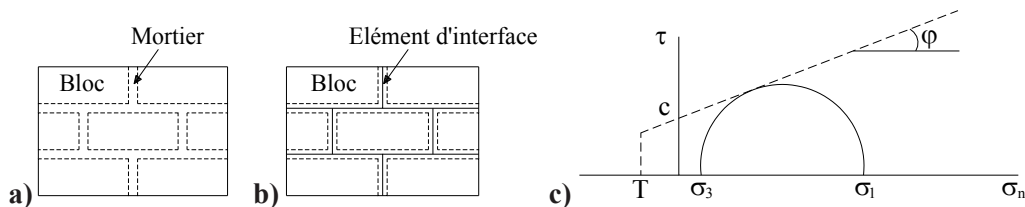


Fig. 3.6. a) Modélisation microscopique détaillée ; b) Modélisation microscopique simplifiée ;
c) La critère de Mohr-Coulomb avec cut-off.

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. 3.6). L'interface retenue suit le modèle de Mohr-Coulomb (Fig. 3.6c). 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.

6.1. Comportement au cisaillement

Un modèle simple est créé dans 3DEC pour évaluer les performances du modèle de Coulomb à représenter la réponse d'un joint sous sollicitation de cisaillement, et plus particulièrement le glissement « post-fissuration ». La simulation est menée dans le cas d'un essai de cisaillement direct, appliqué à un ensemble simple constitué de deux blocs, et d'un joint d'interface horizontal. Le chargement consiste tout d'abord en l'application d'une contrainte de compression, puis on applique un déplacement unidirectionnel de cisaillement. Les blocs sont identiques et de dimensions $200 \times 500 \times 200 \text{ mm}^3$, soit 20 cm de hauteur, 50 cm de longueur, et 20 cm de largeur (Fig. 3.7).

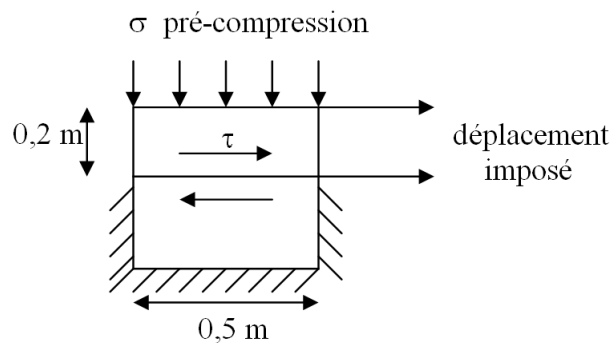


Fig. 3.7. Modèle de cisaillement direct

La loi constitutive appliquée aux contacts est :

$$\{\sigma\} = [K] \{u\} \quad (1)$$

Où :

$$\begin{Bmatrix} \tau_s \\ \sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_n \end{Bmatrix}$$

Les caractéristiques du joint (comportement élasto-plastique) :

- la rigidité normale k_n : 33000 MPa/m
- la rigidité de cisaillement k_s : 33000 Mpa/m
- le frottement du joint ϕ : 45°

- la dilatation du joint ψ : 15°
- le déplacement de cisaillement pour la dilatation zéro (zdil) : 0,2 mm
- la cohésion c : 1.3 Mpa
- la résistance à la traction T : 0,6 Mpa

Les caractéristiques du bloc (comportement élastique) :

- le module de rigidité K : 3133 MPa
- le module de cisaillement G : 2651 Mpa
- la masse volumique D : 2500 kg/m³

Une contrainte normale de compression (σ_n) de 1 MPa est tout d'abord appliquée dans le but de représenter la contrainte de confinement agissant sur le joint (contrainte de pré-compression) (Fig. 3.7). Puis, le cisaillement est appliqué via un déplacement imposé au bloc supérieur, l'histoire du chargement correspond à une vitesse de 1 mm/s (Fig. 3.7). Le déplacement total imposé représente le déplacement prévu dans l'application ici étudiée.

Pour la maçonnerie, dans le cas où le comportement des blocs constitutifs est élastique, le comportement du joint pilote le comportement non-linéaire de la structure. Plusieurs coefficients peuvent influencer le comportement mécanique des joints, afin d'en appréhender les effets potentiels, et la sensibilité, différentes simulations ont été menées. Elles sont présentées ci-après.

6.1.1. Influence de la contrainte de pré-compression (σ)

La contrainte de cisaillement versus le déplacement tangent est tracée à la Fig. 3.8. Dans le cas d'une contrainte de pré-compression de 1MPa, la réponse présente un comportement linéaire jusqu'à une intensité de pression de l'ordre de 2,2MPa.

Joint						
k_n (MPa/m)	k_s (MPa/m)	φ (°)	C (MPa)	T (MPa)	σ (Mpa)	ψ (°)
33000	33000	45	1.3	0.6	variable	15

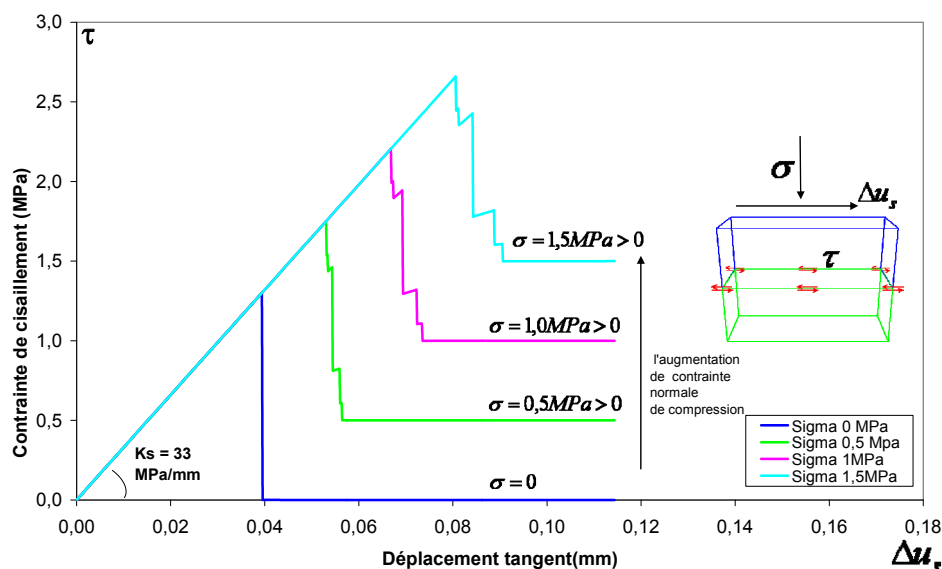


Fig. 3.8. Influence de la contrainte normale sur le comportement du joint.

Dans le but d'estimer l'influence de la précontrainte sur le comportement du joint, les valeurs de 0 ; 0,5 ; 1,5Mpa sont testées. Nous remarquons que l'augmentation de la compression sur le joint repousse le seuil de glissement. Avant glissement, le comportement est linéaire, de

penne notée K_s , qui est indépendante de la contrainte normale appliquée. Une fois la contrainte maximale de cisaillement atteinte, le comportement est plastique et se traduit par un mouvement de glissement du bloc. La contrainte résiduelle de cisaillement s'annule lorsqu'on n'applique pas la contrainte de pré-compression (Fig. 3.8). Pour une contrainte de compression σ_n nulle, la résistance au cisaillement vaut $\tau_{\max} = c$ (la cohésion)=1,3Mpa.

6.1.2. Influence de la cohésion.

En général, la cohésion dépend du type de blocs et de mortier. Plus précisément, la cohésion dépend du taux d'absorption des blocs et de leur rugosité. Les résultats présentés sur la Fig. 3.9 illustrent le pic et les forces résiduelles qui se développent quand l'effet de la cohésion est considéré dans le modèle. Au début de la ruine, on voit que la baisse de contrainte se produit de façon abrupte. Cependant, cette chute brutale est remplacée par un plateau de contrainte maximum lorsque la cohésion n'est pas introduite. La rigidité de cisaillement est indépendante de la valeur de la cohésion dans la zone de déformation élastique. La résistance résiduelle, après chute de la contrainte en post-pic, obtenue en considérant une cohésion, est égale à la résistance max dans le cas sans cohésion. Autrement dit, le plateau de résistance résiduel est indépendant de la valeur de la cohésion.

Joint						
k_n (MPa/m)	k_s (MPa/m)	φ (°)	C(MPa)	T(MPa)	σ (Mpa)	ψ (°)
33000	33000	45	variable	0.6	1	15

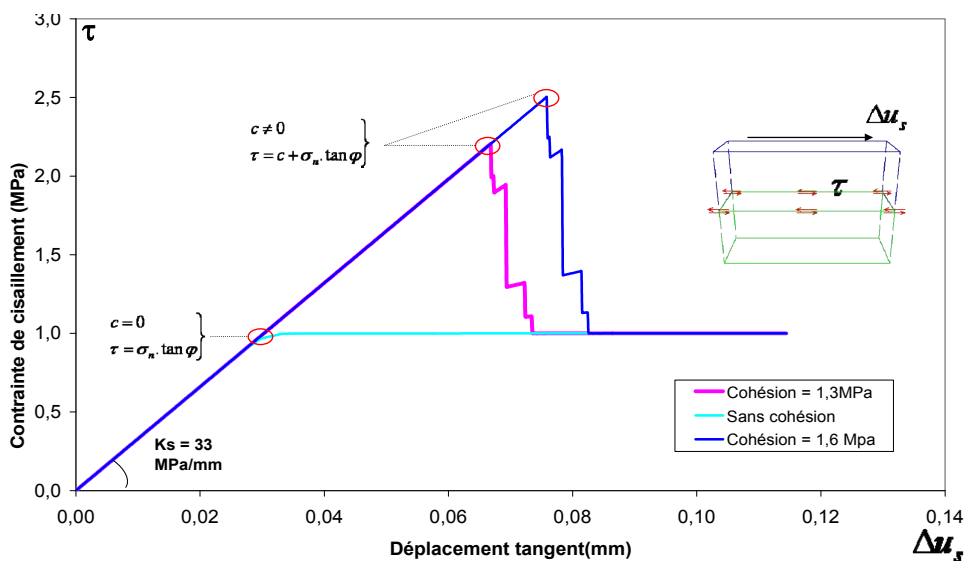


Fig. 3.9. Influence de la cohésion sur le comportement du joint.

6.1.3. Influence de l'angle de frottement (φ).

Soit un massif soumis à une charge normale \vec{N} ; un effort tangentiel \vec{T} tend à faire glisser le massif, il se produit une force de frottement : $|\vec{F}| = |\vec{N}| \cdot \tan \varphi$ (Fig. 3.10). La tangente de l'angle de frottement diminue lorsque la contrainte normale augmente. On admet que la fore F existe avant même qu'on ait pu produire une fissure. Ainsi, le comportement en cisaillement de ce type (Mohr-Coulomb) est aussi caractérisé par l'angle de frottement interne (φ).

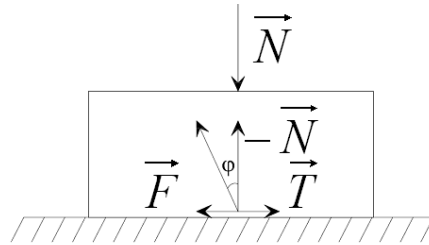


Fig. 3.10. L'angle de frottement.

Comme la cohésion, l'augmentation de l'angle de frottement repousse le seuil de glissement et la déformation élastique linéaire est indépendante de la valeur de cet angle (Fig. 3.11). Cependant, les résistances résiduelles (σ_r) sont différentes dans les trois cas. Plus φ est grand, plus σ_r est élevé. En particulier, σ_r est égale à zéro pour le cas sans angle de frottement. Le plateau qui présente la résistance résiduelle dépend de l'angle de frottement.

Joint						
k_n (MPa/m)	k_s (MPa/m)	φ (°)	C(MPa)	T(MPa)	σ (Mpa)	ψ (°)
33000	33000	variable	1,3	0.6	1	15

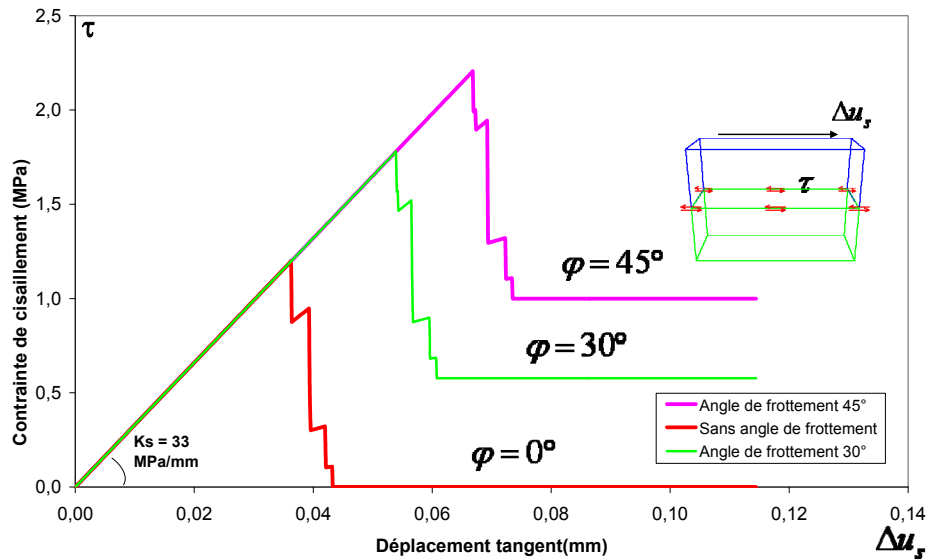


Fig. 3.11. Influence de l'angle de frottement sur le comportement du joint.

6.1.4. Influence de l'angle de dilatance.

La notion d'angle de dilatance $\psi = \tan^{-1}(\Delta u_n / \Delta u_s)$ est introduite, pour mesurer l'écartement dans une direction normale au sens du cisaillement. Avant glissement, la réponse sous contrainte normale est exprimée par la raideur normale k_n et le déplacement normal Δu_n :

$$\sigma_n = k_n \cdot \Delta u_n \quad (2)$$

Lorsque le joint atteint le régime de glissement avec un incrément de déplacement tangent Δu_s , ce déplacement cause une dilatation:

$$\Delta u_n (\text{dilatation}) = \Delta u_s \tan \psi \quad (3)$$

La contrainte normale doit être comptée avec l'effet de dilatation :

$$\sigma_n(dilatation) = \sigma_n + k_n \cdot \Delta u_n(dilatation) = k_n \cdot \Delta u_n + k_n \cdot \Delta u_s \tan \psi \quad (4)$$

Comme on peut l'observer sur la Fig. 3.12, le joint commence à dilater quand la rupture en cisaillement du joint se produit, pour approximativement 0,067 mm de déplacement en cisaillement (la courbe avec une contrainte de pré-compression de 1Mpa Fig. 3.8, montre le déplacement maximal avant la rupture). La dilatation ne se produit donc que lorsque le joint atteint le glissement. L'angle de dilataance est égale zéro quand le déplacement tangentiel Δu_s atteint la valeur critique de zdil. La dilatation moyenne maximale est approximativement 0,035 mm. Le déplacement normal moyen vis-à-vis du déplacement tangent est tracé sur la figure suivante :

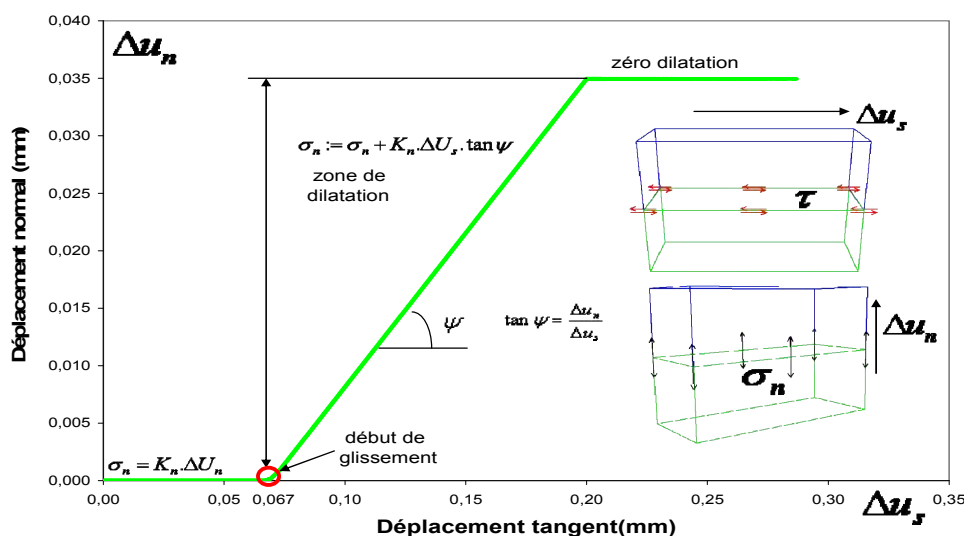


Fig. 3.12. Déplacement normal versus tangent pour l'essai de cisaillement direct

En général, la présence d'une grande contrainte de pré-compression diminue l'angle initial de dilatance, mais cet effet est ignoré dans ce modèle. En effet, les angles initiaux de dilatance ont toujours la même valeur ψ de 15° lorsqu'on applique des contraintes différentes de pré-compression. Par ailleurs, l'angle ψ résiduel est égal à zéro lorsque le déplacement de cisaillement tend vers la limite zdil de 0,2 mm. Plus cette contrainte est grande, plus le déplacement normal maxi est diminué.

Joint						
k_n (MPa/m)	k_s (MPa/m)	φ (°)	C(MPa)	T(MPa)	σ (Mpa)	ψ (°)
33000	33000	45	1.3	0.6	variable	15

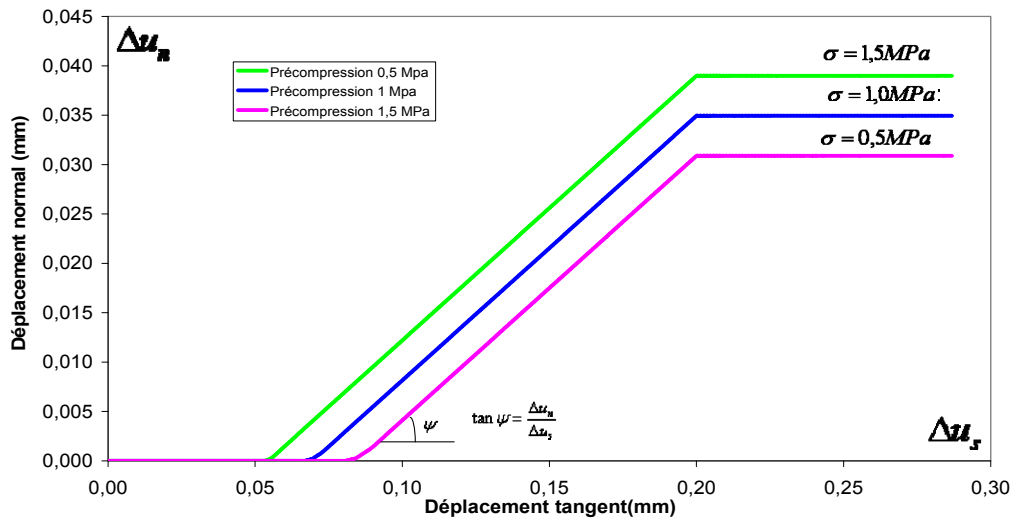


Fig. 3.13. Effet de la contrainte normale sur le modèle bilinéaire dilatance-frottement.

6.2. Traction et compression uni-axiale.

Un modèle simple est utilisé pour évaluer l'adéquation du modèle de Mohr-Coulomb en traction et en compression, dans le but de représenter la réponse d'un joint sous ce type de sollicitation. Il se compose d'un joint horizontal simple qui est soumis à un déplacement imposé unidirectionnel de traction. Pour le cas de la compression, une contrainte normale incrémentale a été appliquée. Les dimensions pour chaque bloc sont : 20 cm de hauteur, 50 cm de longueur, et une largeur totale de 20 cm (200x500x200 mm³) (Fig. 3.7).

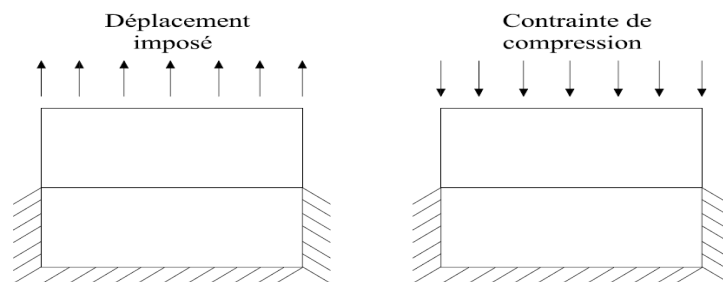


Fig. 3.14. Modèle de traction et compression direct

Les caractéristiques des joints et des blocs sont identiques au cas du cisaillement traité précédemment. Pour la traction, la réponse sous sollicitation (Fig. 3.15) présente un comportement linéaire jusqu'à une intensité de pression de l'ordre de 0,6MPa. Le comportement de joint obtenu, est élastique linéaire jusqu'à la limite de traction, suivi d'une phase post-pic adoucissante. Pour la compression, une même valeur de rigidité que celle obtenue en traction est constatée dans la phase élastique. La limite élastique de résistance n'est pas introduite dans ce cas de compression.

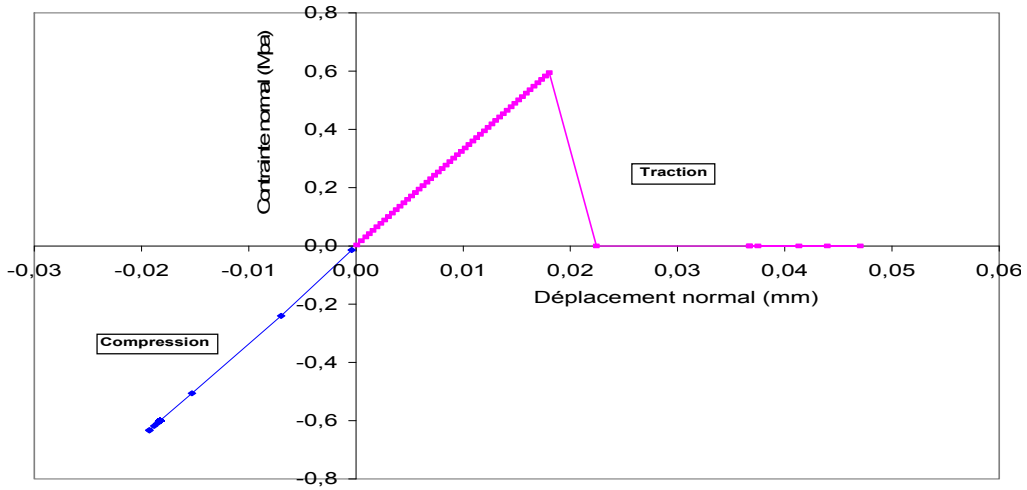


Fig. 3.15. Comportement du joint en compression et en traction

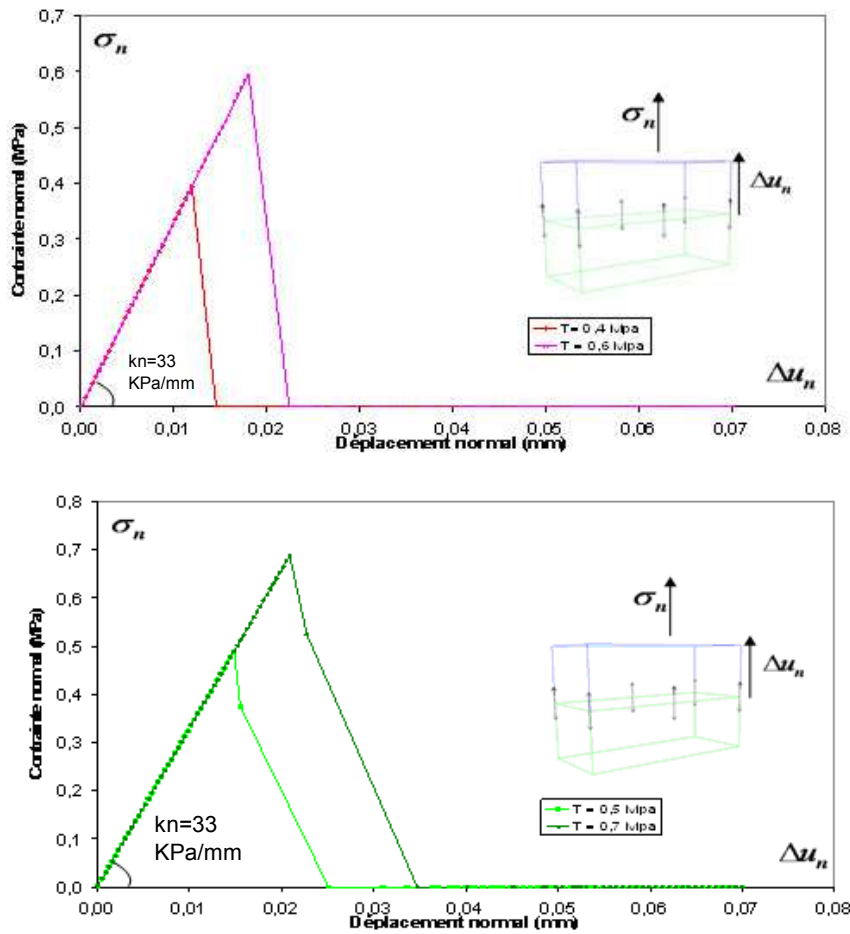


Fig. 3.16. Influence de la résistance en traction sur le comportement du joint

En augmentant la limite de traction (T), on vérifie bien la réponse du modèle, le pic de résistance est toujours égale la limite de traction. Dans la phase post-pic, la résistance résiduelle tend vers zéro. Nous constatons que la chute est brutale (linéaire) pour le cas $T=0,4\text{Mpa}$ ou $0,6\text{Mpa}$ et bilinéaire pour le cas $T=0,5\text{Mpa}$ ou $0,7\text{Mpa}$ (Fig. 3.16).

Joint						
k_n (MPa/m)	k_s (MPa/m)	φ (°)	C(MPa)	T(MPa)	σ (Mpa)	ψ (°)
33000	33000	45	1,3	variable	1	3133

6.3. Critère de rupture.

Le critère de rupture est décrit par les deux équations suivantes :

$$\begin{cases} \tau \leq c + \sigma_{n(\max)} \cdot \tan \varphi \\ \sigma_n \geq T \end{cases} \quad (5)$$

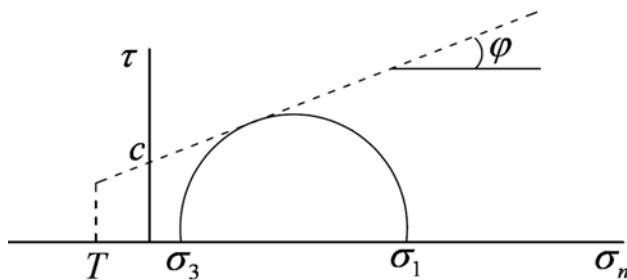


Fig. 3.17. Comportement élasto-plastique de Mohr-Coulomb

Le joint a une rupture lorsqu'il satisfait une des deux conditions suivantes :

- rupture en traction: $\sigma_n < T$, puis $\sigma_n = 0$
- rupture en cisaillement: $\tau > \tau_{\max}$, puis $\tau = \tau_{\max}$ avec $\tau_{\max} = c + \sigma_{n(\max)} \cdot \tan \varphi$

6.4. Conclusion

En cisaillement, le comportement du joint est élastique jusqu'à la rupture $\tau_{\max} = c + \sigma_{n(\max)} \cdot \tan \varphi$ avec k_s la raideur de cisaillement. 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. 3.18).

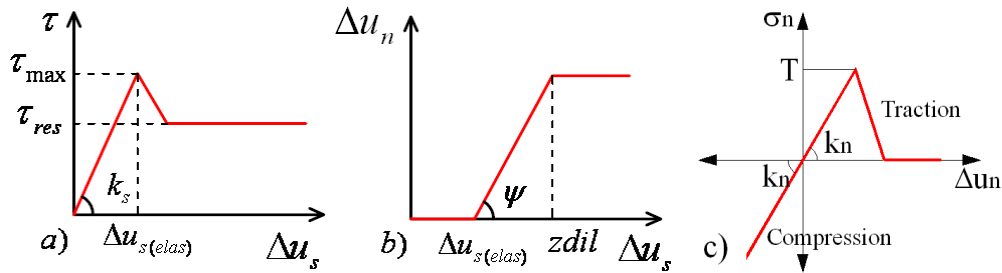


Fig. 3.18. Loi de comportement du joint : a) b) en cisaillement et modèle bilinéaire frottant dilatant ; c) en compression et en traction.

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

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

7. Torsion à l'interface

Dans le but d'évaluer l'effet de torsion dans l'interface des joints, on modélise deux blocs avec un joint en interface, soumis à un moment de torsion excité par deux déplacements imposés sur deux lignes opposées du bloc supérieur. Le bloc bas est bloqué dans les trois directions de mouvement. Le centre de torsion correspond au centre du rectangle supérieur (ou inférieur). La première configuration menée correspond au test sans mortier, ou joint sec de type contact frottant. Le comportement non-linéaire des contacts est ainsi caractérisé par le coefficient de frottement. La géométrie, les caractéristiques des blocs est des joint sont repris dans le test de [ORD 2003]. En fait, [ORD 2003] a modélisé ce test de torsion à l'aide de la méthode des éléments finis et du logiciel DIANA. Il a considéré trois modèles de calcul inhérents à trois hypothèses différentes. D'abord, il suppose un spécimen homogénéisé avec un comportement élasto-plastique de l'ensemble, ensuite, avec la même méthode d'homogénéisation, il considère une partie relative au joint de comportement élasto-plastique et d'épaisseur égale au $\frac{1}{4}$ de la hauteur totale du spécimen. Enfin, un micro-modèle avec prise en compte du contact à l'interface est modélisé.

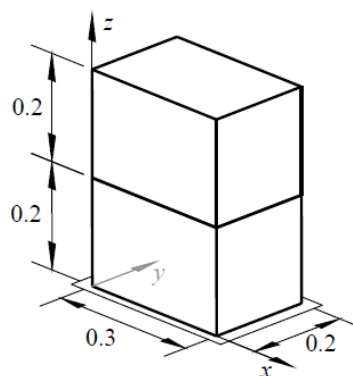


Fig. 3.19. Géométrie des deux blocs modélisés (unité en m)

Les caractéristiques des blocs est des contacts utilisées dans le calcul MEF sont aussi utilisés dans notre calcul MED, ce afin de faciliter la comparaison. Ces paramètres sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Bloc			Joint		
E (MPa)	Nuy	D (kg/m ³)	k _n (N/mm ³)	k _s (N/mm ³)	frottement
1000	0.0	2000	2,4	1,0	0,7

Les résultats des courbes du moment de torsion en fonction de l'angle de rotation sont illustrés Fig. 3.20. On voit que la MED retrouve la même valeur du moment ultime obtenu par la MEF (avec la présence des joints) [ORD 2003]. Par contre, bien que l'on ait les mêmes coefficients k_n , k_s pour les deux méthodes, la rigidité globale de torsion obtenue par MED est légèrement plus grande que celle obtenue par MEF. Généralement, trois phases sont observées dans le comportement de torsion. Un comportement élastique linéaire dans la première phase, une chute de rigidité jusqu'à la charge ultime pour la deuxième phase. La troisième phase correspond à un plateau avec un moment de torsion constant et une augmentation libre de la rotation.

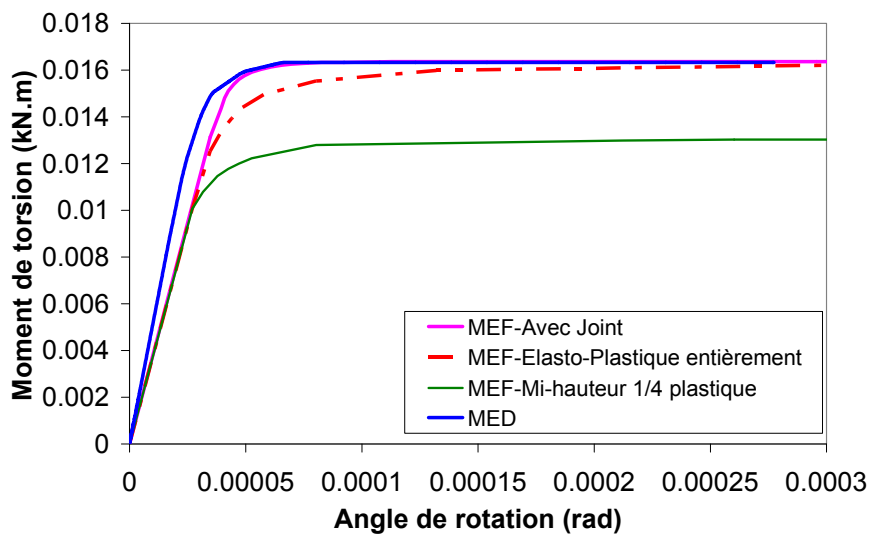
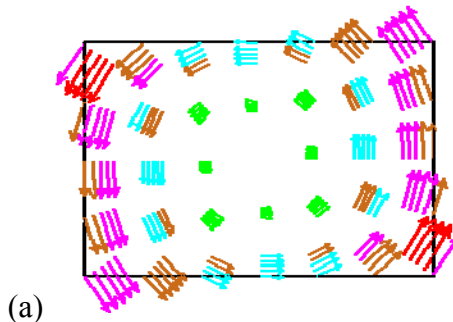


Fig. 3.20. Moment de torsion des blocs versus l'angle de rotation (de torsion) : MED/MEF.

Au vue de ces résultats, on peut faire une remarque importante, pour les deux méthodes MEF et MED, on constate une phase de comportement non-linéaire avant d'obtenir l'atteinte de la charge ultime. En observant les iso-valeurs de déplacement en cisaillement dans les joints obtenus par MED, on voit un écart entre les déplacements en cisaillement dans les zones extérieures ou périphériques (loin du centre de torsion) par rapport aux zones intérieures (proche du centre de torsion) (Fig. 3.21b). De façon similaire, la contrainte de cisaillement se concentre aussi dans les zones extérieures et la rupture des joints se développe de l'extérieure vers l'intérieure (Fig. 3.21c). Ceci explique le comportement non-linéaire et la chute de rigidité progressive observée sur la courbe caractéristique moment de torsion/rotation, avant l'atteinte de la charge d'ultime.



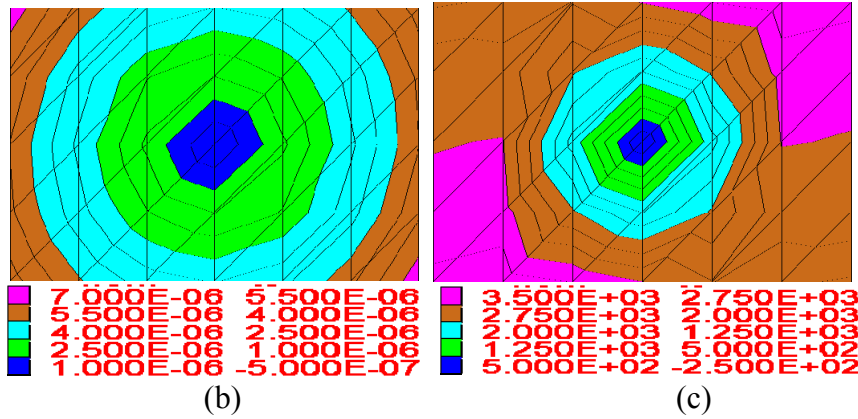


Fig. 3.21. $M_{\text{torsion}}=0,01516\text{kN.m}$ (MED): (a)Vecteur déplacement des joints ; (b) Iso-valeurs des déplacements en cisaillement du joint (unité en m) ; (c)Iso-valeurs de la contrainte de cisaillement (unité en Pa).

La Fig. 3.22 détaille les modes de ruptures obtenues par les différentes méthodes de calculs.

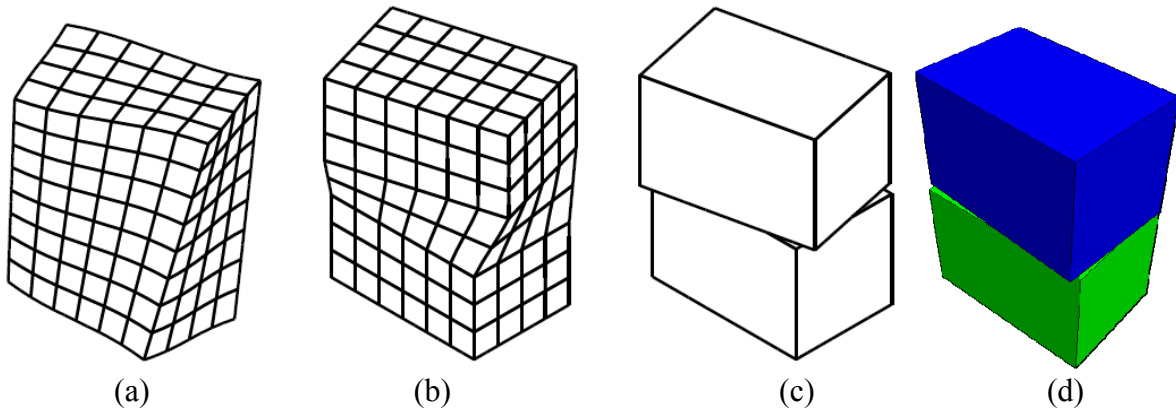
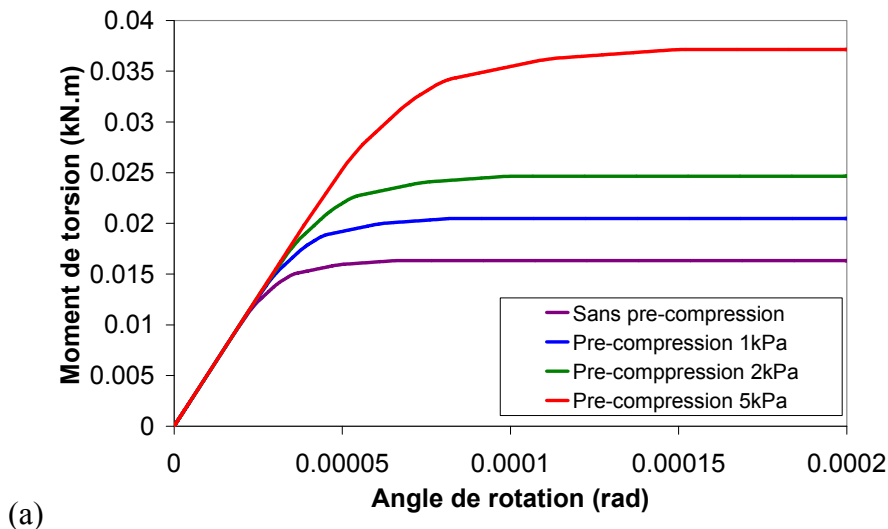
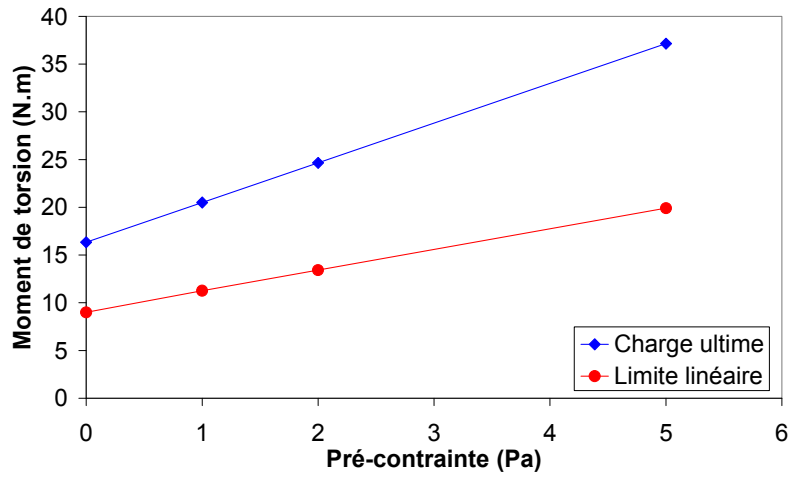


Fig. 3.22. Modes de rupture de : (a) Modèle élasto-plastique totale ; (b) Modèle $\frac{1}{4}$ élasto-plastique ; (c) Modèle avec joint MEF [ORD 2003] ; (d) Modèle MED avec joint.

Dans le but d'estimer l'influence de la précontrainte sur le comportement du joint, les valeurs de 1 ; 2 ; 5kPa sont testées. Nous remarquons que l'augmentation de la compression sur le joint repousse à la fois le seuil du moment ultime de torsion mais aussi la limite de linéarité (Fig. 3.23a). L'influence de la précontrainte sur la charge ultime et sur la limite de linéarité est illustrée Fig. 3.23b.





(b)
Fig. 3.23. Influence de la contrainte normale sur le comportement du joint.

La deuxième configuration analysée correspond au même test avec la présence du joint de mortier. L'effet du mortier est pris en compte via deux paramètres du model ou de la loi de comportement de l'interface : la cohésion et la limite de traction. Ne disposant pas des valeurs caractéristiques, les deux coefficients k_n , k_s correspondant aux deux rigidités normales et de cisaillements sont multipliés par dix pour mieux traduire le comportement élastique des joints avec mortier. Précisons que ce cas n'a pas été étudié par [ORD 2003]. Tous les paramètres utilisés dans cette deuxième configuration sont reportés dans le tableau ci-dessous. Le comportement des blocs est similaire au cas précédent d'un joint sans mortier.

Joint				
k_n (N/mm ³)	k_s (N/mm ³)	Frottement	C (MPa)	T (MPa)
24	10	0,7	0,12	0.06

Dans le but d'estimer l'influence de la précontrainte sur le comportement du joint, les valeurs d'une précontrainte de 0 ; 0,05 ; 0,1Mpa sont testées. Comme dans le cas joint sec, nous remarquons que l'augmentation de la compression sur le joint repousse à la fois le seuil du moment de torsion et aussi la limite de linéarité dans la courbe de comportement (Fig. 3.24). Avant d'obtenir la charge ultime, la fissuration dans le joint est observée, elle correspond aux chutes de charge observées dans la courbe. Après atteinte de la charge ultime, une chute importante de charge est constatée, avant atteinte d'un plateau de charge résiduelle. Ce plateau de charge est aussi augmenté lorsque l'on augmente la précontrainte (Fig. 3.24).

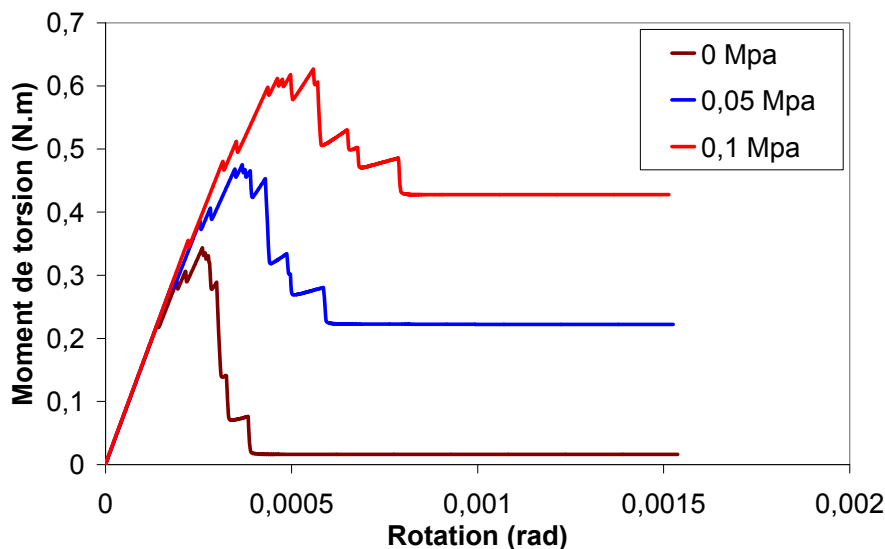
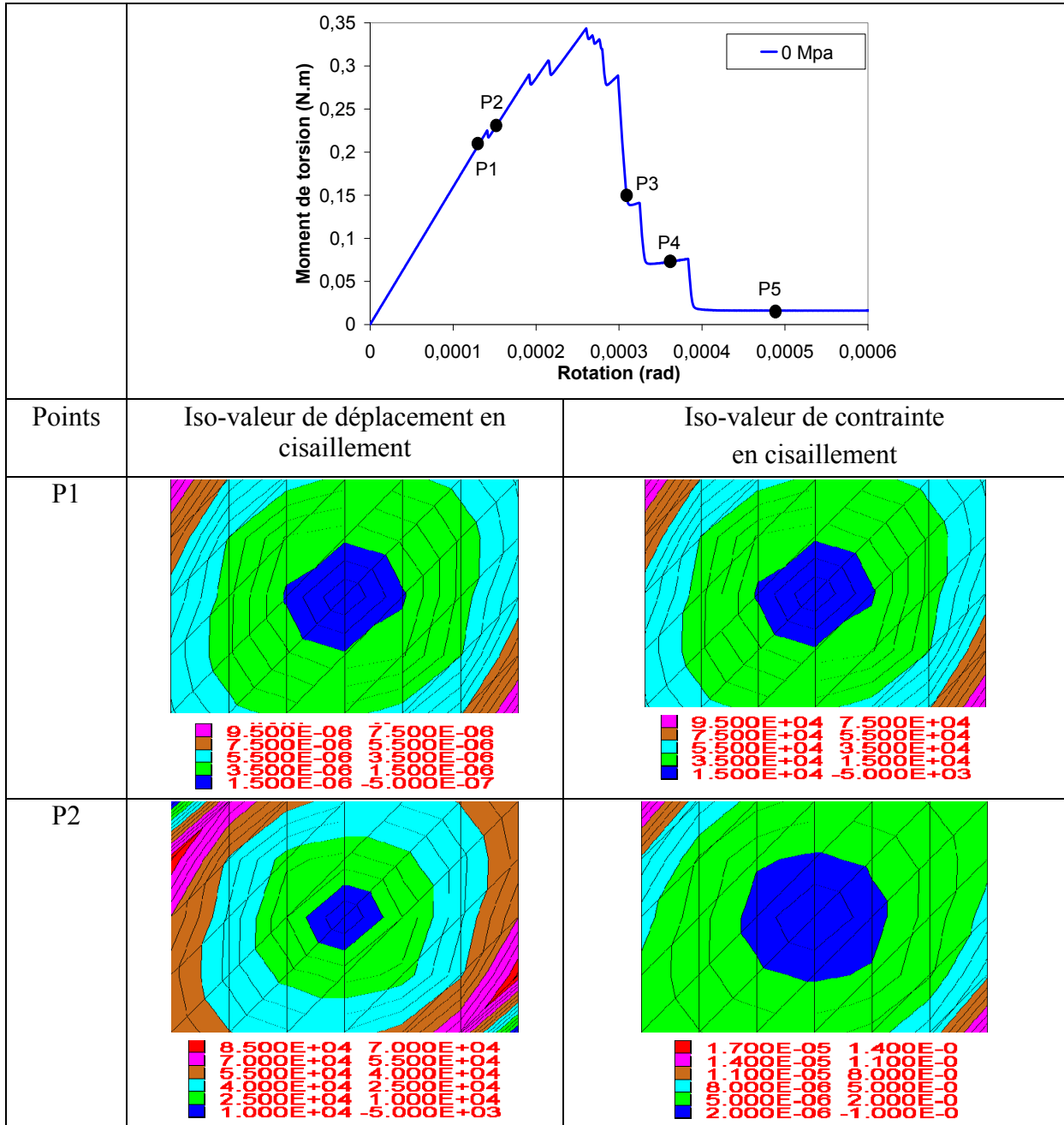


Fig. 3.24. Influence de la contrainte normale sur le comportement du joint.

La Fig. 3.25 illustre les iso-valeurs de déplacements et de contrainte en cisaillement dans le joint pour plusieurs points de la courbe de comportement (torque versus rotation) dans le cas sans précontrainte. On voit une même tendance des distributions des cinématiques observées et qui traduisent le cisaillement, ceci pour les différents points retenus le long de la courbe traduisant le comportement global du joint en torsion. Par contre, pour le comportement post-pic en régime fissuré, la contrainte en cisaillement devient très irrégulière du fait de l'apparition de fissures dans le joint.



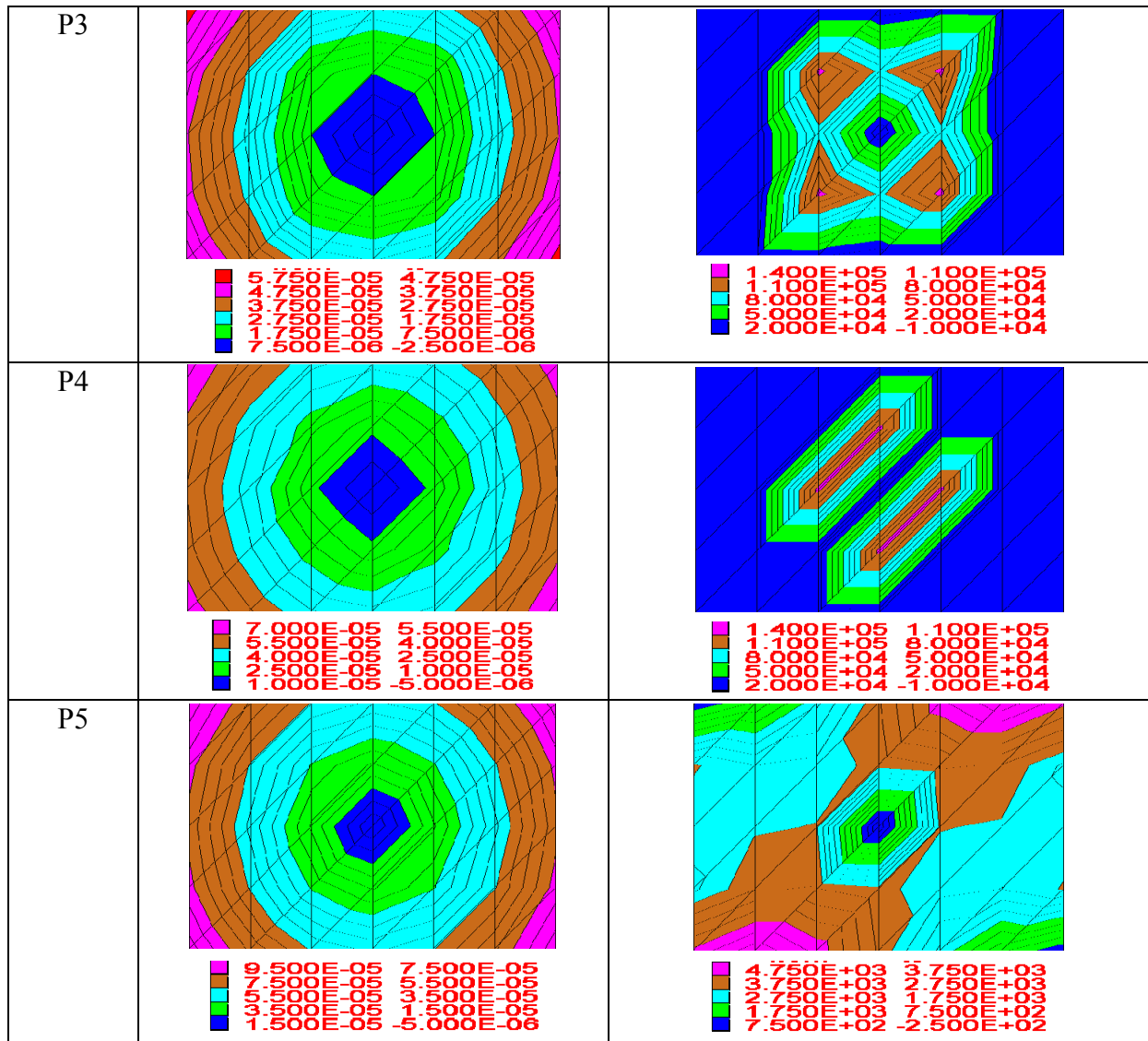


Fig. 3.25. Iso-valeurs de déplacement en cisaillement du joint (unité en m) et Iso-valeur de contrainte de cisaillement (unité en Pa).

En conclusion, grâce à ces tests simples, nous avons montré la capacité du modèle de joint dans 3DEC à reproduire un comportement en cisaillement pure et un comportement en torsion. Cette remarque nous permet de confirmer la capacité de la MED à modéliser les structures maçonnées sous chargement hors plan, qui généralement sont fortement influencées par l'effet de torsion comme on l'a montré dans le chapitre 1.

C. Validation de la méthode des éléments discrets : le cas de maçonneries à joint sec

1. Les cas de sollicitations dans le plan

1.1. Cas d'une perte de condition aux limites

1.1.1. Essais INSA

La MED est d'abord validée sur des murs en briques à joints secs, où seul le frottement inter éléments est sollicité. On considère tout d'abord le cas d'un mur soumis à un chargement plan

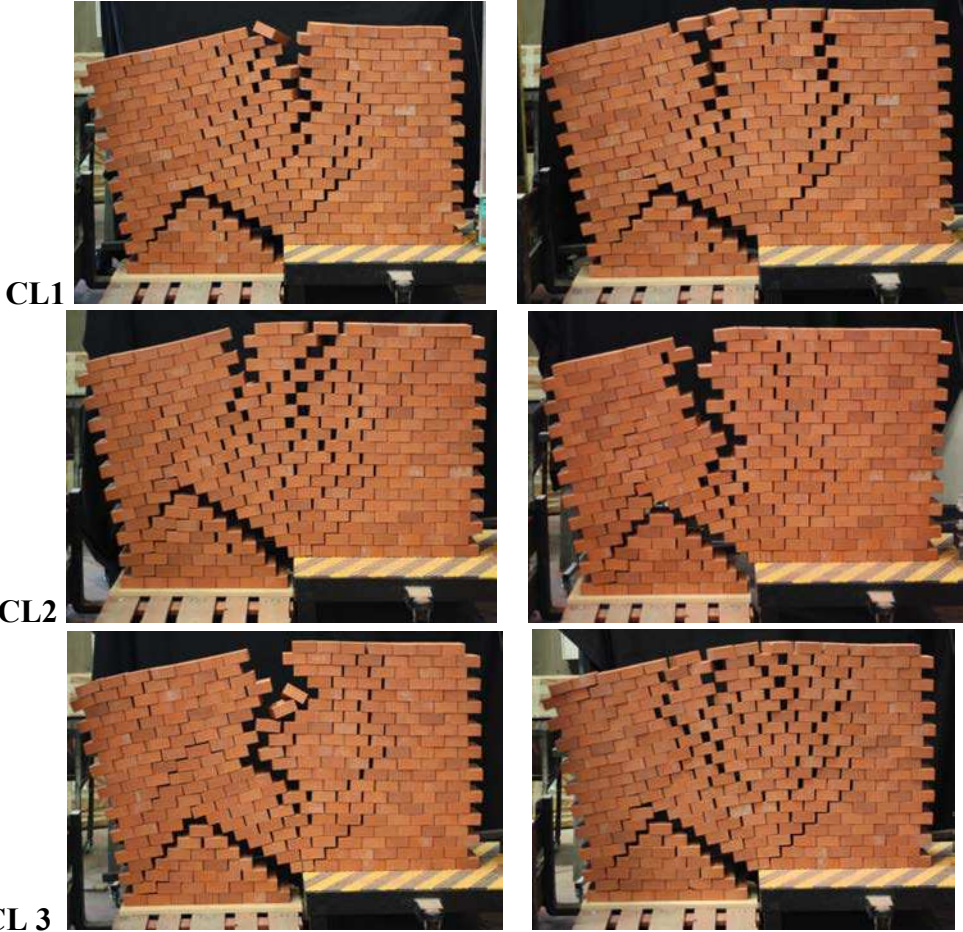
correspondant à une perte brusque et partielle de la condition aux limites d'appui, ce qui est sensé traduire un tassement soudain du sol (fontis). Ce type d'essais est une approche simplifiée du mouvement du sol, tout du moins elle en traduit l'effet, dans le cas de non interaction sol/structure. Une étude tenant compte de la complexité de l'interaction a été menée par M. Al HEIB [ALH 2012].

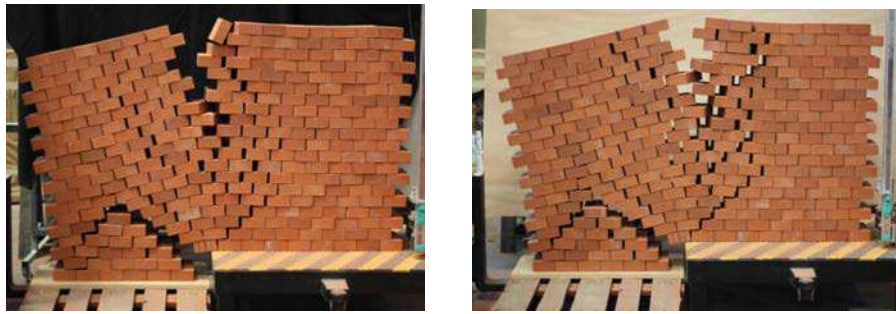
Ces essais nous permettent, selon « la taille » de la perte de condition aux limites envisagée et selon l'agencement des briques, d'observer différents modes de rupture. Le mur $1,575 \times 1 \times 0,22\text{m}$ est constitué de briques de dimensions $22 \times 10,5 \times 5\text{cm}$ et de masse volumique 2200kg/m^3 , l'angle de frottement entre deux briques est de 38° . L'essai consiste à affaisser une partie du support du mur sur une longueur de 14cm , le déplacement imposé valant $x\text{ cm}$.



TEST 1

TEST 2





CL4

Fig. 3.26. Les modes de rupture dans le cas a) CL1 ;b) CL2 ;c) CL3 ;d) CL4

Les simulations effectuées avec la cohésion et la résistance à la traction égale à zéro peuvent approcher l'effet de joints secs. Une faible rigidité de cisaillement k_s et rigidité normale k_n sont affectées aux joints.

Les ouvertures de joints observées expérimentalement (Fig. 7a) dans le mur sont retrouvées similairement par la simulation numérique (Fig. 7b). Une deuxième configuration de maillage (Fig. 7c) nous donne les mêmes déformées et ruptures. Ceci 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.

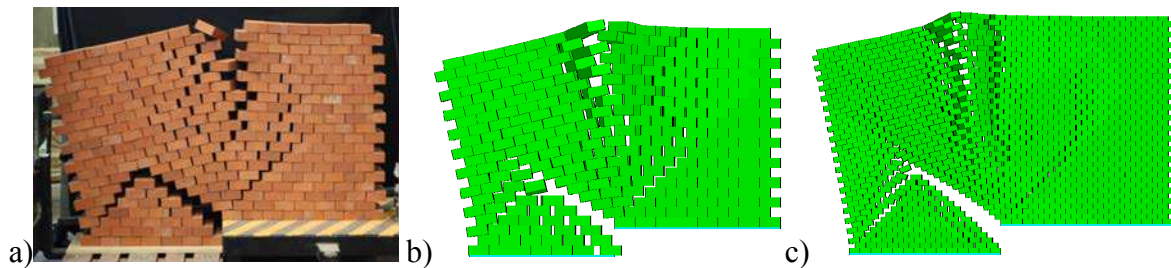
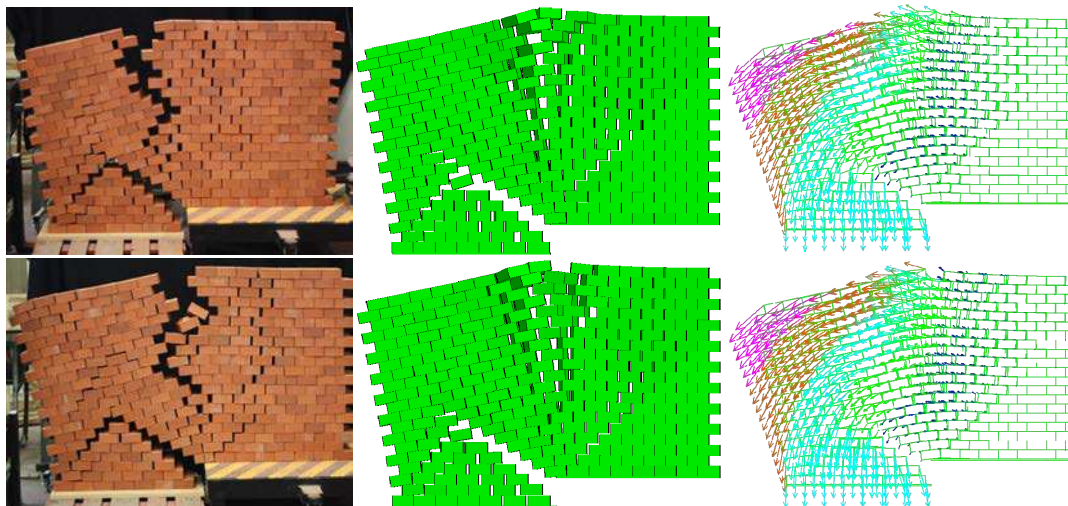


Fig. 3.27. Géométrie, dimensions et discrétisation adopté pour la modélisation.

Les résultats expérimentaux nous donnent deux modes de rupture pour une même condition aux limites. Cependant, la simulation MED, menée avec un coefficient de frottement unique, ne conduit qu'à un seul mode de rupture. Cela nous montre la sensibilité de la structure maçonnée sans mortier.



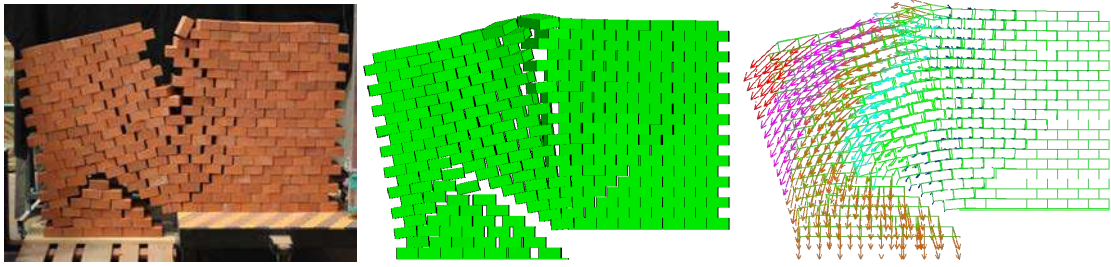


Fig. 3.28. Modes de rupture et vecteurs déplacements les cas a) CL2 ;b) CL3 ;c) CL4

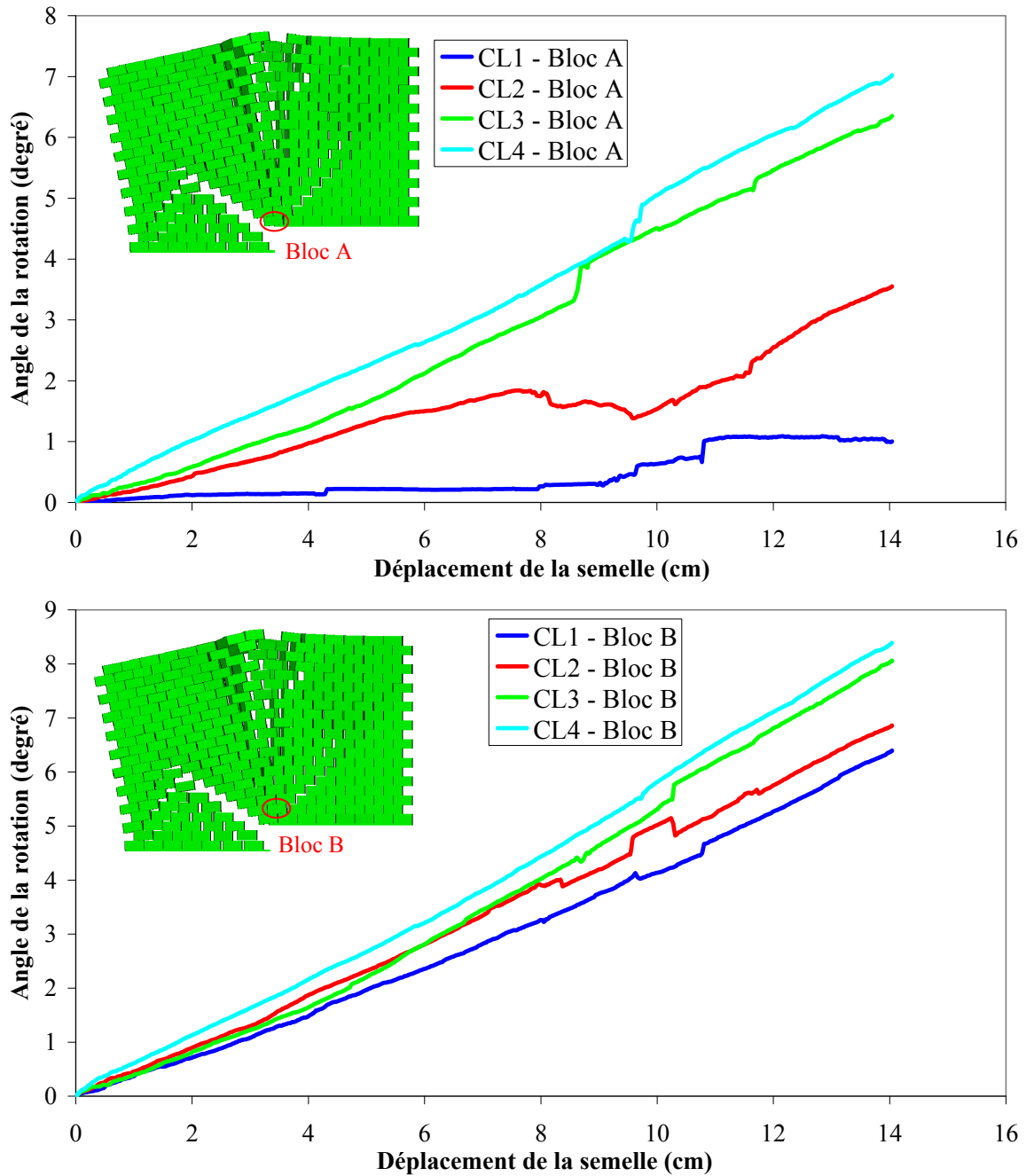


Fig. 3.29. Angle de rotation d'un bloc (A ou B) en fonction du déplacement de la semelle.

1.1.2. Etude de N. Bicanic

La validation suivante est similaire à notre étude précédemment décrite. [BIC 2002] a modélisé expérimentalement l'affaissement d'un sol sous un mur en maçonnerie à joint sec. La position du tassement se situe au milieu du mur. Ce bâti à joints secs de $2\text{m} \times 0,5\text{m} \times 1\text{m}$ (longueurs \times hauteur \times épaisseur) est constitué en assemblant 150 briques de dimension $200 \times 50 \times 100$ mm (longueur \times hauteur \times épaisseur) (Fig. 3.30). Il est supporté par trois plateformes, l'une mobile et les deux autres fixes.

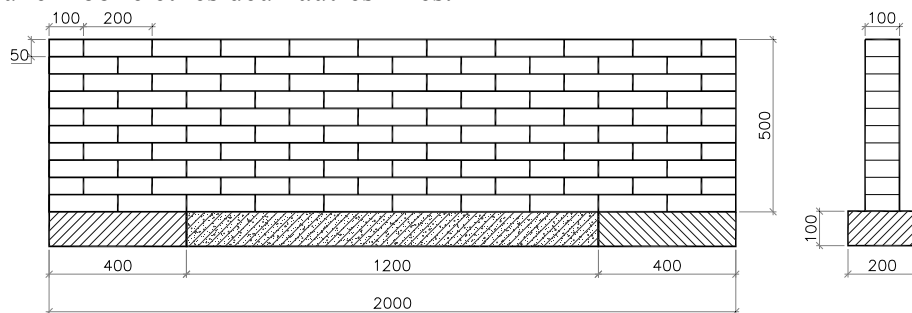
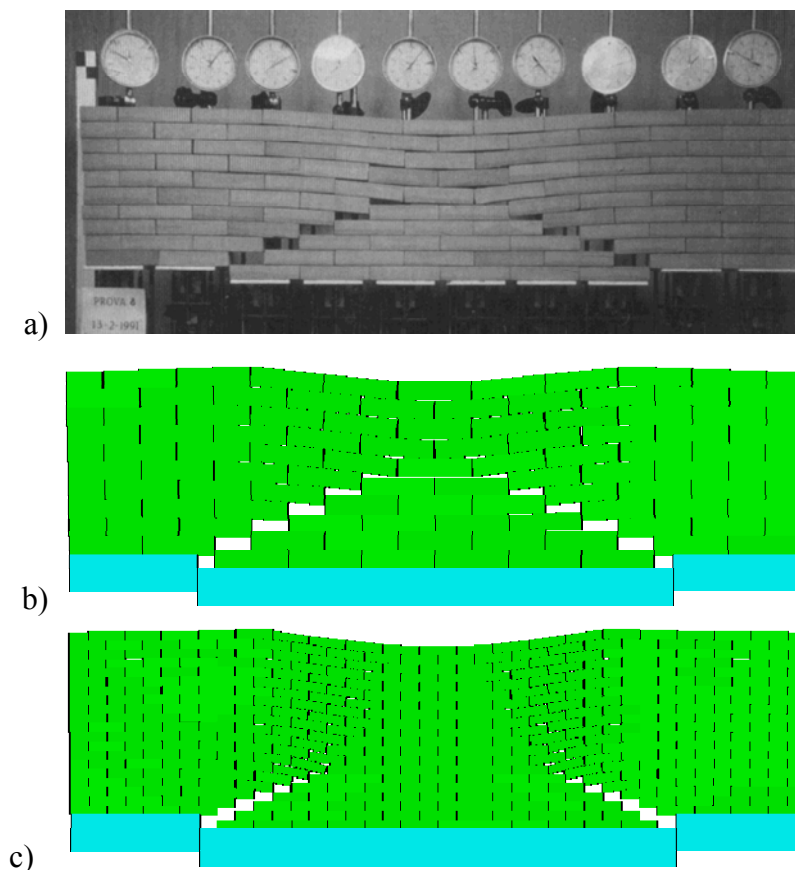
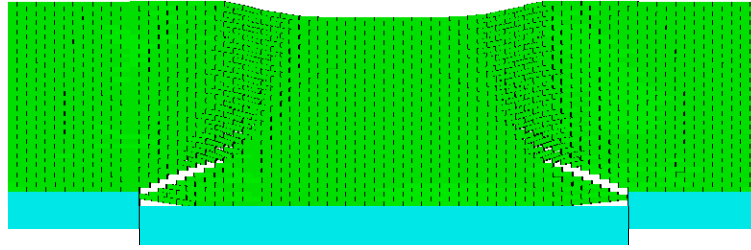


Fig. 3.30. Géométrie du maillage testé dans 3DEC (unité en mm).

La masse volumique de la brique est de 2000kg/m^3 et l'angle de frottement entre deux briques est de 20° . L'essai consiste à affaisser le support du milieu d'un déplacement de 4cm. Pour traduire les caractéristiques des joints secs, on considère que les rigidités des joints sont très faibles ($k_n=5,87\text{N/mm}^3$, $k_s=2,45\text{N/mm}^3$), et les paramètres cohésion, résistance à la traction, et l'angle dilatant, sont égales à zéro. Une vitesse associée au déplacement vertical, considérée comme lente, égale à 2mm/s , est imposée au support mobile.





d)
Fig. 3.31. Comparaison des faciès de fissuration : essai et calculs.

Les lignes de rupture obtenues numériquement sont similaires aux résultats observés dans les essais. Ce mode de rupture est quasi-identique lorsqu'on raffine le maillage, la taille des briques est divisée par deux. Ces résultats démontrent l'efficacité de la modélisation numérique à l'aide des éléments discrets, avec la capacité de détection des contacts et pertes de contacts, et in fine une bonne description du mode de rupture qui reste peu sensible au maillage.

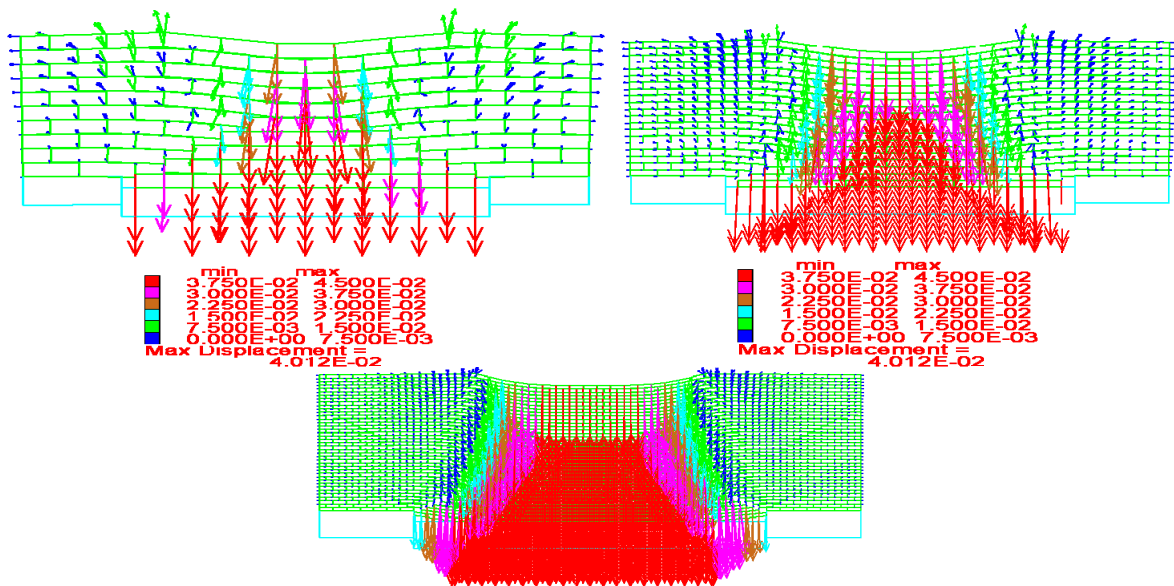
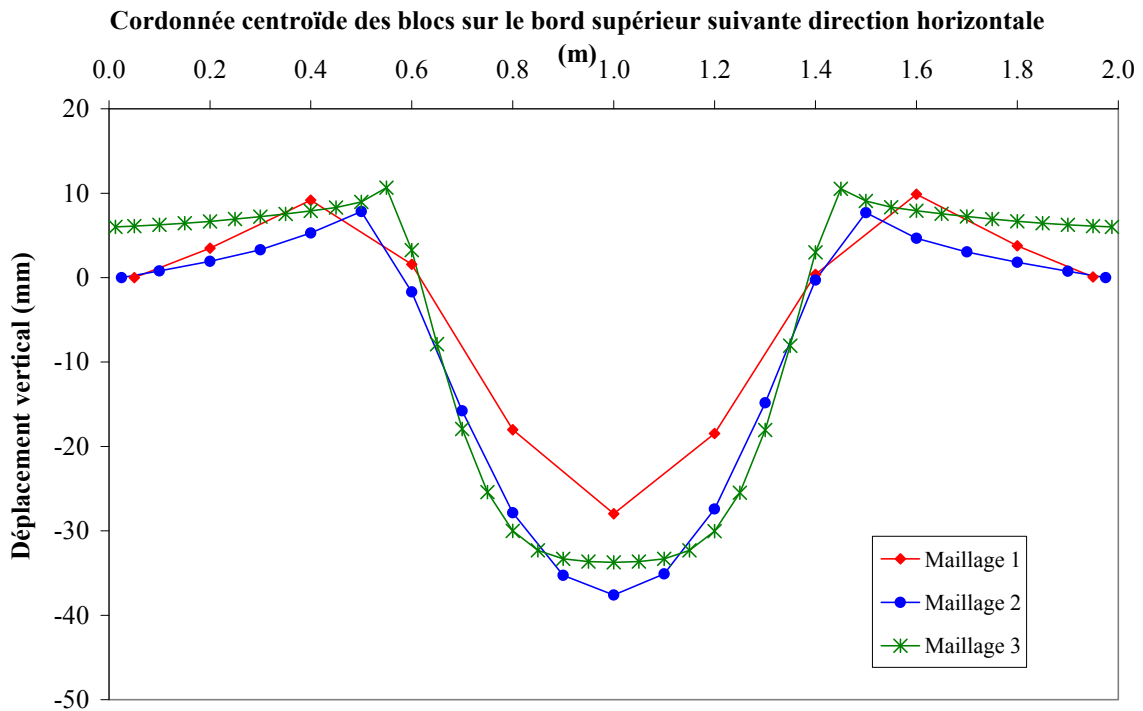




Fig. 3.32. Déplacement vertical pour deux maillages différents (unité en m).

Pour l'essai, nous ne disposons que du faciès de rupture, et pas de la courbe associée à la distribution du déplacement le long du mur, nous ne pouvons donc comparer les résultats de façon quantitative. A la Fig. 3.32, nous comparons les courbes numériques associées au déplacement du bord supérieur du mur pour les deux maillages étudiés. Le comportement du mur est similaire à celui d'une poutre en flexion 3 points. La densification du maillage a conduit à augmenter de 25% le déplacement maximal. Autrement dit, avec le même affaissement de 4cm du bord inférieur, plus la densité de maillage est élevée, plus la déflexion maximale locale augmente. Ceci est en adéquation avec les tendances observées par un raffinement du maillage dans la MEF.

1.2. Le cas d'un chargement combiné : cisaillement et compression

Oliveira & Lourenço [LOU 2005] ont testé des murs en maçonnerie de pierres sèches soumis à un chargement combiné : cisaillement et compression. Cette étude répond au besoin de qualification des constructions anciennes en pierre sèche, les exemples sont nombreux de par le monde, comme les monuments romains ou bien les constructions médiévales dans le sud de l'Europe. L'étude permet aussi de répondre dans le cas particulier de constructions historiques bâtis initialement avec des joints de mortier, mais ayant subies des dégradations importantes du liant, dues à la combinaison de dégradations chimique, physique, et mécanique. Concrètement, cette étude est menée pour qu'on puisse qualifier la résistance ultime de mur en maçonnerie constitué de pierres sèches et qu'on puisse qualifier les modes de ruptures, et de disposer d'une base expérimentale qui puisse alimenter la modélisation numérique à l'aide de différentes approches MEF et MED.

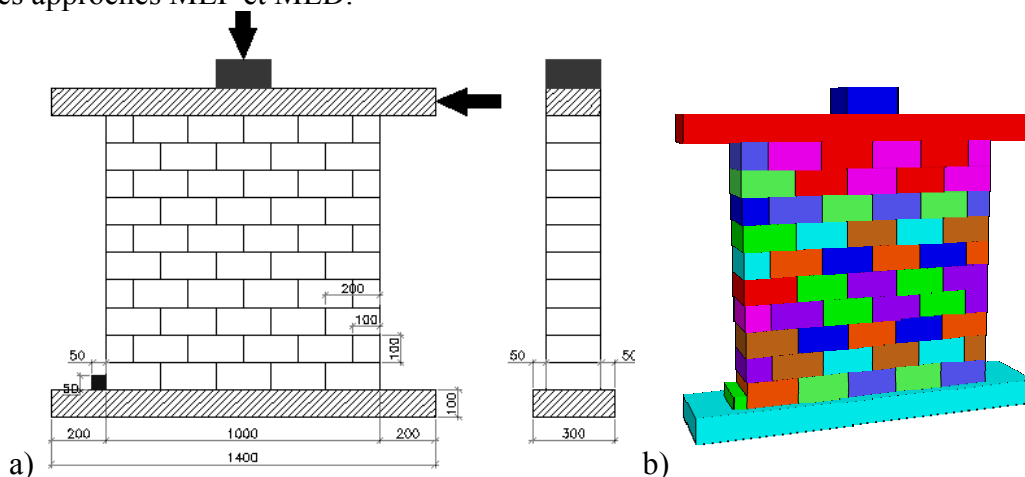


Fig. 3.33. a) Géométrie des murs et schéma de chargement ; b) Maillage dans 3DEC

Le mur 1000×1000×200mm (longueur×hauteur×épaisseur) est construit en assemblant des pierres de dimensions 200×100×200mm Fig. 3.33. Une semelle encastrée permet d'assurer la condition aux limites à la base du mur. Un bloc fixe est positionné afin d'empêcher le glissement horizontal du mur à sa base. Un chargement vertical de pré-compression de 30, 100, 200 et 250kN (SW30, SW100, SW200, SW250) est appliqué au moyen d'un vérin hydraulique de 1000kN. Ce chargement traduit des contraintes verticales faibles dues aux charges gravitaires, qui restent souvent faibles pour les structures anciennes massives. La

mise en place d'une poutre en béton armé en tête de mur, permet d'appliquer la contrainte verticale uniformément. Au-dessus de cette poutre, un bloc métallique (dimension de 200×100×200mm) réceptionne l'application de l'effort vertical via un vérin, et le transmet à la poutre en béton.

Pour la modélisation, l'histoire du chargement est en adéquation à l'étude expérimentale, la pré-compression souhaitée est d'abord appliquée et gardée constante pendant tout le calcul. Un second step de calcul, consiste en l'application d'une force horizontale imposée à l'une des extrémités du plateau béton armé (déplacement imposé pour le test expérimental). Cet effort est ensuite incrémenté pas à pas avec un même incrément de charge et ce jusqu'à la ruine totale de la structure.

L'utilisation du modèle de Mohr-Coulomb pour les éléments d'interface, nécessite la donnée des rigidités normale et tangentielle des joints d'interfaces. Ces valeurs sont calculées à partir de la rigidité du mur et la rigidité des pierres obtenues expérimentalement. En considérant que le mur correspond à deux ressorts verticaux en série, l'un représentant le bloc, l'autre le joint. La rigidité des joints est calculée comme ci-dessous :

$$\begin{aligned}\sigma &= E_m \times \varepsilon = E_m \times \frac{u}{h_m} \Rightarrow u = \frac{\sigma}{E_m} \times h_m = \frac{\sigma}{E_b} \times \left(\sum_1^n h_{bi}\right) + \frac{\sigma}{k_n} \times n \\ &\Rightarrow \frac{\sigma}{E_m} \times h_m = \frac{\sigma}{E_b} \times h_m + \frac{\sigma}{k_n} \times n \\ &\Leftrightarrow \frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_b} + \frac{1}{k_n} \times \frac{n}{h_m} = \frac{1}{E_b} + \frac{1}{k_n} \times \frac{1}{h_b} \\ &\Rightarrow k_n = \frac{1}{\left(\frac{1}{E_m} - \frac{1}{E_b}\right) \times h_b} = \frac{E_b \cdot E_m}{(E_b - E_m) \times h_b}\end{aligned}$$

Où :

k_n -rigidité normale de joint

k_s -rigidité tangentielle de joint

E_m -module Young du mur

E_b -module Young du bloc (15500 N/mm²)

h_m -hauteur du mur (1000 mm)

h_b -hauteur du bloc (100 mm)

n -nombre de blocs

σ -contrainte de compression appliquée sur le mur

u -déplacement du mur

En supposant que la théorie de l'élasticité est applicable, on obtient : $k_s = \frac{k_n}{2(1+\nu)}$

Avec ν coefficient de Poisson (supposé valoir 0,15).

La masse volumique D des pierres est égale à 2000 kg/m³. Les valeurs du module Young du mur E_m déterminées à partir des résultats des essais sont présentées dans le tableau ci-dessous. Ce module est augmenté avec le chargement vertical, ce qui signifie que la maçonnerie constituée en assemblant des pierres sèches présente un comportement élastique non-linéaire, avec une rigidité qui augmente en fonction de la compression verticale.

Mur	E_m	k_n (N/mm ³)	k_s (N/mm ³)
SW30	556	5,87	2,45
SW100	768	8,08	3,37
SW200	1057	11,40	4,73
SW250	1202	13,00	5,43

Les paramètres inélastiques des joints comme la cohésion, la résistance à la traction, l'angle de dilatation valent zéro, conformément au fait qu'il s'agit de joints secs. Le comportement non-linéaire des interfaces est principalement piloté par l'angle de frottement de 32°.

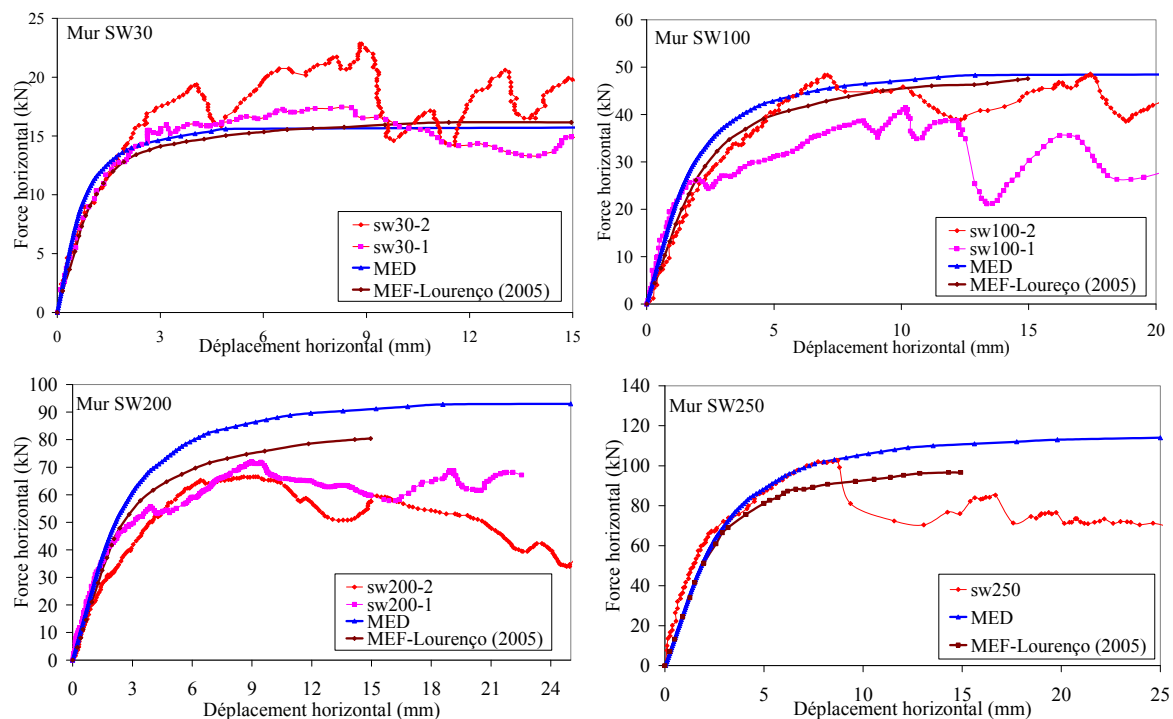


Fig. 3.34. Courbes «charge/flèche» pour la DEM (3DEC), la MEF, les essais [LOU 2005].

Oliveira & Lourenço [LOU 2005] ont utilisé la méthode des éléments finis pour la simulation numérique de leurs essais. Les résultats de nos calculs MED sont comparés avec les leurs (expérimentaux et numériques) à la Fig. 3.34. Pour les essais SW30 et SW100, les courbes obtenues par MED approchent convenablement celles issues de la MEF et des essais. Pour les essais comprenant une augmentation de la compression verticale, jusqu'à 200kN et 250kN (SW200 & SW250), l'apparition et l'accroissement de l'endommagement des pierres est constaté expérimentalement. Nos calculs supposant un comportement élastique des blocs ou pierres sèches, cet endommagement est négligé. De ce fait, cette hypothèse explique sans aucun doute les écarts observés sur le comportement et plus précisément sur la charge de rupture, entre essais et calculs numériques MED, pour les deux spécimens SW200 et SW250 (Fig. 3.34).

Mur	Force horizontale maximale (kN)				
	Expérimentation	MEF		MED	
		F	Ecarte (%)	F	Ecarte (%)
SW30	22,4	16,3	27,2	16	28,6
SW100	45,0	47,5	5,6	50	11,1
SW200	70,3	81,4	15,8	93	32,3
SW250	102,7	98,0	4,6	115	12,0

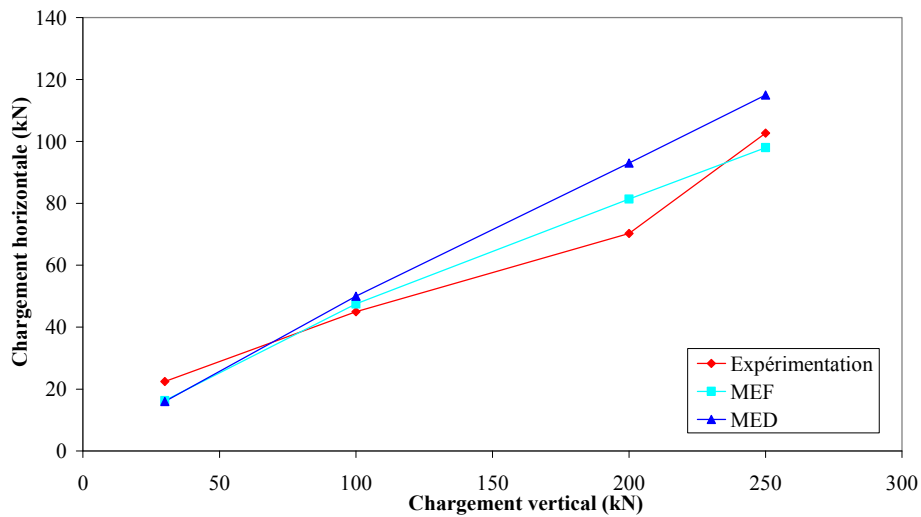
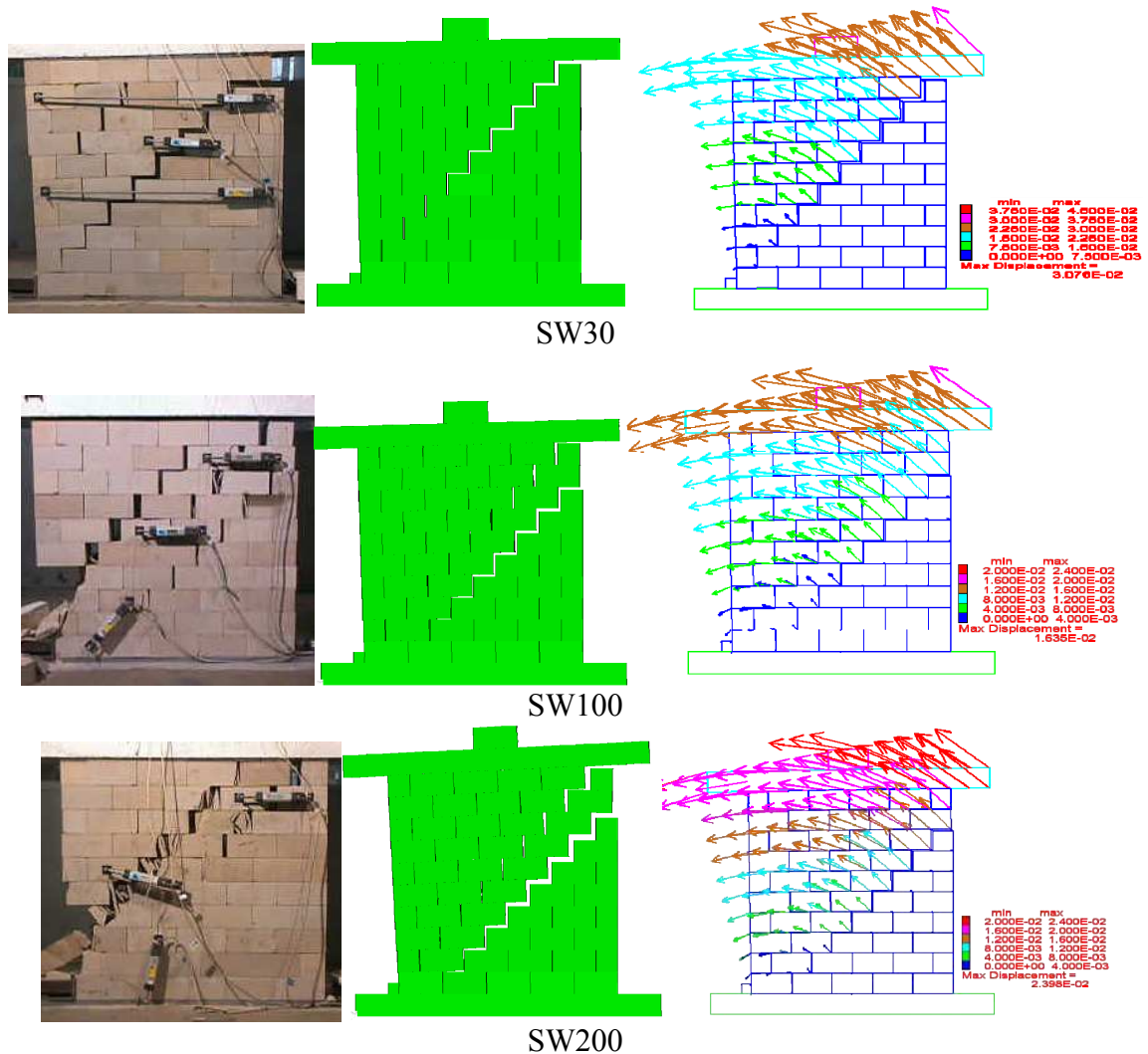


Fig. 3.35. Comparaison des charges horizontales maximales (Essais, MEF et MED).

Les modes de rupture observés lors des essais expérimentaux sont similaires aux résultats obtenus par la simulation MED. La rupture est créée par une rotation de la poutre en béton armé en tête de mur, et le glissement horizontal des joints secs. Ce mécanisme provoque une fissure diagonale dans le mur. Lors de compression verticale élevée, les ruptures locales commencent à endommager les pierres. Comme expliqué ci-dessus, cet endommagement local n'est pas restitué par le calcul MED, car non pris en compte.



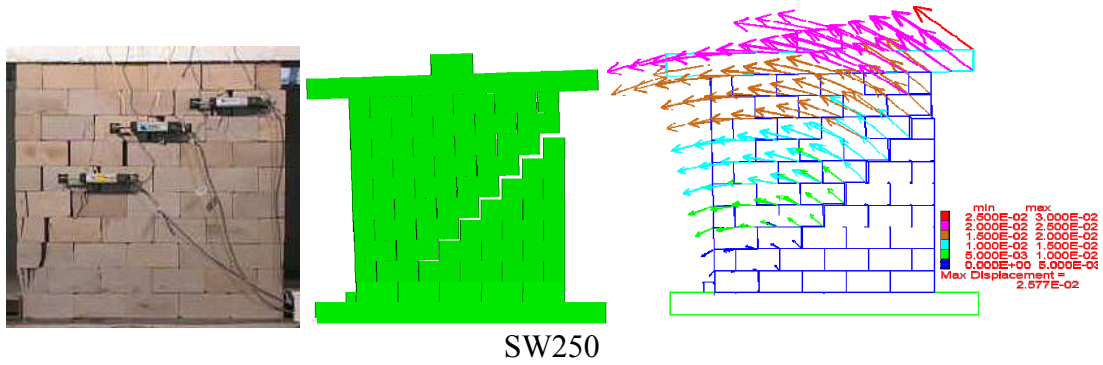


Fig. 3.36. Modes de rupture observés dans les essais et le calcul MED.

Les résultats obtenus numériquement peuvent prévoir à la fois la résistance ultime et les modes de rupture de cette maçonnerie en pierre sèche. Pour qu'on puisse estimer la robustesse de cette simulation, l'étude de maillages différents est nécessaire. Normalement, la taille des pierres dans la simulation est prise à partir des dimensions réelles des blocs. Cependant, un nouveau maillage est défini sur la variation de ces dimensions. Evidemment, lorsqu'on change la taille des unités, les nombres des joints sont augmentés ou bien diminués par rapport au nombre de joints réels. Par conséquent, la rigidité globale de la structure deviendrait être plus faible ou bien plus grande que celle de la structure réelle. En réglant les valeurs de rigidités des joints à satisfaire pour que la rigidité globale de structure reste constante, on peut estimer et comparer les comportements non-linéaires et les modes de ruptures de structure sous l'effet de maillage. En particulier, dans ce cas, la rigidité normale k_n, k_s de joint calculé par la formule au-dessus dépend de la hauteur h_b des pierres. Quand on change le maillage, c'est-à-dire la taille des pierres, ces valeurs k_n et k_s sont recalculés en fonction de la nouvelle hauteur h_b . Trois tailles de pierres sont étudiées, les dimensions (longueur×hauteur×épaisseur) sont 100x50x200, 200x100x200 et 400x200x200 (unité en mm). La figure suivante présente la géométrie de mur pour chaque type de maillage.

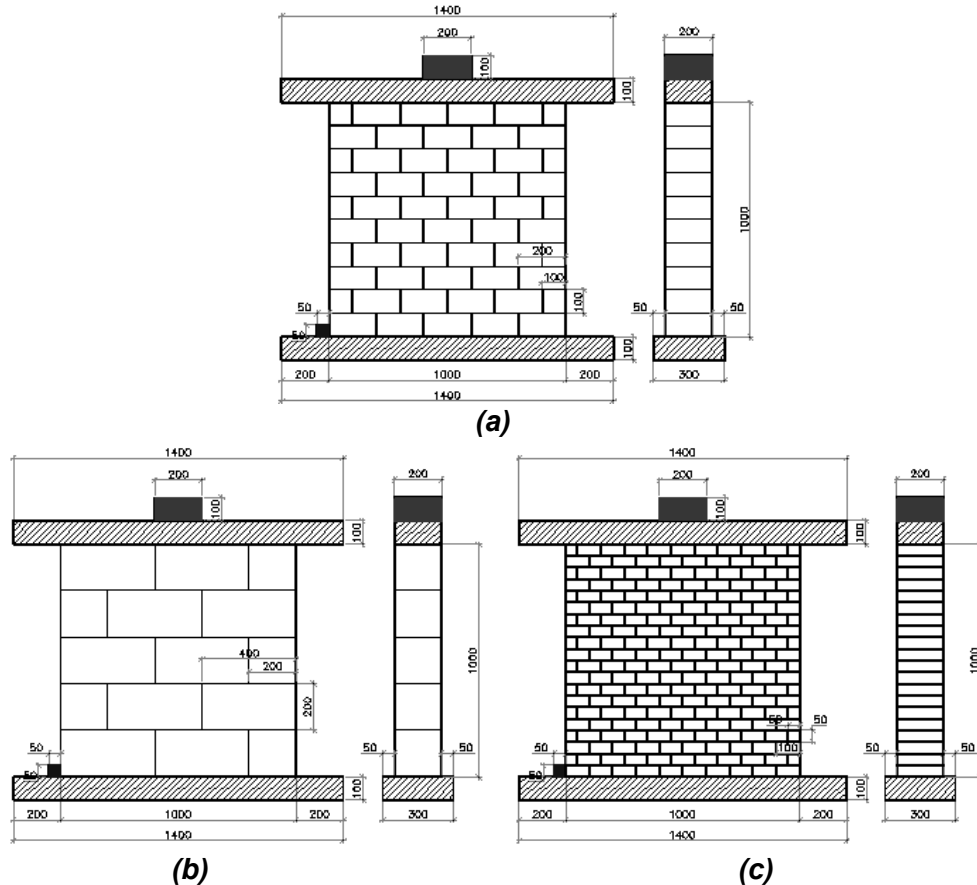


Fig. 3.37. Différents maillages du mur : (a) initial ; (b) « relaxé » ; (c) plus fin

L'effet de maillage est considéré sur deux cas de compression verticale, SW30 et SW250. Les résultats ou courbes charge/déplacement et les modes de rupture associés à chaque maillage sont montrés Fig. 3.38 et Fig. 3.39.

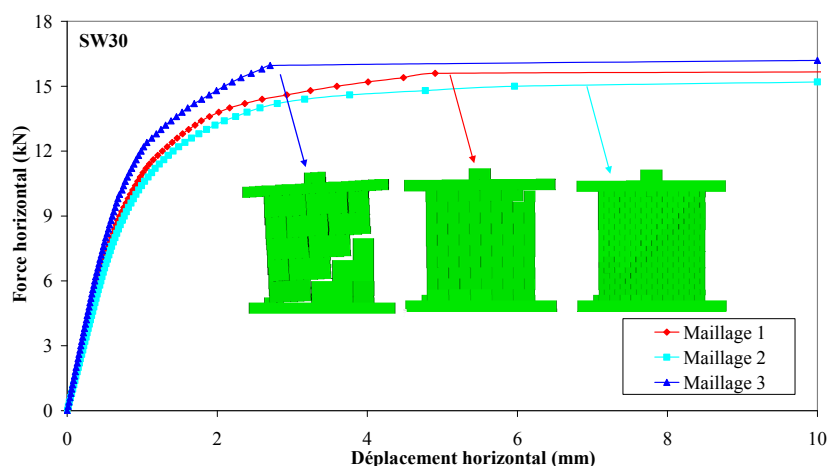


Fig. 3.38. Courbe force/déplacement du mur SW30 avec différents maillages.

La mise à jour des valeurs k_n , k_s des joints, permet de maintenir la rigidité globale des murs bien que les maillages différents. Dans la phase de comportement non-linéaire, plus la densité de maillage est élevée, plus la charge de rupture diminue. Cependant, cet écart est très petit, au maximum de 7% pour le mur SW30 et 4% pour le mur SW250. Cet écart devient plus faible lorsque la compression verticale est incrémentée. Autrement dit, l'influence du maillage sur la capacité portante du mur devient négligeable pour de grandes pré-compressions appliquées. Les modes de ruptures principaux correspondent toujours à des fissures diagonales qui empruntent les chemins privilégiés dus à la présence des joints.

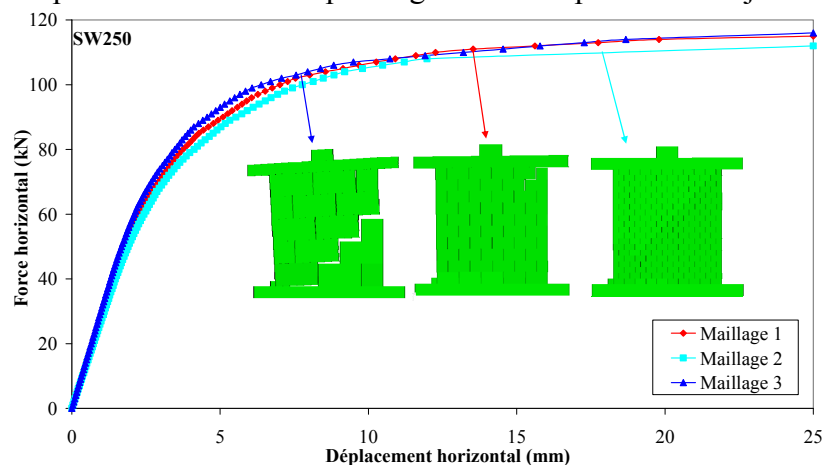


Fig. 3.39. Courbe force/déplacement du mur SW250 avec différents maillages.

1.3. Conclusion

Les trois exemples traités dans la partie précédente nous montrent les performances de la MED pour l'étude du comportement dans le plan de la maçonnerie sèche, à la fois l'aspect quantitatif et aussi qualitatif. La MED, non seulement peut reproduire l'endommagement dans le plan jusqu'aux mécanismes de collapse, mais aussi, elle reproduit de façon robuste le comportement complet en simulant correctement la courbe charge/flèche. La théorie élastique permet une calibration optimale des paramètres qui caractérise la rigidité du mur en

maçonnerie (k_n et k_s). Dans la phase de comportement non-linéaire, pour le cas du joint sec, la résistance ultime du mur est dominée principalement par le coefficient de frottement. Pour la maçonnerie à joint sec, nous utilisons la loi de Mohr-Coulomb, mais en dehors du coefficient de frottement, tous les autres paramètres caractérisant le comportement non-linéaire, comme la cohésion, la résistance en traction et le coefficient de dilatation, sont supposés nuls. La modélisation, retrouve bien dans ces cas, le comportement des structures maçonnées à joint sec excitées dans leur plan, avec une estimation très correcte du comportement non linéaire progressif jusqu'à la charge ultime. Les modes de ruptures obtenues numériquement corroborent ceux obtenus expérimentalement et la MED les discrimine, avec le mécanisme induit par cisaillement dans le plan et celui induit par rotation dans le plan. Par rapport au cisaillement, le mécanisme de rotation apparait plus tard lorsque la structure atteint presque le collapse. Par ailleurs, l'influence de l'effet de membrane associé à une pré-compression, sur le comportement dans le plan par cisaillement, a été bien capturée. Lorsque l'effet de membrane, ou pré-compression, devient important, l'hypothèse de valeurs k_n , k_s assez faibles (pour traduire l'effet joint sec) n'est pas appropriée. Afin de prendre en compte cet effet, une modification des deux rigidités élastiques de joints, k_n et k_s , est nécessaire, elle est conduite en se basant sur la rigidité globale de la structure. Par contre, cela nous montre aussi une certaine limite de cette technique car le recalage ne peut être réalisé si l'on ne dispose pas de la rigidité globale de la structure (généralement approximée expérimentalement). Pour le mécanisme hors plan que l'on va présenter dans la partie suivante, la calibration des paramètres k_n , k_s sera plus complexe. Cependant, pour le cas « joints secs » avec un faible effet de membrane, on peut accepter l'hypothèse que ces coefficients sont assez faibles afin de traduire le comportement sec des joints.

2. Maçonnerie soumises à chargements hors plan

Cette partie concerne la validation de la MED dans le cas de sollicitations hors plan, toujours dans le cas de joint sec, sans mortier. Les exemples traités sont issus d'essais disponibles dans la littérature. [DAY 2003] a développé une procédure d'analyse simplifiée qui permet l'étude des divers mécanismes d'endommagement hors plan de structures maçonnées induits par des actions sismiques. Une attention particulière est portée à l'effet frottant.

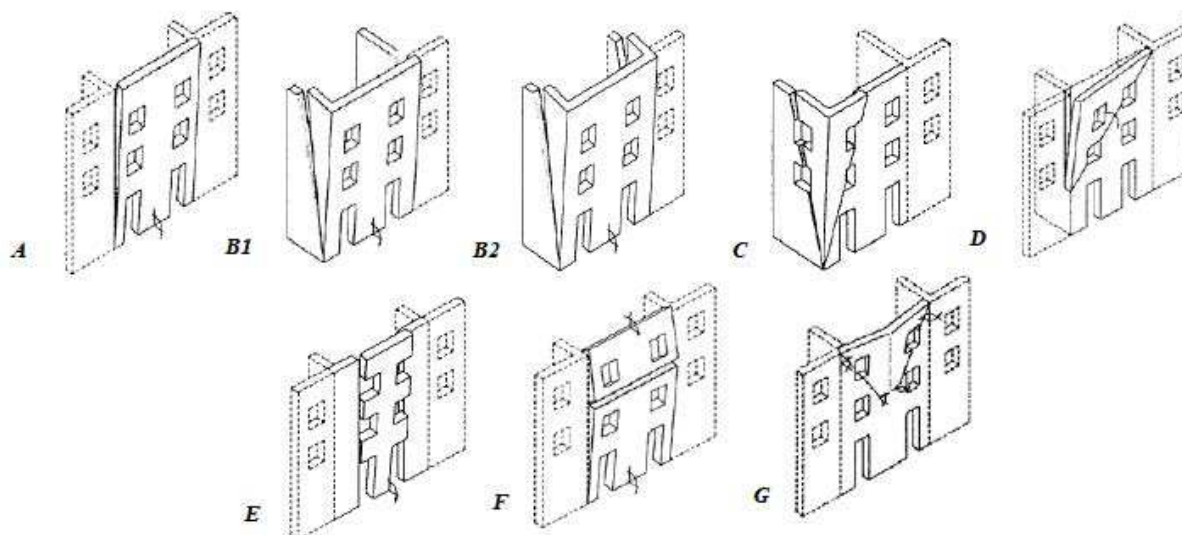


Fig. 3.40. Mécanismes de rupture hors plan [DAY 2003]

Restrepo Vélez [RES 2010] a construit et testé un certains nombres de configurations qui reproduisent la plupart des mécanismes de rupture hors plan proposés par D'Ayala [DAY 2003]. Parmi ces essais nous retenons quelques configurations qui traduisent les quatre mécanismes de rupture A ; D ; B2 ; G, dont on effectue la modélisation. Les tests quasi-statiques correspondent à un basculement de la structure.

Le coefficient multiplicateur $\lambda = a/g$ correspond à l'angle d'inclinaison de la plateforme. Les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie sont décrites dans Restrepo Vélez. Le mur est constitué de pierres sèches de dimensions $28 \times 80 \times 40 \text{ mm}$ et de masse volumique 2732 kg/m^3 . Afin de déterminer le coefficient de frottement entre deux pierres, Restrepo Vélez a testé les spécimens sous des contraintes verticales différentes. Les valeurs obtenues sont entre 0,67 et 0,77. Dans notre calcul, on choisit un coefficient de frottement de 0,67. La structure est tout d'abord équilibrée sous son poids propre. Une inclinaison du mur est réalisé indirectement par une rotation du support avec une incrémentation de $0,045^\circ$ jusqu'au collapse. L'effet de membrane n'est pas pris en compte dans ces tests, on accepte alors l'hypothèse que les deux rigidités élastiques des joints sont assez faibles afin de traduire le caractère joint sec. La plupart des mécanismes de rupture hors plan présentés par D'Ayala induisent aussi des mécanismes de rupture dans le plan engendrés au niveau des murs de refend. Par contre, avec la caractéristique très quasi-fragile du comportement hors plan, la rupture finale de la structure est dominée plutôt par le mécanisme hors plan. Ce mécanisme hors plan est du, la plupart de temps, à la perte d'équilibre plutôt qu'au dépassement d'un certain niveau de contrainte.

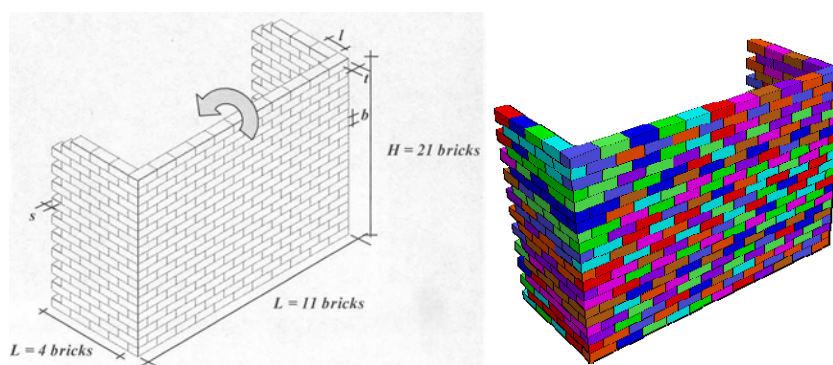


Fig. 3.41. a) Géométrie des tests S1, S2, S3-Mécanisme G ; b) Maillage dans 3DEC.

On analyse, tout d'abord, le mécanisme G de collapse correspondant à une maquette composée d'un mur principal assemblé avec deux murs de refend. Dans le but d'analyser l'influence de l'élançement (L/H), ou fraction longueur du mur principal sur sa hauteur, trois configurations sont étudiées. Pour la même configuration $L/H=1,5$ (avec 11 briques sur la longueur du mur principal Fig. 3.41a), trois essais sont réalisés (S1, S2, S3). Pour deux autres configurations, $L/H=1,09$ (test S5, avec 8 briques sur la longueur du mur principal) et $L/H=1,77$ (test S6 avec 13 briques sur la longueur du mur principal), il n'y a qu'un essai réalisé pour chaque profil. Le mécanisme G représente la rupture de la façade du mur principal supporté par les deux murs de refend et chargé par son poids propre et les forces hors plan horizontales proportionnelles aux masses des murs de refend. D'après Cassapula [CAS 2008], ce mécanisme de rupture peut être caractérisé par une partie centrale en forme de trapèze avec deux lignes de rupture : fissure verticale et fissure diagonale comme la Fig. 3.42a. Les résistances frictionnelles se produisent le long des lignes de fissures verticales et diagonales et correspondent aux interactions des forces de cisaillement et des moments de torsion. Afin de déterminer le coefficient multiplicateur λ , la méthode analytique, le plus souvent utilisée dans la littérature, est basée sur la méthode du travail virtuel et la conservation de l'énergie [CAS 2008].

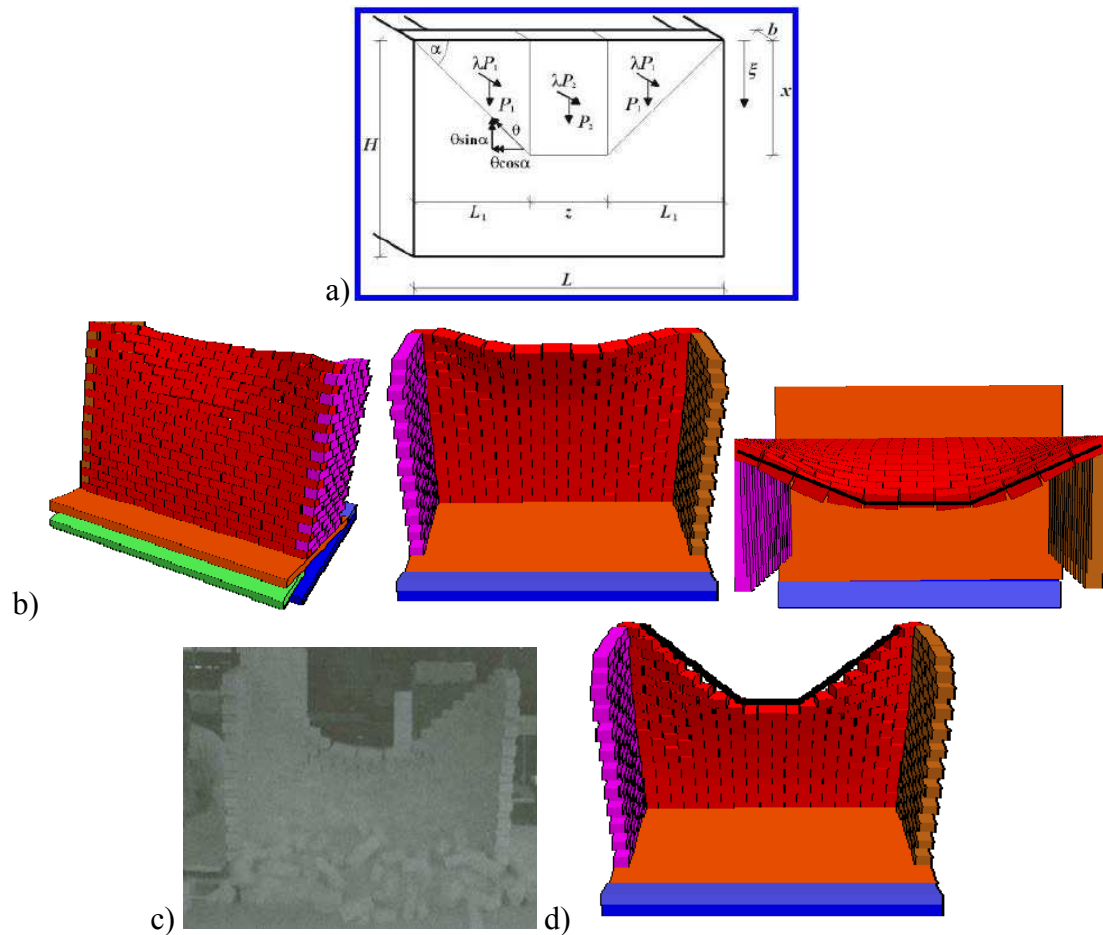


Fig. 3.42. a) [CAS 2008] ;b) MED avant de collapse ; c) [RES 2010] ;d) MED après le collapse.

La MED reproduit bien le mode de rupture obtenu expérimentalement et celui proposé analytiquement par [CAS 2008]. La Fig. 3.42b illustre le mode d'endommagement avant le collapse pour les tests $S_{1,2,3}$ (11 briques sur la longueur du mur principal), selon trois positions d'observation de la structure (avant, arrière et du dessus). Le mode de collapse complet Fig. 3.42d obtenu par la MED est similaire à celui obtenu expérimentalement par Restrepo-Vélez [RES 2010]. Pour évaluer la pertinence du frottement hors plan qui finalement est déterminant quant à la valeur du coefficient de collapse λ , on a aussi modélisé les deux autres configurations géométriques (paramètre L/H) des deux essais S5 et S6. Le tableau ci-dessous résume les valeurs obtenues lors des essais (λ_{exp}), les résultats numériques MED (λ_{MED}) ainsi que les résultats analytiques de la littérature [DAY 2003] et [CAS 2008] (correspondant à λ_1, λ_2 alternativement).

Test	L/H	λ_{exp}	MED		[DAY 2003]		[CAS 2008]	
			λ_{MED}	Ecart (%)	λ_1	Ecart (%)	λ_2	Ecart (%)
S1	1,500	0,254	0,262	-3,15	0,222	12,60	0,266	-4,72
S2	1,500	0,226	0,262	-15,93	0,222	1,77	0,266	-17,70
S3	1,500	0,244	0,262	-7,38	0,147	39,75	0,266	-9,02
S5	1,090	0,349	0,327	6,30	0,187	46,42	0,346	0,86
S6	1,770	0,208	0,218	-4,81	0,279	-34,13	0,230	-10,58

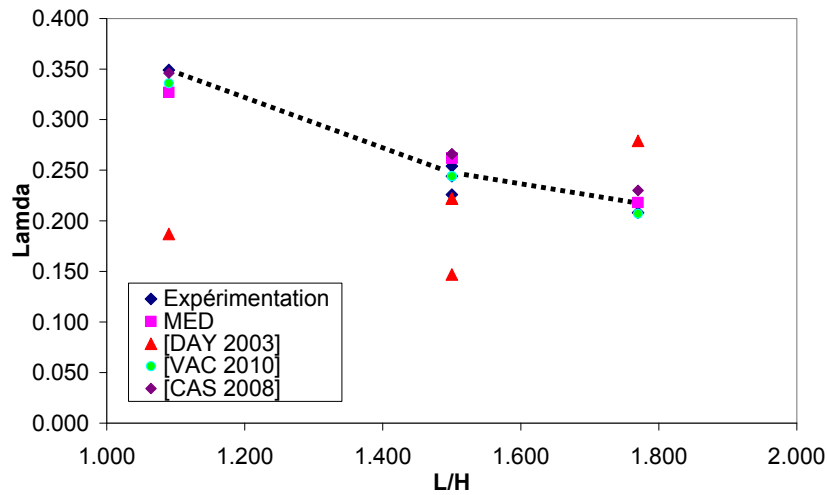


Fig. 3.43. Lamda (λ) en fonction de L/H.

La Fig. 3.43 traduit l'influence de L/H sur les résultats de λ . Globalement, les calculs par MED et par la méthode analytique [CAS 2008] confirment la même tendance de diminution de λ lorsqu'on augmente la fraction L/H. Par contre, la méthode analytique proposée par D'Ayala [DAY 2003] qui se base sur l'effet des arches ne peut reproduire cette tendance. Les résultats obtenus par D'Ayala [DAY 2003] s'écartent notablement des résultats expérimentaux et des résultats issus des autres méthodes. Il est important de noter que l'effet de torsion de frottement sur les lignes de rupture a été supposé négligeable pour cette approche. C'est ce qui explique la sous-estimation de λ_1 dans le tableau. Tandis que, la MED peut reproduire le mécanisme G à la fois le mode de rupture et la résistance frictionnelle hors plan. La méthode analytique de [CAS 2008] qui prend en compte l'effet de torsion (et cisaillement) donne aussi une bonne estimation du coefficient de collapse (λ_2). Autrement dit, la MED, qui prend bien en compte le mécanisme d'interaction de torsion-cisaillement dans le frottement des contacts lorsque le mur est soumis à un chargement hors plan, retrouve les comportements ultimes et les modes de collapse.

La différence fondamentale entre les deux méthodes de calcul (analytique et MED) est qu'une analyse globale ou « macro » bloc est utilisée au lieu d'une analyse détaillée des éléments discrets. L'avantage de la méthode analytique est de simplifier la procédure de calcul et donc le temps de calcul. Par contre, à cause de la perte des analyses « micro », la méthode analytique conduit à « une approche trop conservatrice » par rapport à la MED, elle est donc considérée comme une borne supérieure. Les résultats de calcul du coefficient de collapse précisés dans le tableau ci-dessous, montrent que $\lambda_2 > \lambda_{MED}$ de façon systématique. Du fait de la capacité d'analyse détaillée des mécanismes de contact entre les « micros » blocs, la plupart des résultats obtenus par la MED corroborent mieux les résultats expérimentaux que la méthode analytique de [CAS 2008] (voir écart en pourcentage dans le tableau ci-dessus). Autrement dit, la MED peut bien reproduire « l'effet local » qui existe dans la structure en maçonnerie au niveau des contacts des micros éléments (comme les briques) et ainsi obtenir une meilleure description du comportement global de la structure. En réalité, afin d'améliorer la méthode analytique qui conduit à une estimation qui serait « une borne supérieure » (upper bound), [CAS 2008] a proposé de considérer une « borne inférieure » (lower bound) en supposant que le coefficient de frottement entre tous les contacts est nul.

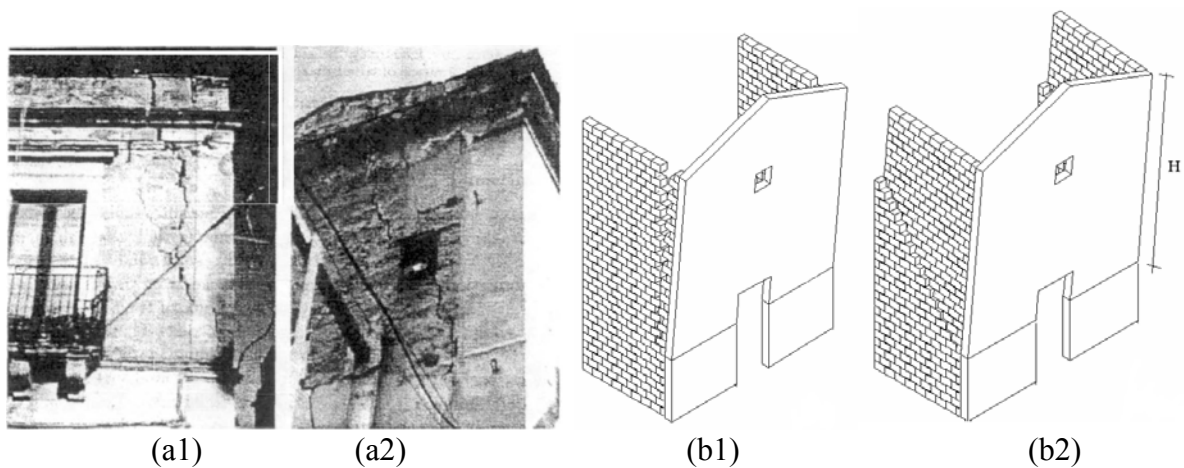


Fig. 3.44. (a1)(a2) L'endommagement de bâtiment en maçonnerie traditionnelle après le séisme de Carlentini à Sicily en 1990 [FEL 2001] ; (b1) Mécanisme A et (b2) Mécanisme B2 [LAG 2009]

On modélise ensuite deux mécanismes A et B2 qui semblent être récurrents selon les enquêtes menées sur les bâtiments historiques suite à tremblement de terre (Fig. 3.44). Le mouvement de renversement (overtuning) du mur extérieur (mur principal) est retenu par son poids propre et par des connections avec les murs orthogonaux (murs transversaux). Le mouvement a lieu seulement quand une fissuration se forme dans les murs transversaux. Le mécanisme A correspond à un collapse hors plan de façade avec un détachement qui se produit par une fissuration presque verticale à la connexion (Fig. 3.44 a1, b1). Le mécanisme B correspond à un renversement hors plan de façade avec une part de mur transversale, avec une fissuration diagonale dans les murs transversaux (Fig. 3.44 a2, b2). Dans le but de reproduire le mécanisme A ou B2, Restrepo-Vélez [RES 2010] a réalisé des essais S7, S8, S9, S10 (avec un rapport L/H variable). Par contre, le mode de rupture engendré est un mélange des deux mécanismes A et B2. La seule apparition du mécanisme B2 est constatée pour les tests S22 et S42 qui ont la particularité d'avoir la présence de singularités dans les murs transversaux. Le tableau ci-dessous donne une comparaison entre les valeurs obtenues expérimentalement (λ_{exp}), les résultats numériques issues de la MED (λ_{MED}) et les résultats analytiques de la littérature [DAY 2003] et [VAC 2010] (correspondant à λ_1, λ_2 alternativement).

Test	L/H	λ_{exp}	MED		[DAY 2003]		[VAC 2010]	
			λ_{MED}	Ecart (%)	λ_1	Ecart (%)	λ_2	Ecart (%)
S7	1,088	0,291	0,287	1,37	0,438	-50,52	0,273	6,19
S8	0,816	0,362	0,326	9,94	0,506	-39,78	0,352	2,76
S9	0,816	0,352	0,326	7,39	0,545	-54,83	0,352	0,00
S10	1,633	0,213	0,221	-3,76	0,356	-67,14	0,190	10,80
S22	x	0,197	0,186	5,58	x	x	x	x
S42	x	0,236	0,196	16,95	x	x	x	x

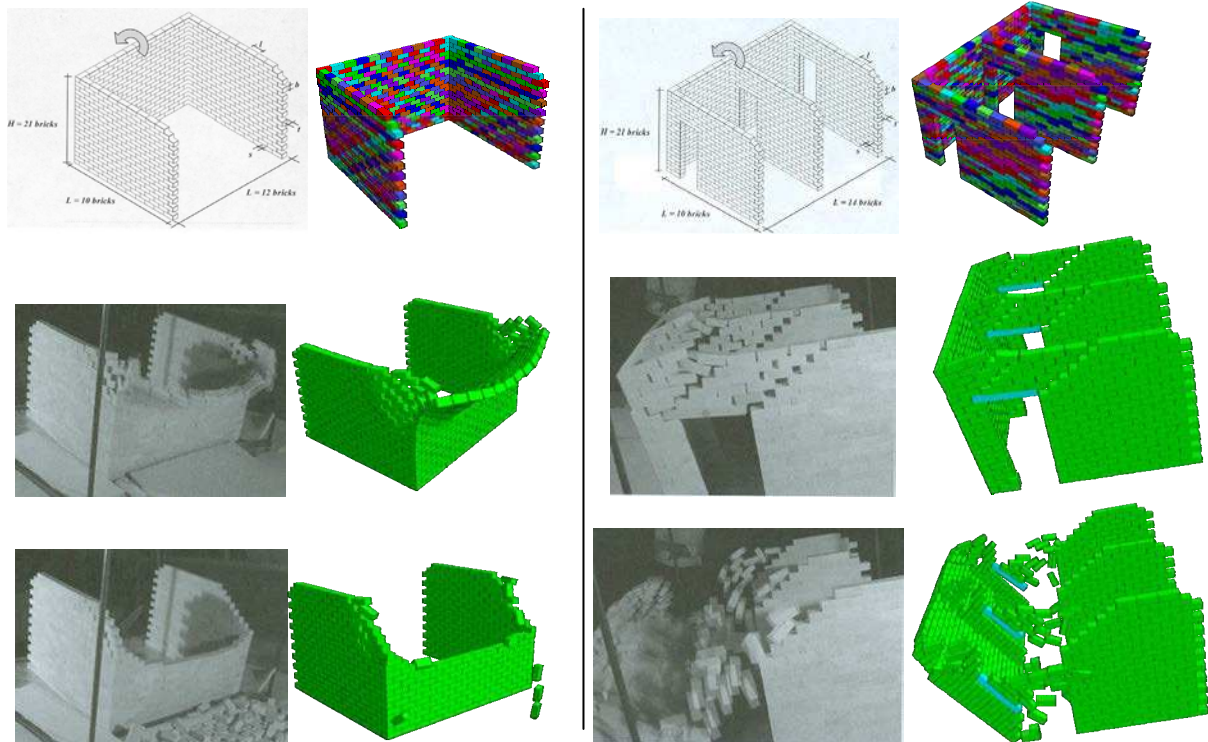


Fig. 3.45. Modes de rupture essais et simulations : spécimen S10 (mécanisme A-B2) ;
spécimen S22 (mécanisme B2).

La comparaison des mécanismes de rupture, entre essais et calculs, est présentée aux Fig. 3.45 et Fig. 3.46. Pour le test S42, on remarque un écart important entre essai/calcul (16,95%). Cet écart peut être expliqué par l'effet de la précontrainte rajouté à la structure. Lorsqu'une contrainte de membrane est rajoutée, la modification des deux rigidités k_n , k_s est nécessaire. Dans cette partie de l'étude, on a fait l'hypothèse que ces variations de rigidités sont assez faibles. Cette hypothèse explique la sous-estimation de la MED par rapport à l'expérimentation pour le test S42. La méconnaissance de la rigidité globale réelle de la structure (essais) ne nous permet pas de modifier les rigidités dans le modèle MED. Les résultats des autres mécanismes de ruptures sont abordés dans la partie annexe de cette thèse.

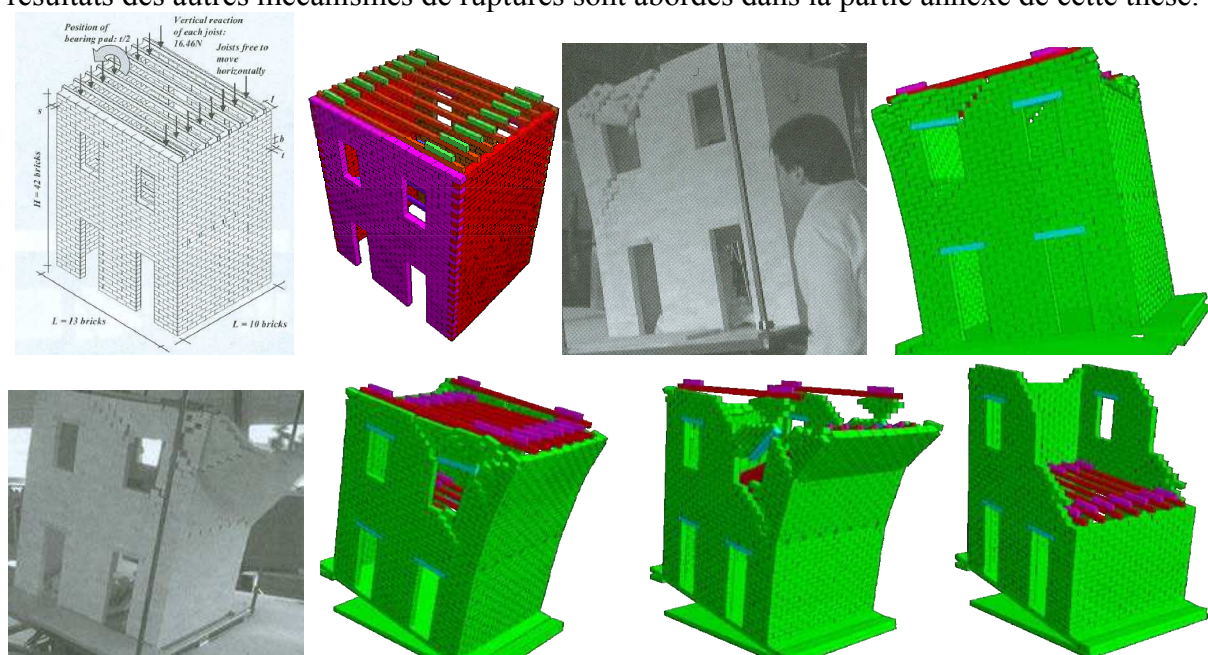


Fig. 3.46. Modes de rupture essais et simulations : spécimen S42 (mécanisme B2).

D. Structures en maçonnerie avec joint mortier

1. Le cas de chargements plan – Chargement combiné : cisaillement et compression

F. Lurati et B. Thürlimann [LUR 1990] ont testé des murs en maçonnerie de blocs béton, avec la présence de joints mortier, soumis à des chargements combinés dans le plan (cisaillement et compression). Ces murs de 3.6m de largeur, 2m de hauteur et 0.15m d'épaisseur, sont constitués de 10 rangées de blocs en béton, dont les dimensions sont $300 \times 200 \times 150 \text{ mm}^3$. Deux murs de refend de $150 \times 2000 \times 600 \text{ mm}^3$ sont positionnés sur les extrémités du mur principal. Deux poutres en béton coulé sont positionnées à la base et à son extrémité supérieure pour assurer un transfert optimal du chargement en partie haute et une condition d'encastrement en partie basse.

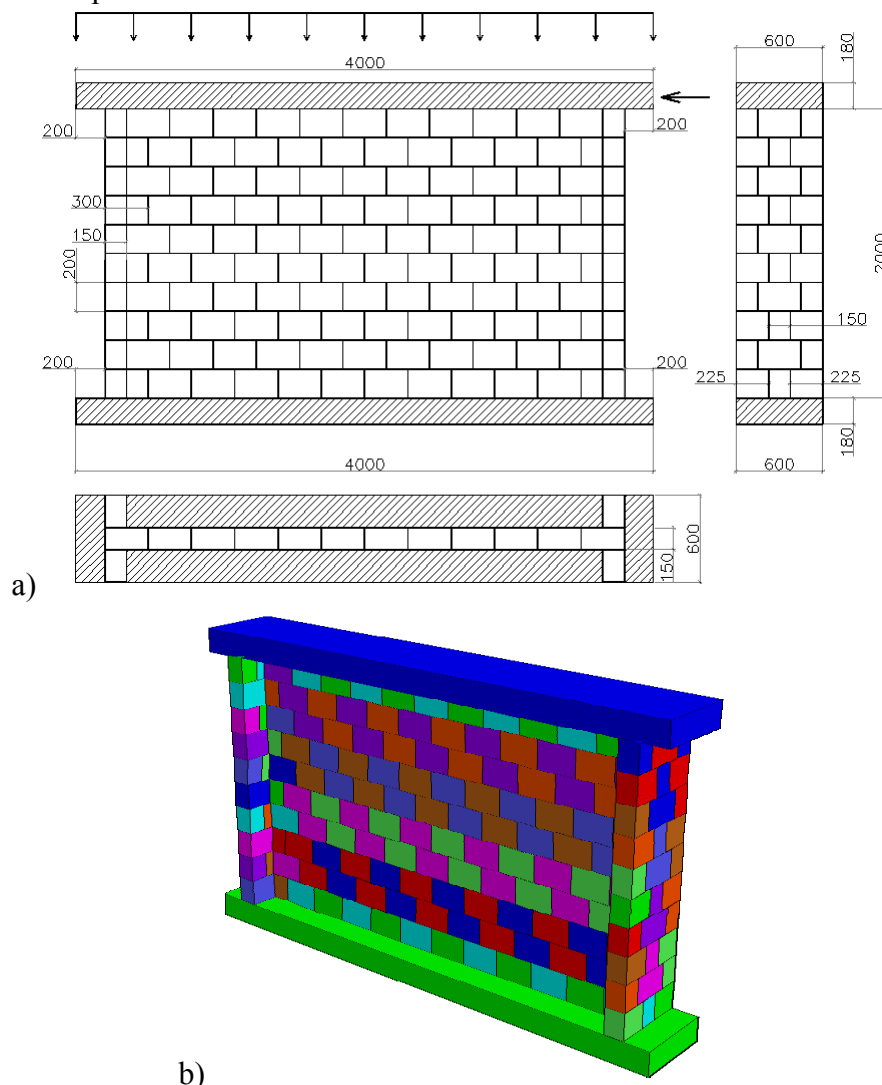


Fig. 3.47. a) Géométrie et schéma de chargement des tests ZW1 et ZW2 ; b) Maillage 3DEC.

De même, pour les calculs, nous considérons une semelle encastree pour assurer les conditions aux limites du mur. Un chargement vertical de pré-compression de 419kN et 833kN est appliqué sur les murs ZW1, ZW2 respectivement. Une charge horizontale est ensuite appliquée sur la poutre haute et incrémentée jusqu'à la rupture du mur.

Afin de générer un micro-modèle basé sur les éléments d'interface sans épaisseur, la taille des blocs doit être élargie par l'épaisseur h_m dans les deux directions. Par conséquent, les propriétés élastiques des blocs élargis et des joints d'interface doivent être ajustés pour donner des résultats corrects. Les rigidités k_n et k_s sont déduites à partir des modules élastiques et de cisaillement des blocs et du mortier :

$$k_n = \frac{E_m E_b}{h_m (E_b - E_m)} \quad (2)$$

$$k_s = \frac{G_m G_b}{h_m (G_b - G_m)} \quad (3)$$

où :

- h_m – épaisseur de mortier
- E_m, G_m – module d'Young et module de cisaillement de mortier
- E_b, G_b – module d'Young et module de cisaillement de bloc

Le premier calcul est mené en considérant un comportement élastique des blocs, et avec une masse volumique de 2000 kg/m^3 . Les caractéristiques mécaniques à la rupture adoptées pour les joints mortier et les caractéristiques adoptées pour les blocs, présentées dans le tableau ci-dessous, sont conformes aux données de F. Lurati & B. Thürlimann.

Bloc		Interface					
Module de rigidité	Module de cisaillement	Rigidité normale	Rigidité tangentielle	Résistance en traction	Cohésion	Angle de frottement	Angle de dilation
K (MN/m ³)	G (MN/m ³)	k_n (MN/m ³)	k_s (MN/m ³)	T (MN/m ²)	C (MN/m ²)	φ (°)	ψ (°)
1,188e4	4,01e3	7,643e5	2,467e5	0,4	0,5	39	0

Les charges de rupture obtenues numériquement pour les deux murs sont presque égales à celles obtenues expérimentalement, l'écart maximal est de 4%.

Mur	La charge de rupture (KN)		
	Expérimentation	MED	Ecart (%)
ZW1	353	346	1,98
ZW2	634	660	4,10

Au-delà, les courbes obtenues via la simulation numérique et la courbe obtenue expérimentalement sont relativement proches (Fig. 3.48). La rigidité initiale obtenue numériquement est conforme à celle observée lors de l'essai. Dans la phase post-fissuration, plusieurs chutes brutales de la charge sont observées dans les courbes numériques tandis que le comportement expérimental montre un plateau stable dans cette phase non-linéaire. Cette différence peut s'expliquer par l'hypothèse d'un comportement élastique parfait des blocs.

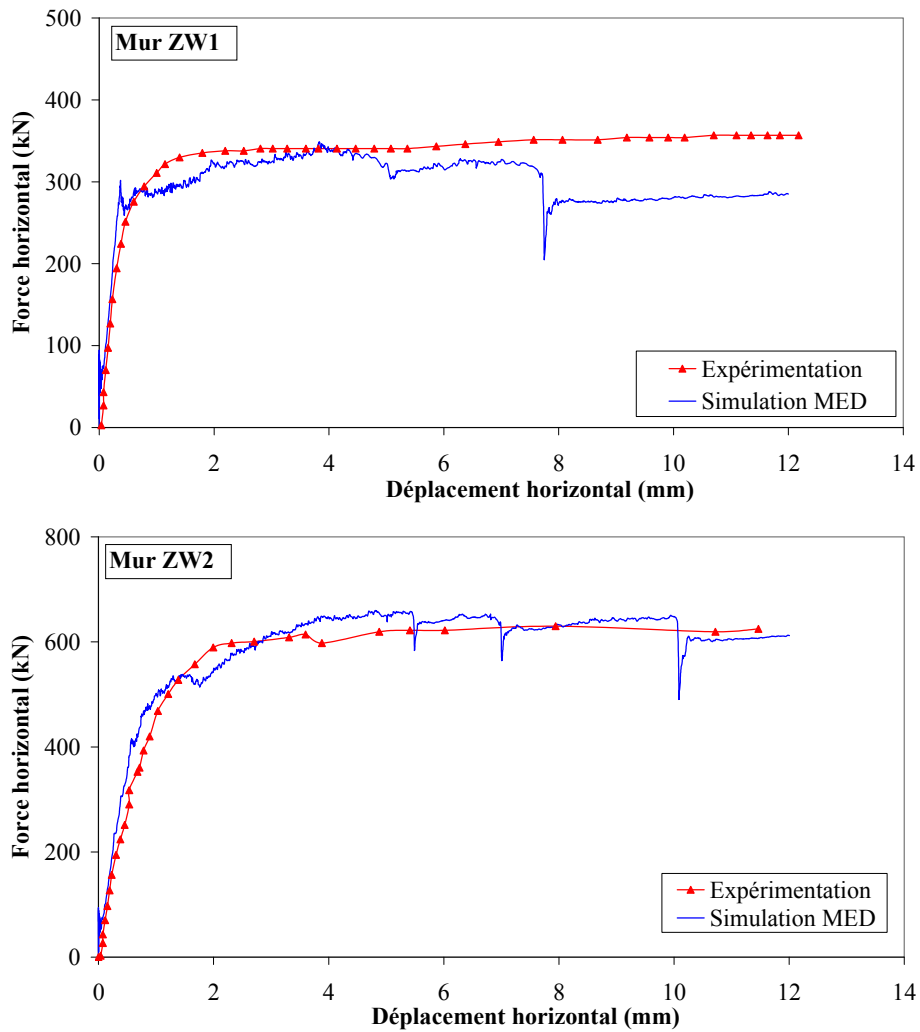


Fig. 3.48. Courbes « déplacement horizontal/force horizontale » (3DEC et essai).

Les modes de rupture :

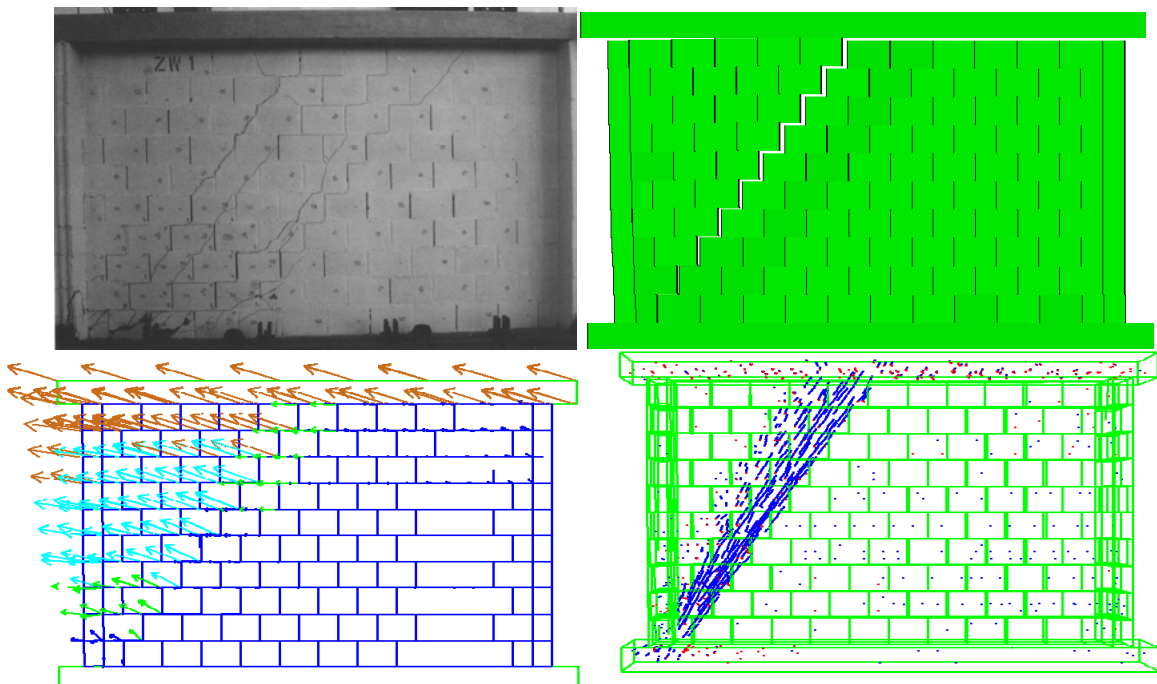


Fig. 3.49. Mur ZW1 : a) Modes de rupture Essai/Calcul ; b) Vecteurs déplacements et contraintes principales (traction-rouge, compression-bleu).

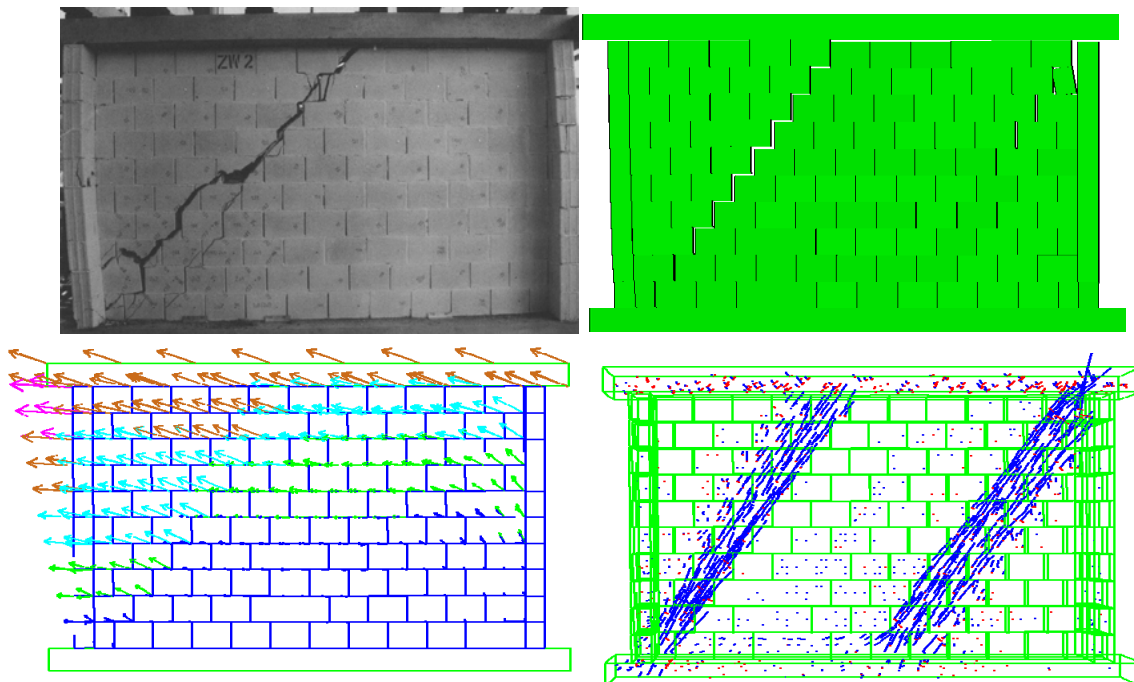


Fig. 3.50. Mur ZW2 : a) Modes de rupture Essai/calcul ; b) Vecteurs déplacements et répartition des contraintes principales (traction en rouge et compression en bleu).

Un deuxième calcul est alors mené en considérant un comportement élasto-plastique (Mohr-Coulomb) du bloc. Les paramètres plastiques des blocs sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Bloc			
Cohésion	Résistance à la traction	Angle de frottement	Angle de dilatation
C (MN/m ²)	f_t (MN/m ²)	φ (°)	ψ (°)
2,37	1,32	35	12

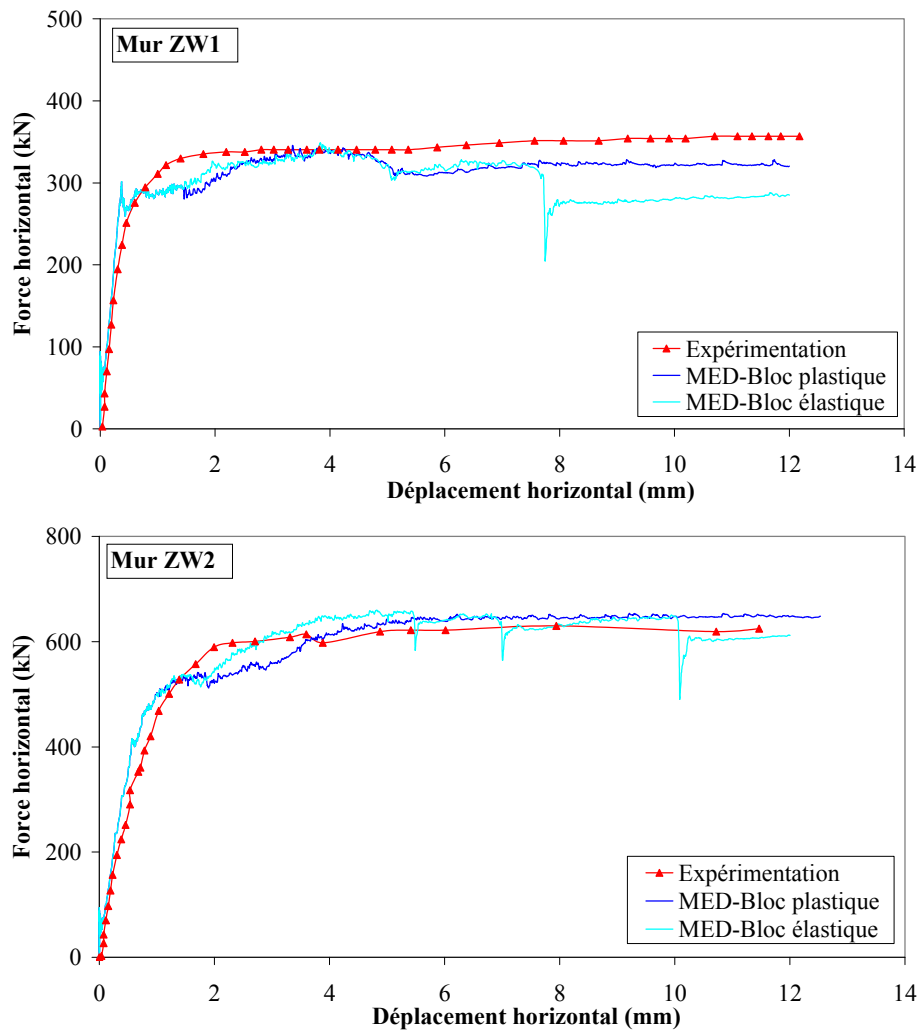
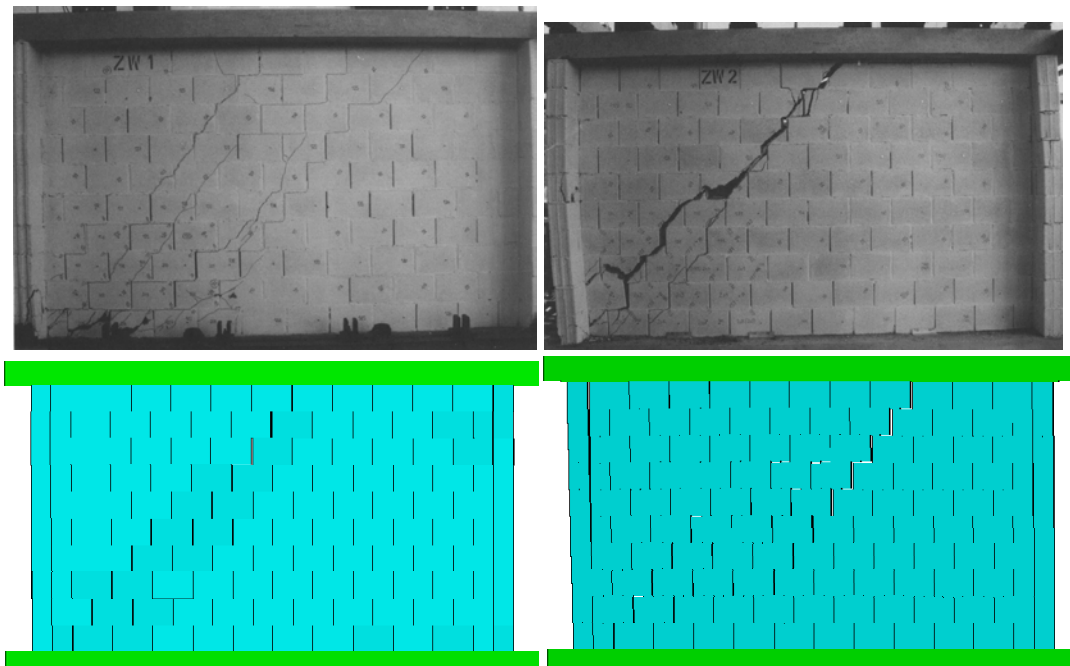


Fig. 3.51. Courbes «Force-déplacement horizontaux » comparaison essai-calculs



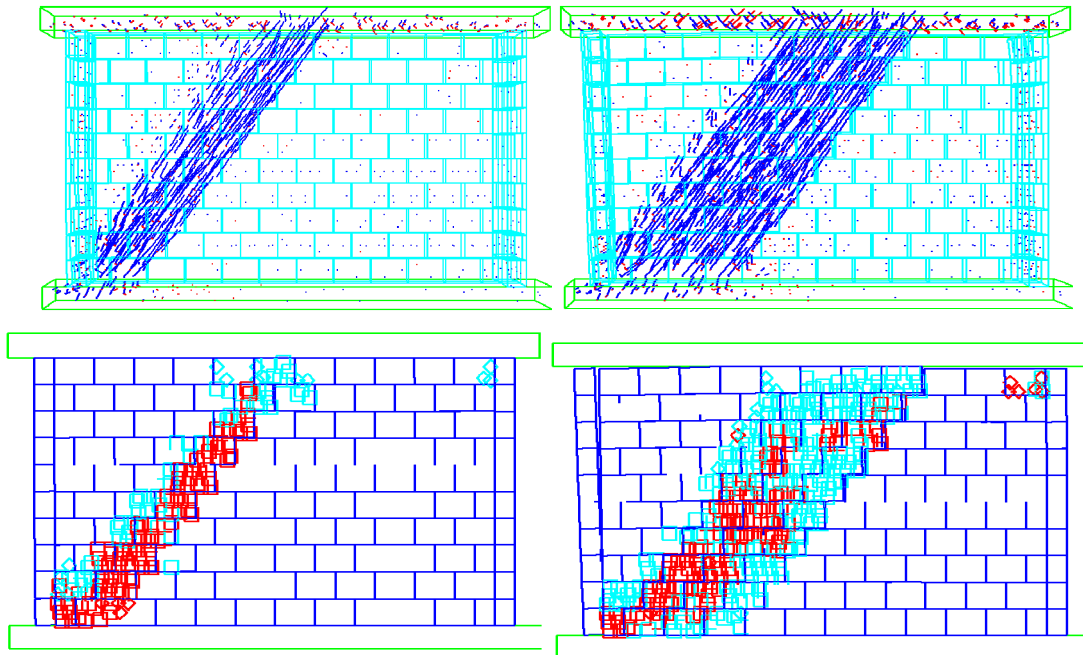


Fig. 3.52. Mur ZW2 : a) Modes de rupture essai-calcul ; b) Vecteurs déplacements et répartition des contraintes principales (traction en rouge et compression en bleu).

Nous obtenons une excellente correspondance entre les essais et les calculs, autant pour les caractéristiques globales tel que les courbes charge-flèche, mais aussi localement, avec la bonne distribution et localisation des dommages.

Deux lois de comportement des blocs (élastique et plastique) ont été utilisées pour modéliser le même test d'un mur soumis à un chargement combinant cisaillement et compression. Les résultats assez similaires obtenus par les deux méthodes, avec des courbes de comportement très voisines autant dans la phase élastique que pour la partie non-linéaire, nous permettent de conclure quant au rôle secondaire du comportement plastique des blocs. Autrement dit, l'hypothèse d'un comportement élastique des blocs, est suffisante pour obtenir des résultats pertinents et en adéquation avec les essais pour les tests ici considérés.

2. Maçonnerie soumise à chargement hors plan

2.1. Flexion dans une direction

Après ces validations du mur sans mortier sous chargement hors plan, le premier exemple que nous allons étudier correspond à celui d'un mur en maçonnerie avec joint mortier, soumis à un chargement hors plan correspondant en l'application d'un moment de flexion. Différentes orientations θ de l'axe de flexion permettent de bien mettre en exergue les comportements anisotropes en particulier dans la phase non linéaire. Une série des 25 spécimens ont été testés expérimentalement par Gazzola et Drysdale [GAZ 1985] [GAZ 1986]. Les murets constitués de blocs creux en béton sont soumis à flexion quatre points (Fig. 3.53a). Les blocs constitutifs sont de dimensions $390 \times 190 \times 150 \text{ mm}^3$, le joint mortier d'épaisseur 10mm. Dans les essais de Gazzola, la largeur du mur est fixée à 790mm, par contre la longueur est légèrement variée selon la direction de flexion, ce afin de reproduire tous les modes de rupture possible dans la zone de moment constant. Cependant, dans notre simulation, nous simplifions en considérant des dimensions de mur fixes de $790 \text{ mm} \times 1600 \text{ mm}$.

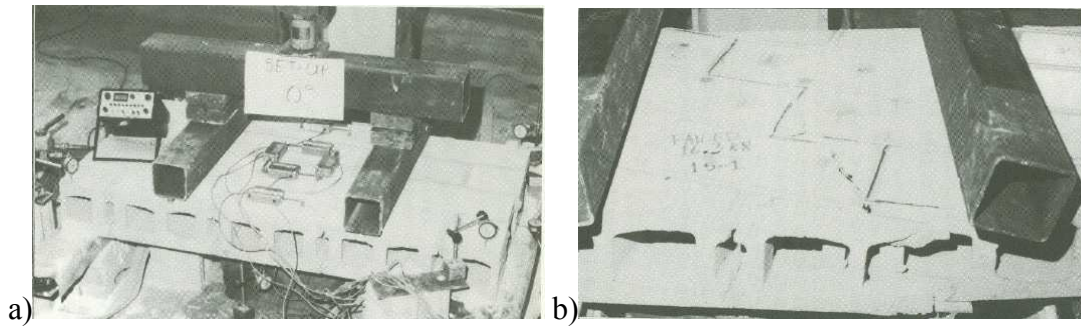


Fig. 3.53. a) Test de Gazzola et al [GAZ 1985] ; b) Stepped failure pattern [GAZ 1985]

Le comportement du bloc est élastique avec un module d'Young $E=15000\text{MPa}$. Les caractéristiques non-linéaire des interfaces sont choisies pour que l'on puisse obtenir la valeur de résistance en flexion du mur (calculé par $6M_u/bh^2$ avec M_u moment de ruine, h épaisseur du mur, b la largeur du mur) dans le cas $\theta=90^\circ$. Ces valeurs sont l'angle de frottement de 36° , la limite de traction f_t de $0,322\text{Mpa}$ et la cohésion $c=1,5f_t=0,483\text{Mpa}$. Les valeurs obtenues des résistances en flexion par MED sont comparés avec les résultats expérimentaux et les résultats issus des modèles de calcul de Lourenço [LOU 1997b] et de G.Milani et al [MIL 2006] (Fig. 3.54).

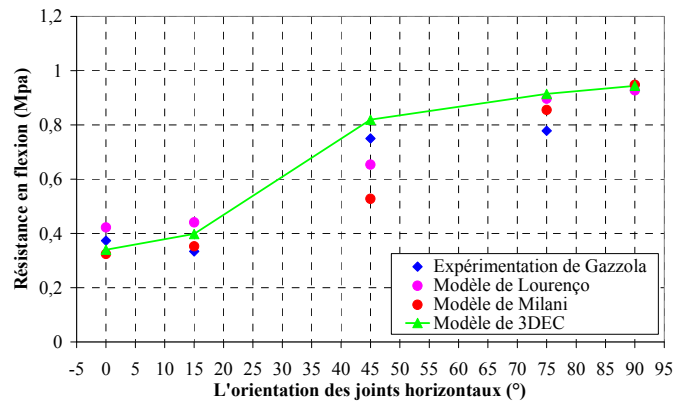


Fig. 3.54. Résistances en flexion en fonction de l'angle des joints.

La résistance en flexion est plus grande dans le cas $\theta=90^\circ$. Les valeurs différentes (selon les directions des joints) des résistances de la maçonnerie sous flexion, décrites à la Fig. 3.54 ci-dessus, montrent que le comportement de la maçonnerie sous charge latérale est complexe même dans le cas d'une même condition aux limites. En conséquence, la prise en compte du caractère orthotrope est nécessaire dans toute approche homogénéisée du calcul de structure en maçonnerie soumise à des chargements latéraux. Les modes de rupture obtenus numériquement (Fig. 3.55) sont bien représentatifs de ceux mis en exergue expérimentalement dans l'étude de Gazzola et al [GAZ 1986].

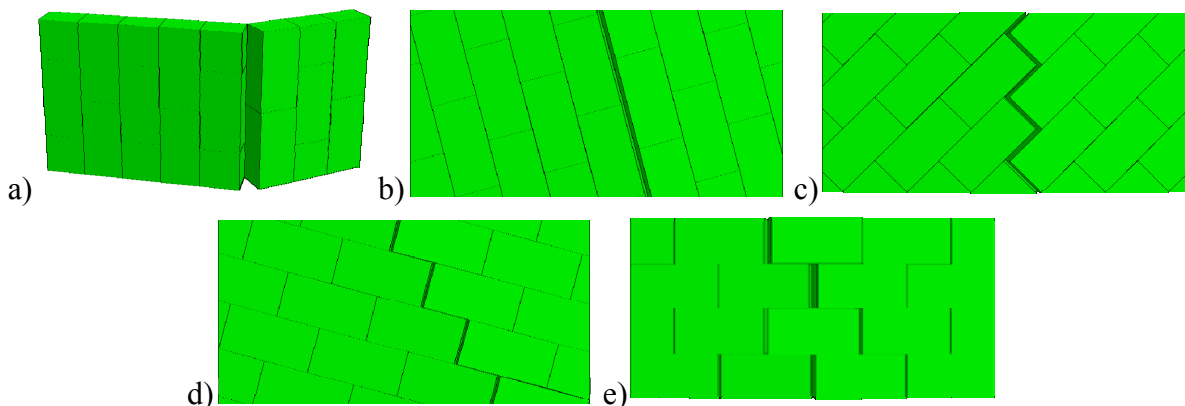


Fig. 3.55. Modes de rupture obtenues numériquement pour θ de : a) 0° ; b) 15° ; c) 45° ; d) 75° ; 90° .

2.2. Flexion dans deux directions sans murs de refend

2.2.1. Validation du modèle – Cas sans ouverture

Après ces premiers exemples traitant de la flexion uni-axiale, nous considérons le cas du mur maçonné sous flexion bi-axiale. Les cas analysés sont tirés des essais effectués par Gazzola [GAZ 1986]. Trois panneaux WII, WP1 et WF sont présentés dans cette validation. Le mur 5×2 m est constitué de blocs en béton creux de dimensions $190 \times 390 \times 150$ mm avec une épaisseur de mortier de 10 mm. Cependant, la taille de bloc utilisée dans ce modèle est de $200 \times 400 \times 150$ mm. Les murs sont supportés sur les quatre bords sauf le spécimen WF (libre sur le bord supérieur). Le spécimen WP1 est confiné par une pression dans le plan de $0,2 \text{ N/mm}^2$ qui a été maintenue constante jusqu'à la ruine induite par la pression hors plan. Les murs sont chargés uniformément par des coussins d'air, la pression est donc orthogonal à la surface du mur. Les déplacements sont capturés en zone centrale du mur à l'exception du spécimen WF pour lequel le déplacement est mesuré au milieu du bord libre.

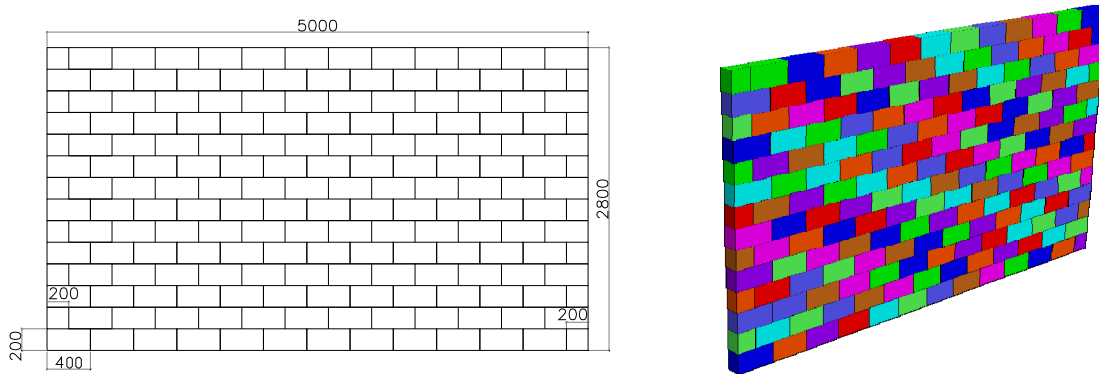


Fig. 3.56. Géométrie et dimensions des murs: WII; WP1; WF.

La courbe expérimentale pression en fonction du déplacement n'est pas donnée par l'auteur. Donc on ne dispose pas de la valeur expérimentale de la rigidité du mur dans la phase élastique, ce qui nous aurait permis de caler les valeurs de k_n , k_s . Nous avons donc utilisé les courbes obtenues numériquement par Lourenço [LOU 1997b], ses résultats sont issus d'une analyse par la méthode des éléments finis. Cet auteur a utilisé la méthode d'homogénéisation en considérant la maçonnerie comme une plaque continue orthotrope. Un élément de type coque mince a été utilisé, pour le matériau, un critère de type Rankine délimite la zone de traction élastique, et un critère de type Hill régit la compression. Ce modèle continue, a donné des valeurs de charges ultimes très proches de celles obtenues expérimentalement. Les charges ultimes obtenues par MED sont aussi comparées avec les valeurs issues de l'analyse limite de Gabriele Milani et al [MIL 2006].

Pour caler la bonne rigidité initiale dans notre calcul MED, nous avons varié les valeurs de k_n entre $8\text{E}9 \text{ Pa/m}$ et $15\text{E}9 \text{ Pa/m}$. Dans le cas du chargement dans le plan, l'hypothèse $k_s = k_n / 2(1 + \nu)$ avec $\nu = 0,15$ est utilisée conformément à la validation réalisée dans l'exemple précédent. Nous essayons donc tout d'abord cette relation dans le cas du chargement hors plan. La courbe de tendance obtenue en variant les valeurs de k_n , k_s dans la simulation MED (Fig. 3.57) nous permet de converger vers les valeurs $k_n = 11,69\text{E}9 \text{ Pa/m}$ et $k_s = 5,08\text{E}9 \text{ Pa/m}$ afin de retrouver la rigidité élastique $K_{\text{MEF}} = 4744\text{E}3 \text{ Pa/m}$ obtenue numériquement par Lourenço (MEF).

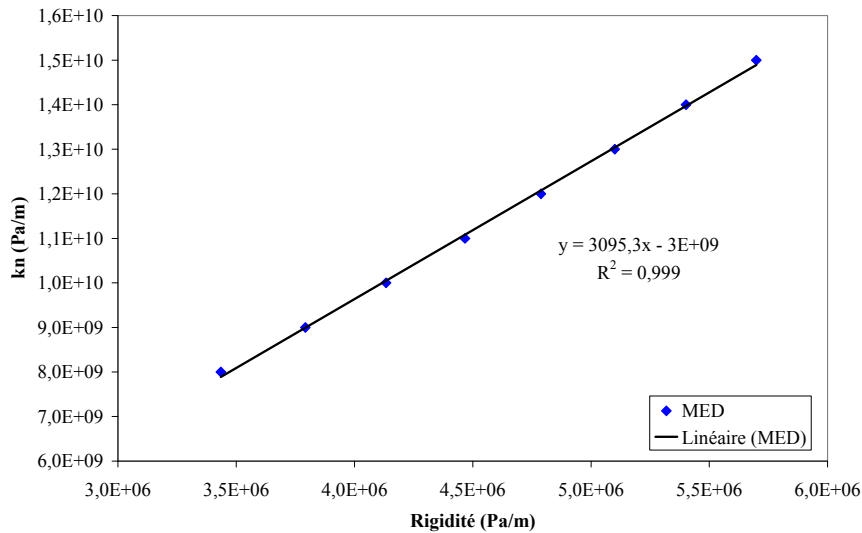


Fig. 3.57. La courbe de k_n en fonction de rigidité du mur calculé par MED.

Les autres caractéristiques mécaniques adoptées pour les joints de mortier et les blocs sont conformes aux données de Gazzola et al, et sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Bloc		Interface			
Module Young	Coefficient de Poisson	Résistance en traction	Cohésion	Angle de frottement	Angle de dilation
E (N/mm ²)	ν	T (N/mm ²)	C=3,8T (N/mm ²)	φ (°)	ψ (°)
15000	0,2	0,157	0,5966	36	0

La charge ultime simulée par MED dans ce cas est très basse, vers 4540 Pa comparativement à la valeur de 6820MPa obtenue expérimentalement. Cependant, la limite d'élasticité de l'ordre de 3500 Pa est proche de la valeur simulée par MEF. Après cette phase d'élasticité, la chute de rigidité trouvée est supérieure à celle de la MEF.

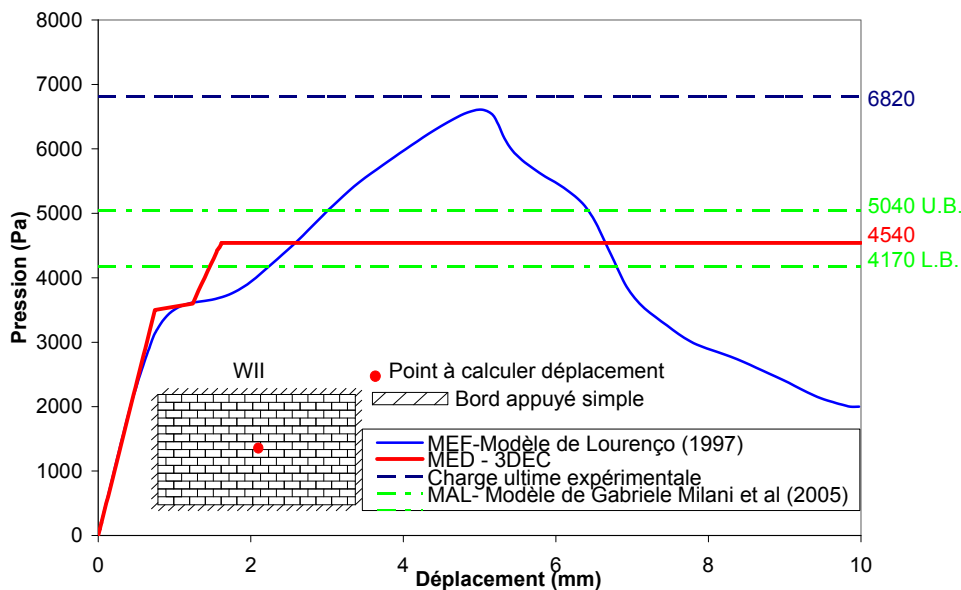


Fig. 3.58. Courbes de pression-déplacement : comparaison essai/calcul.

On a alors testé une deuxième hypothèse, $k_n = k_s$, et ensuite on retrace la courbe de tendance en variant les valeurs de k_n entre 7E9 Pa/m et 14E9 Pa/m. La courbe de tendance obtenue (correspond à cette équation : $y = 2461,5x - 4E9$) en variant les valeurs de k_n dans la MED nous permet de caler la valeur $k_n = k_s = 7,68E9$ Pa/m qui nous permette d'obtenir la rigidité initiale

ou élastique $K_{MEF}=4744E3$ Pa/m issue de la courbe numérique (MEF Lourenço). La courbe de pression/déplacement obtenue par MED, présentée ci-après, nous donne une bonne estimation de la charge ultime par rapport au résultat expérimental. Cependant, la limite d'élasticité est repoussée plus haut comparativement à la MEF. Deux hypothèses différentes de la relation reliant k_n , k_s nous donnent deux résultats différents. Quand $k_n=k_s$, la charge ultime est bien estimée. La pertinence de cette hypothèse dans cet exemple est revérifiée par la simulation des deux autres murs WP1 et WF.

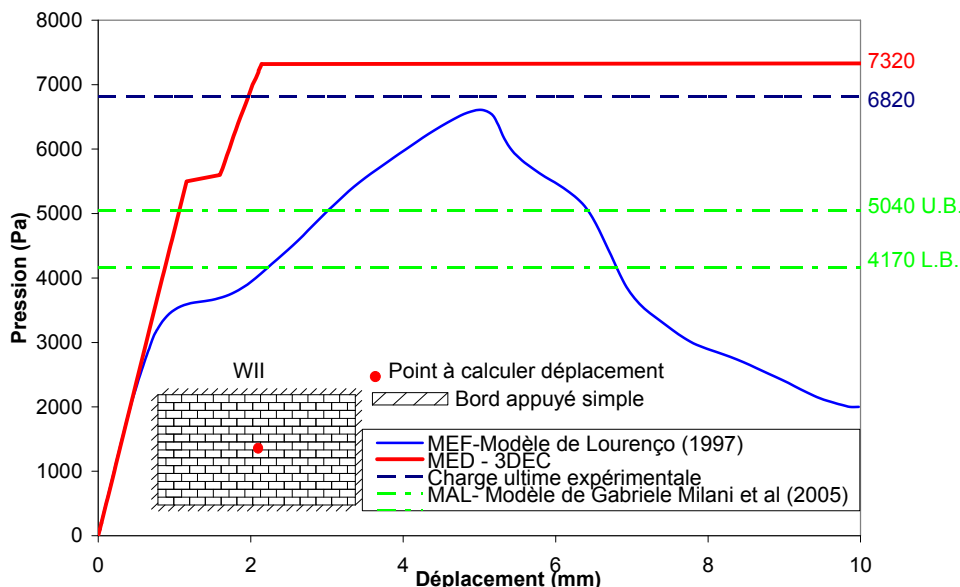


Fig. 3.59. Courbes de pression-déplacement : comparaison essai/calcul.

Les valeurs obtenues sont proches des résultats expérimentaux, avec un écart maximal de 10% pour le spécimen WF. L'influence des conditions aux limites est montrée clairement via les courbes pression/déplacement obtenues pour les deux spécimens WII et WF. La charge maximale et la rigidité du mur WF supporté sur 3 bords sont beaucoup plus faibles que celles du mur WII supporté sur 4 bords.

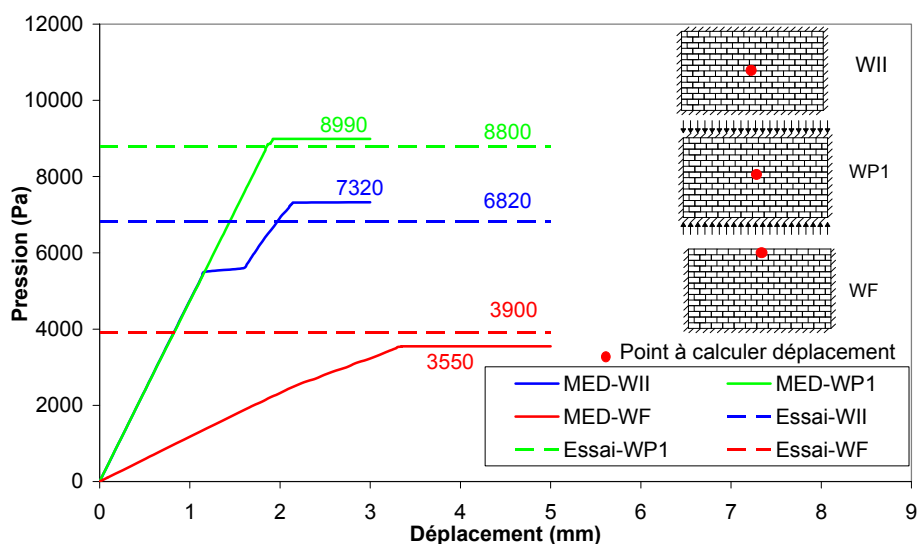


Fig. 3.60. Courbes pression-déplacement : comparaison essai/calcul.

Dans les figures ci-dessous, nous représentons les mécanismes de rupture obtenus numériquement par la MED. Ces modes de ruptures sont similaires à ceux données par la théorie des lignes de rupture, en particulier dans le cas du confinement par pression (WP1) (Fig. 3.62).

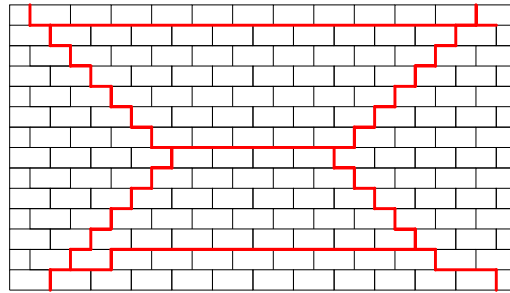
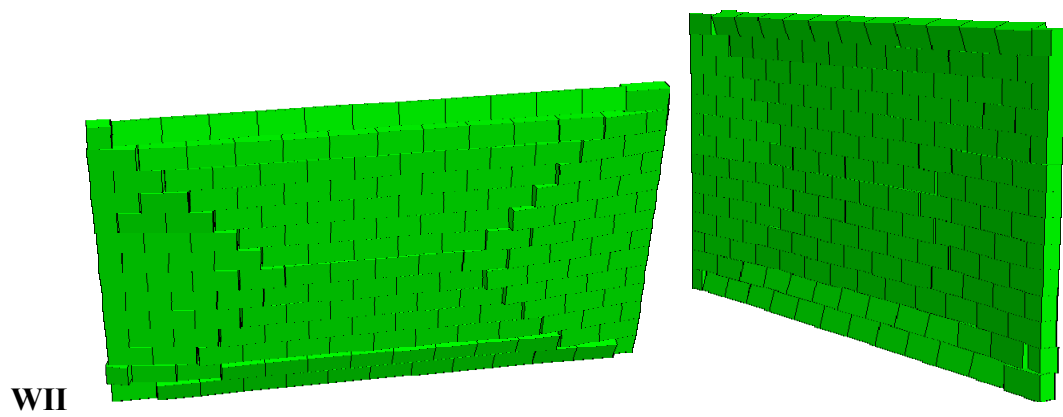


Fig. 3.61. Modes de rupture obtenues par la simulation numérique du spécimen WII

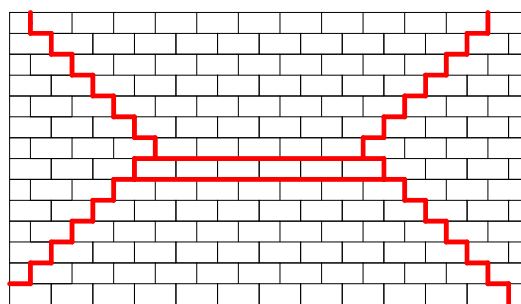
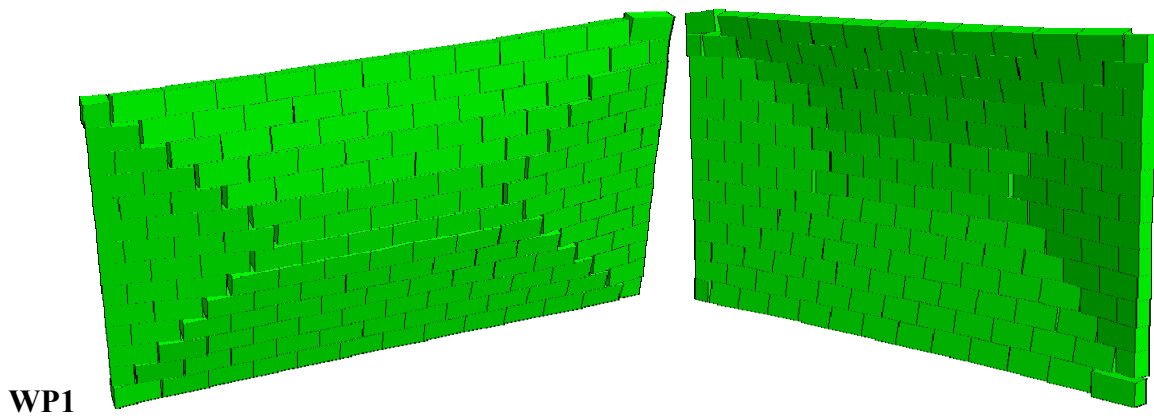


Fig. 3.62. Modes de rupture obtenues par la simulation numérique du spécimen WP1

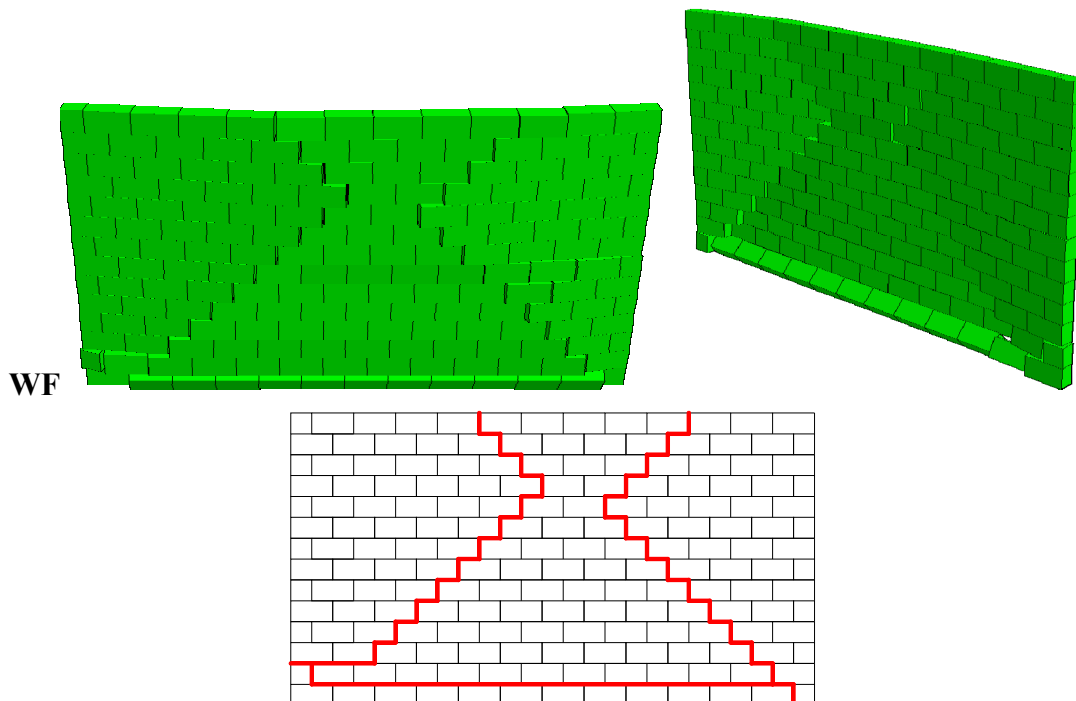


Fig. 3.63. Modes de rupture obtenus par la simulation numérique du spécimen WF

2.2.2. Vérification par l’Eurocode 6

La MED permet bien de quantifier la pression maximale pour les trois murs soumis à un chargement latérale. Dans l’étape suivante, la méthode analytique proposée par l’Eurocode 6 [EUR 2003] [HUR 2002] va être abordée et comparée avec les résultats obtenus ci-dessus pour le mur WII et WF. Dans l’Eurocode 6, pour déterminer la résistance à la flexion dans deux directions du mur, il faut que l’on caractérise la résistance à la flexion dans deux cas : le cas où le plan de rupture est parallèle au lit de pose et le cas où le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose (Fig. 3.64).

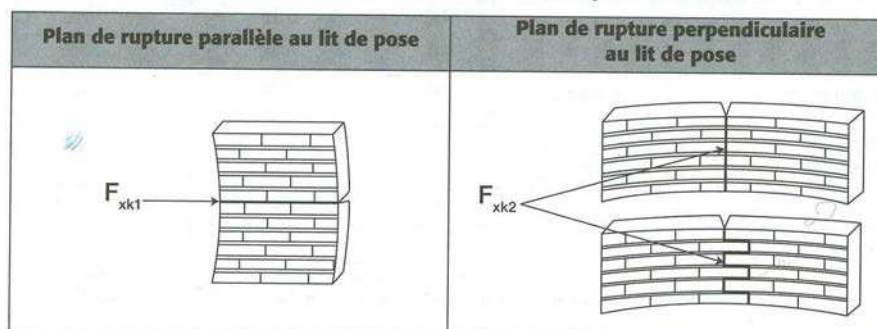


Fig. 3.64. Définition des résistances caractéristiques à la flexion.

Normalement, il faut déterminer ces valeurs à l’aide des tests de flexion 4 points sur la maçonnerie selon EN 1052-2 [BSI 1999]. Cependant, ces tests n’étant pas fournis dans le papier de Gazzola [GAZ 1986], nous proposons deux modèles numériques qui permettent de simuler ces essais de flexion 4 points décrits dans EN 1052-2, et donc d’obtenir les résultats.

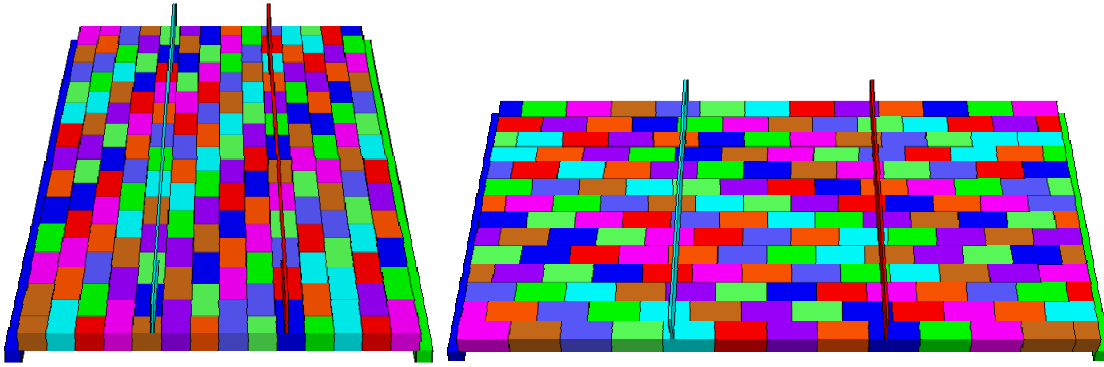


Fig. 3.65. Maillage 3DEC : a) plan de rupture parallèle au lit de pose ; b) plan de rupture perpendiculaire au lit de pose.

Les caractéristiques des joints et des blocs de ces modèles sont similaires à ceux décrits auparavant. Le mur est supporté sur deux lignes d'appuis simples (lignes bleue et verte) et soumis à des chargements pilotés en déplacement imposé sur les deux lignes intérieures conformément au schéma du maillage ci-dessus. Après avoir calculé les forces de rupture, on détermine la résistance de traction par flexion grâce à la formule ci-dessous :

$$f_{xk} \text{ (MPa)} = \frac{3.F.d}{b.h^2}$$

Où : F est la force maximale (N)

d est la distance entre un appui et un vérin le plus proche (mm).

b est la longueur de chargement (mm)

h est l'épaisseur du mur (mm).

Les courbes de résistance à la flexion /déplacement des deux cas de chargement sont illustrées figure suivante :

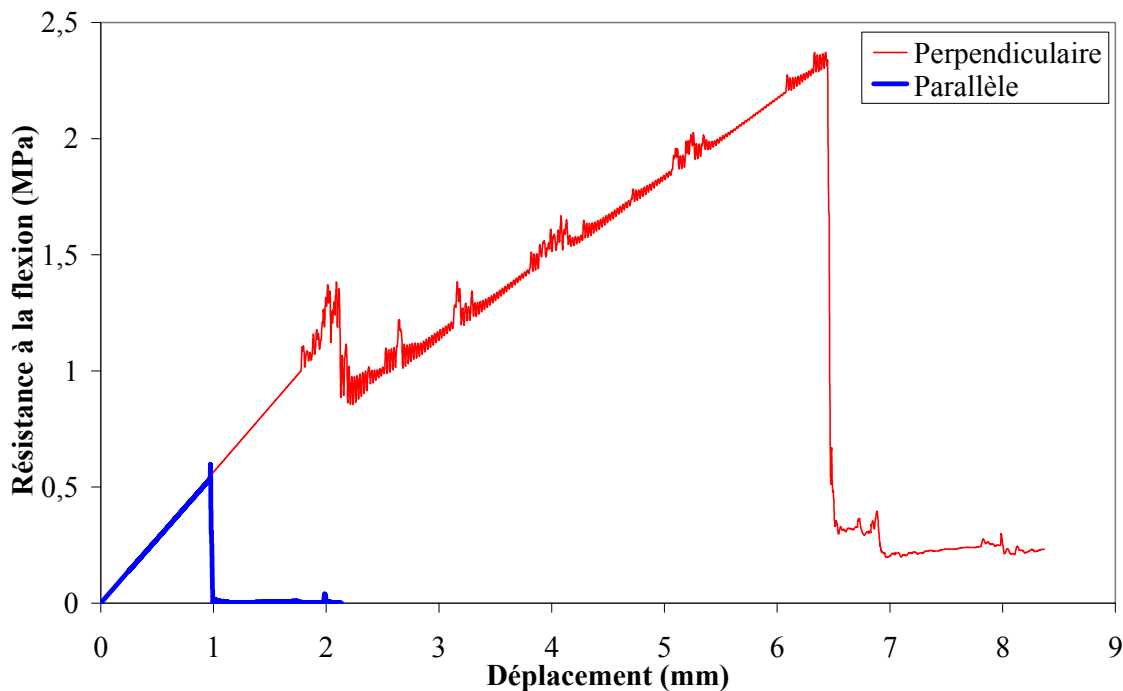


Fig. 3.66. Maillage 3DEC : a) plan de rupture parallèle au lit de pose ; b) plan de rupture perpendiculaire au lit de pose.

On obtient les résistances caractéristiques à la flexion de la maçonnerie f_{xk1} , f_{xk2} soient 0,597Mpa et 2,372 MPa.

a) Moment selon l'axe de flexion vertical :

$$M_{Ed2} = \alpha_2 \times W_k \times \gamma_Q \times l^2 = \alpha_2 \times W_{Ed} \times l^2, \text{ par unité de hauteur du mur.}$$

- Détermination du coefficient μ :

$$\mu = \frac{f_{xk1}}{f_{xk2}} = \frac{0,597}{2,372} = 0,25$$

- Détermination des coefficients α_1 et α_2 pour un mur avec 4 appuis simples (mur WII).

Pour $\mu = 0,25$ et $h/l=2,8m/5m=0,56$: $\alpha_2=0,04608$ (tableau 7 de [BSI 2005])

-Détermination du coefficient partiel relatif aux chargements γ_Q pour les actions variables :

$$\gamma_Q = 1,5$$

Alors, le moment selon l'axe de flexion vertical vaut :

$$M_{Ed2} = \alpha_2 \times W_k \times \gamma_Q \times l^2 = 0,04608 \times W_k \times 1,5 \times 2,8^2$$

b) Moment résistant de calcul pour un mur en maçonnerie non arm e M_{Rd2} , par unité de hauteur du mur, est donn e par l'équation :

$$M_{Rd2} = \frac{f_{xk2}Z}{\gamma_M}$$

-Détermination du coefficient de sécurité γ_M pour la mise en œuvre des maçonneries:

$$\gamma_M = 2,5$$

-Détermination du module d'inertie Z de la section d'une unité de hauteur de mur (t = paisseur de mur):

$$Z = \frac{t^2}{6} = \frac{0,15^2}{6} = 0,00375(m^2)$$

c) Pression

On considère : $M_{Ed2}=M_{Rd2}$ ou bien $\alpha_2 \times W_k \times \gamma_Q \times l^2 = \frac{f_{xk2}Z}{\gamma_M}$

La valeur de pression est calcul e par :

$$\begin{aligned} W_k &= \frac{f_{xk2}Z}{\gamma_M} \times \frac{1}{\alpha_2 \times \gamma_Q \times l^2} = \\ &= \frac{2,372 \times 10^6 \times 0,00375}{2,5} \times \frac{1}{0,04608 \times 1,5 \times 2,8^2} = \\ &= 6566(N / m^2) = 6,566kPa \end{aligned}$$

On obtient : $W_k = 6,566kPa$ pour le mur WII.

Pour le mur WF, on recalcul e les coefficients α_1 et α_2 pour un mur avec 3 appuis simples.

Pour $\mu = 0,25$ et $h/l=2,8m/5m=0,56$: $\alpha_2=0,08324$ (tableau 13 de [BSI 2005])

Alors, la valeur de pression vaut :

$$\begin{aligned} W_k &= \frac{f_{xk2}Z}{\gamma_M} \times \frac{1}{\alpha_2 \times \gamma_Q \times l^2} = \\ &= \frac{2,372 \times 10^6 \times 0,00375}{2,5} \times \frac{1}{0,08324 \times 1,5 \times 2,8^2} = \\ &= 3634(N / m^2) = 3,634kPa \end{aligned}$$

On obtient : $W_k = 3,634kPa$ pour le mur WF.

Mur	Pression (Pa)				
	Expérimentation	MED	Ecarte (%)	Eurocode 6	Ecarte (%)
WII	6820	7350	7,8	6566	3,7
WF	3900	3500	10,3	3634	3,8

2.2.3. Influence des conditions aux limites

Afin d'évaluer de façon robuste la capacité de la MED, les validations d'un vaste nombre de cas sont nécessaires. Cependant, à cause du coût généralement prohibitif des tests à grande échelle, les essais expérimentaux publiés dans la littérature sont très limités. Une analyse basée sur les données matériaux des tests précédents, est menée pour enrichir la base de données et plus particulièrement quantifier l'effet du ratio géométrique des panneaux. Divers élancements ou rapport d'aspect L/H (longueur/hauteur) sont étudiés, plus précisément $0,43 < L/H < 4,29$. Les deux types de conditions aux limites abordés sont : soit les quatre bords supportés, soit trois bords supportés.

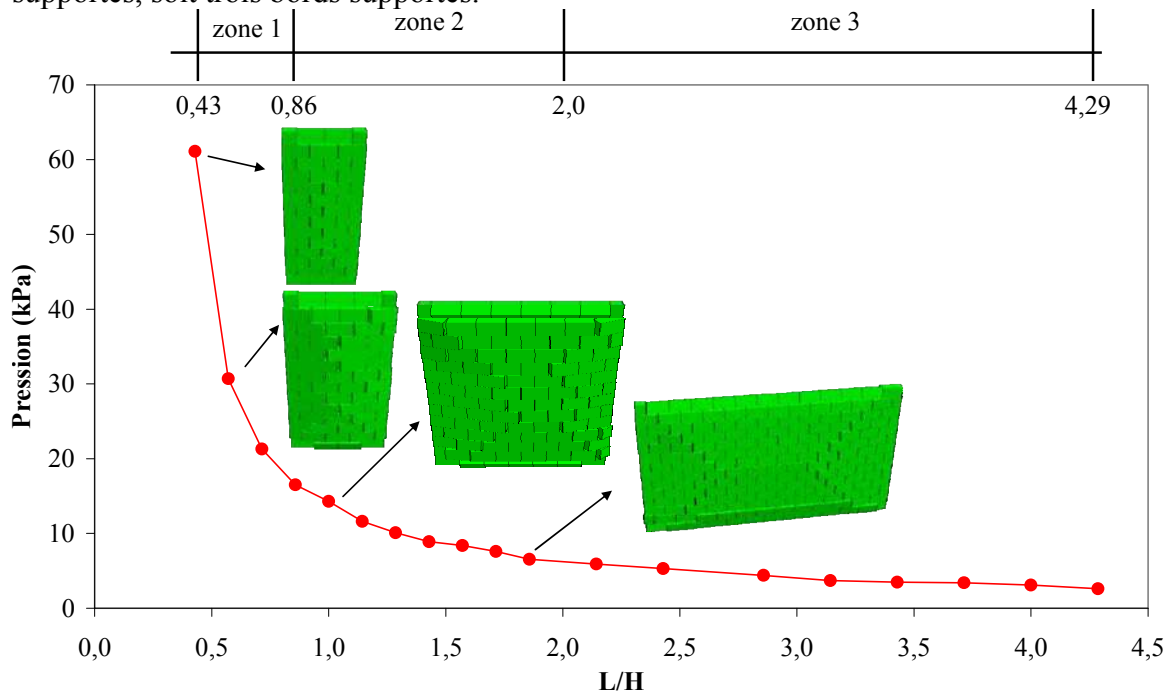


Fig. 3.67. Comportement des murs en appui sur les 4 cotés.

Les résultats sont résumés à la Fig. 3.67, ils traduisent l'évolution de la capacité portante en fonction du paramètre adimensionnel L/H, dans le cas où les quatre bords sont appuyés. On peut délimiter trois zones, caractérisant trois types de comportement associés à différentes classes d'élancement. Le cas $L/H \leq 0,86$ (zone 1), pour lequel la pression de rupture est la plus importante, se caractérise par une rupture associée à une fissure verticale, au milieu du mur, accompagnée de fissures diagonales aux quatre coins du mur. Le cas $1 < L/H < 2$ (zone 2), la rupture est caractérisée par une fissure horizontale au milieu du mur, accompagnée de fissures diagonales aux quatre coins du mur. Enfin, le cas $L/H > 2$, pour lequel on peut considérer que le mur travaille dans une direction unique avec un mode de rupture comme le cas précédent (zone 2), mais la pression associée à la rupture est nettement diminuée. On constate l'atteinte d'un plateau de pression, pour les grandes valeurs de L/H. Ces tendances, et l'allure de la courbe sont similaires aux résultats obtenus par la méthode des éléments finis dans Essawy [ESS 2004]. Ces résultats sont en adéquation avec la théorie des lignes de rupture de Johanson [JOH 1972].

Les résultats de la pression ultime en fonction de L/H, pour les murs en appui sur trois de leur extrémités, sont présentés Fig. 3.68, le comportement est similaire à celui observé dans le cas d'un appui sur les 4 bords, cependant les modes de rupture diffèrent.

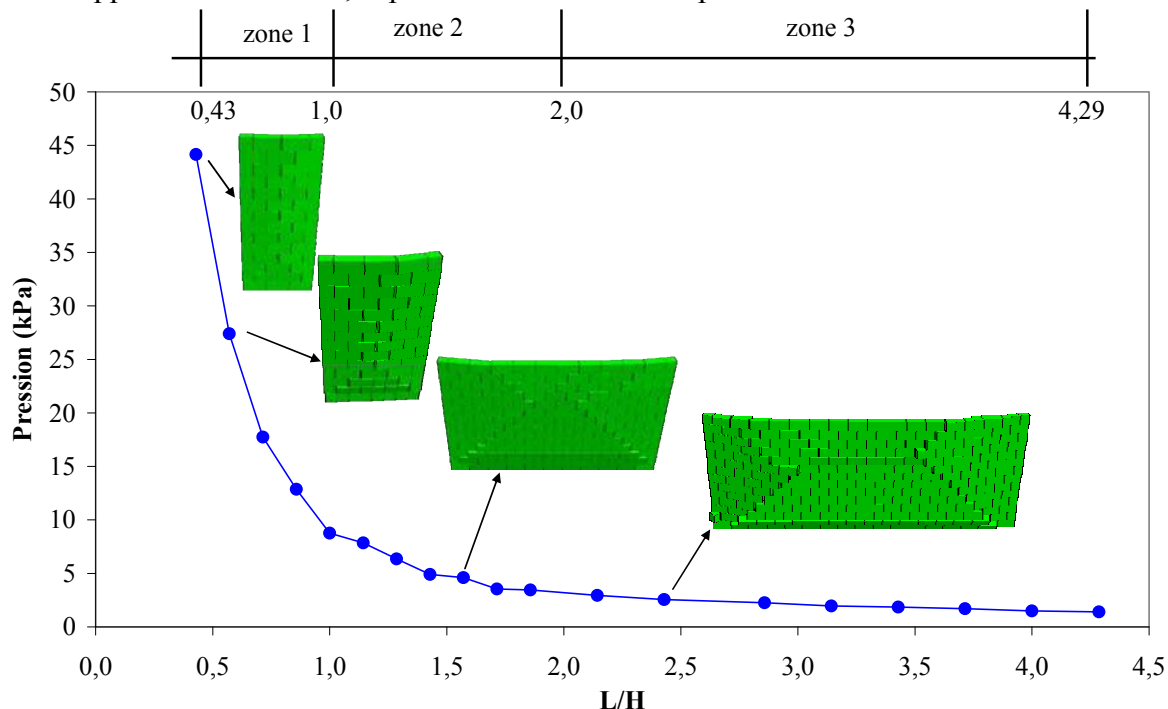


Fig. 3.68. Comportement des murs en appui sur 3 bords.

On remarque que le changement de condition aux limites induit une diminution de 10% à 50% de la pression ultime. La figure ci-après permet une comparaison des deux conditions aux limites pour différents ratios L/H. Si on considère deux zones délimitées par la droite L/H=2, et qu'on élimine le point correspondant à L/H=0,5, on peut conclure à un comportement bilinéaire.

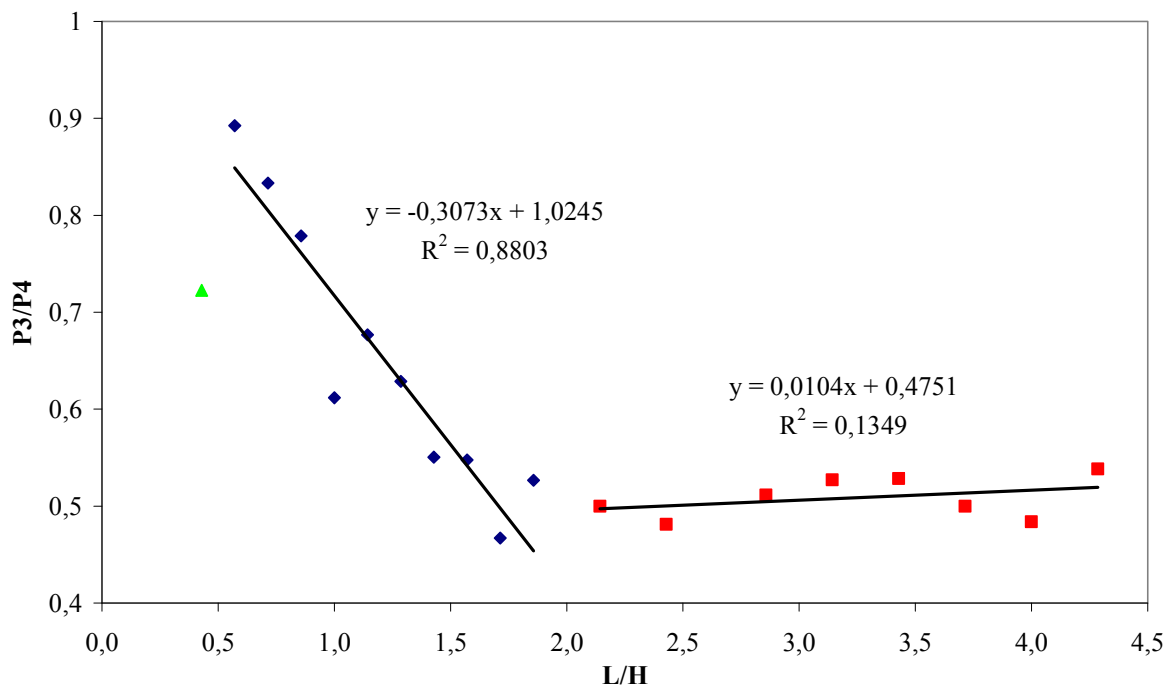


Fig. 3.69. Effet de la condition aux limites : murs supportés sur 4 et sur 3 bords.

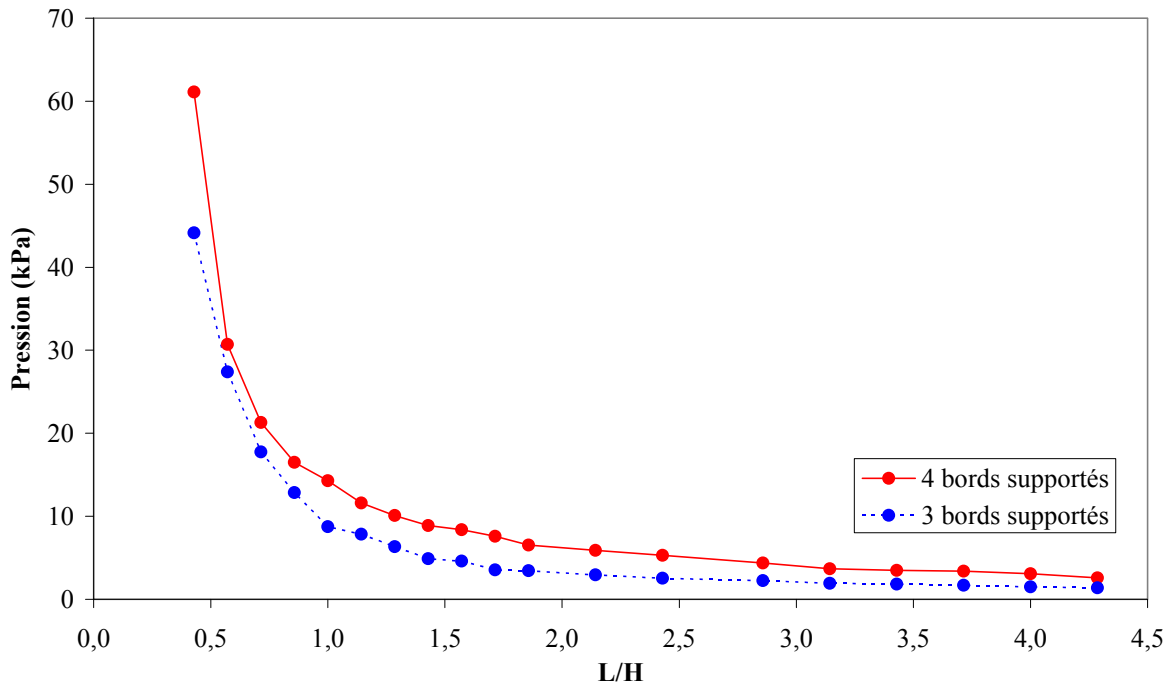


Fig. 3.70. Comportement des murs en appui sur 4 et 3 bords.

2.2.4. Validation du modèle – Cas avec ouverture

Le dernier exemple validé est le cas d'un mur maçonné avec l'influence de la singularité représenté par une fenêtre dans la zone centrale du mur. Notons qu'une étude numérique à l'aide des éléments discrets a été menée sur des murs comportant des ouvertures par F. Nicot [NIC 2010]. Cette étude permet d'évaluer la capacité portante sous pression latérale en fonction de la taille de l'ouverture. Une étude expérimentale a été menée par Chong et al. [CHO 1992]. Nous retenons l'un de ses essais, le profil SB02 est choisi pour la modélisation. Le mur $5600 \times 2475 \times 102,5$ mm (longueur \times hauteur \times épaisseur) est constitué de briques de dimensions $215 \times 65 \times 102,5$ mm avec une épaisseur de mortier de 10mm. Cependant, la taille utilisée des briques dans le modèle est de $225 \times 75 \times 102,5$ mm. Une ouverture, de taille 2260×1125 mm, est positionnée comme décrit à la figure ci-dessous. Le mur est supporté sur ces deux bords verticaux, libre sur le bord supérieur, et encastré sur le bord inférieur. Une pression orthogonale à sa surface est appliquée via des coussins d'air. Le déplacement est mesuré au milieu du bord libre.

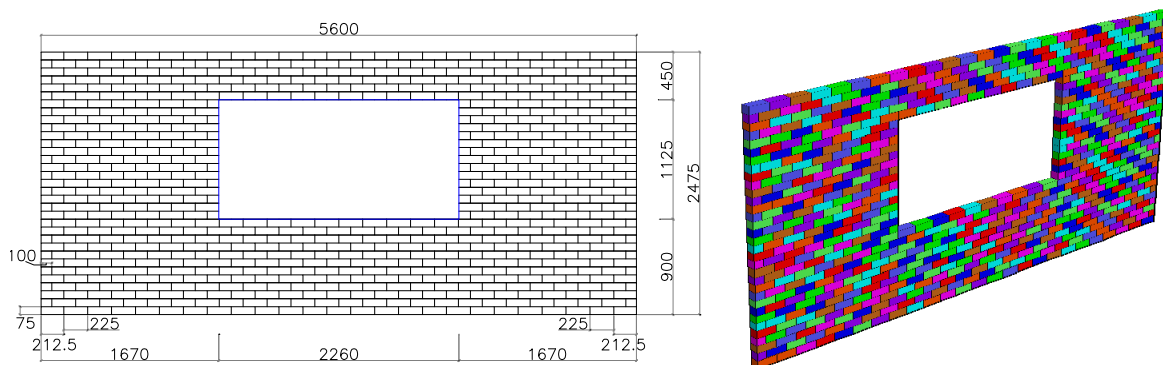


Fig. 3.71. Comportement prévoit des murs supportés sur 4 bords et sur 3 bords.

Les caractéristiques mécaniques à la rupture adoptées pour les joints de mortier et les briques sont données par Chong et al [CHO 1995] et présentées dans le tableau ci-dessous :

Bloc		Interface			
Module Young	Coefficient de Poisson	Résistance en traction	Cohésion	Angle de frottement	Angle de dilation
E (N/mm ²)	ν	T (N/mm ²)	C (N/mm ²)	φ (°)	ψ (°)
14000	0,2	0,32	0,32	36	0

La Fig. 3.72 illustre la comparaison des courbes charge-flèche obtenues expérimentalement, par la méthode des éléments finis par Lourenço [LOU 2000] (modèle continu de type élasto-plastique orthotrope) et par la méthode des éléments discrets. MEF et MED sont très proches pour ce qui est de l'estimation de la charge ultime, estimation qui reste cependant conservatrice au vue de l'essai.

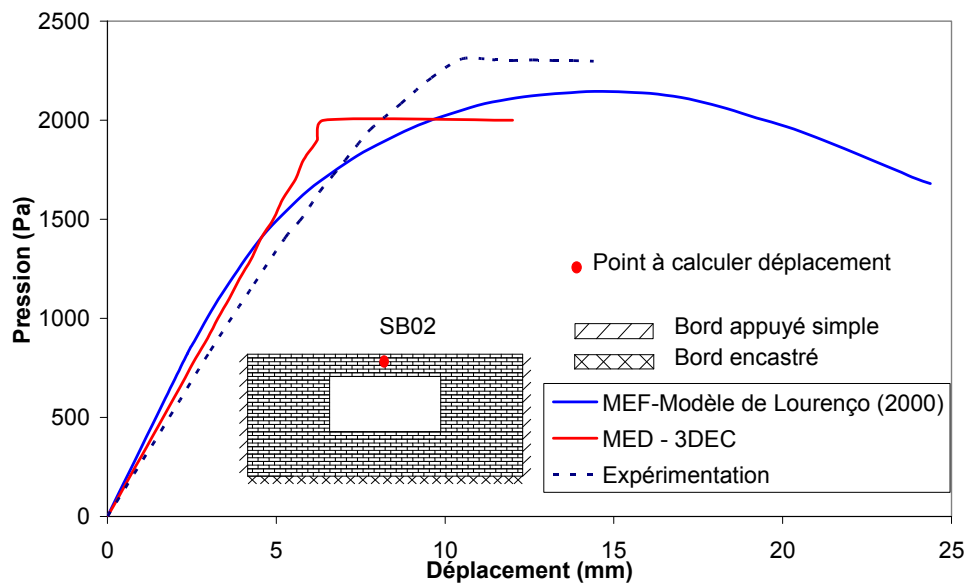
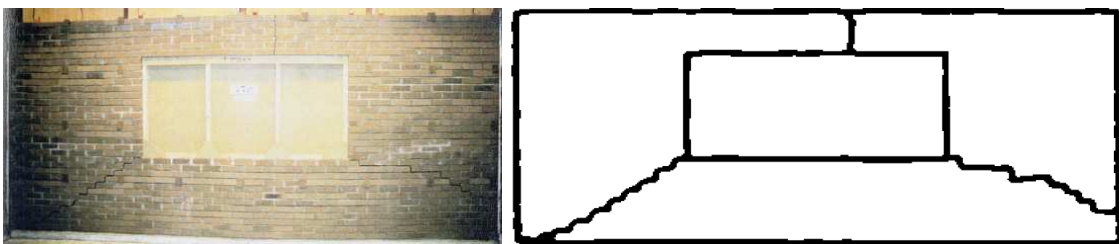


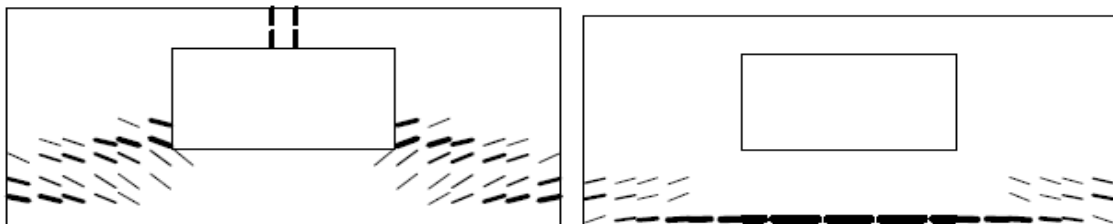
Fig. 3.72. Courbes de pression-déplacement : comparaison essai/calcul.

Nous représentons à la Fig. 3.73, les mécanismes de rupture obtenus numériquement par la MED. Les modes de ruptures sont similaires à ceux donnés par la théorie des lignes de rupture.

a)



b)



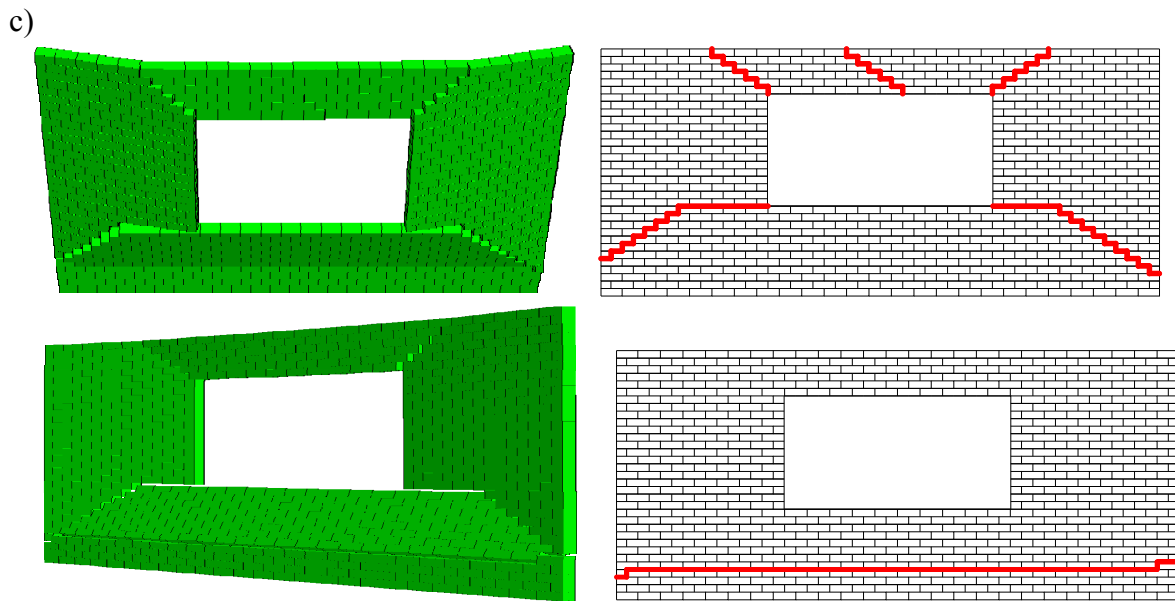
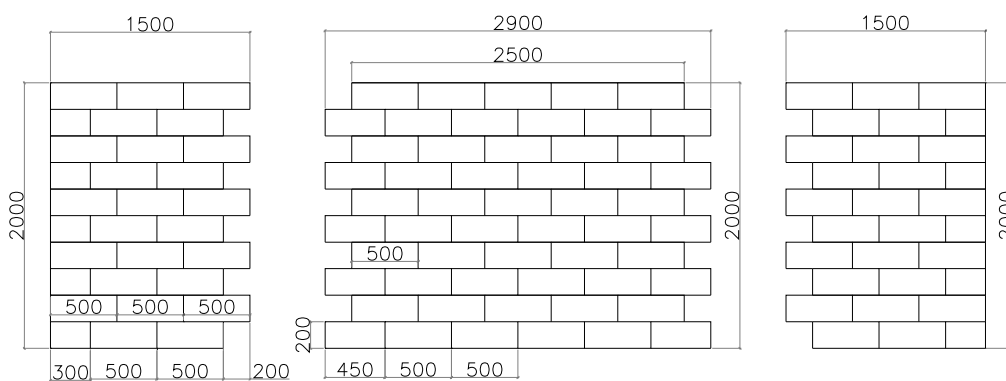


Fig. 3.73. Modes de rupture du spécimen SB02: a) Expérimentation; b) Modèle de Lourenço face amont & face arrière; c) MED 3DEC face amont & face arrière.

2.3. Flexion dans deux directions avec murs de refend

Finalement, après ces diverses validations, nous avons simulé le cas de nos essais menés sur mur maçonné à l'aide de blocs béton et de joints mortier assurant l'adhésion inter blocs. Un mur principal est créé en assemblant des blocs de taille $0,5 \times 0,2 \times 0,2$ m conformément à la configuration de l'essai. 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.



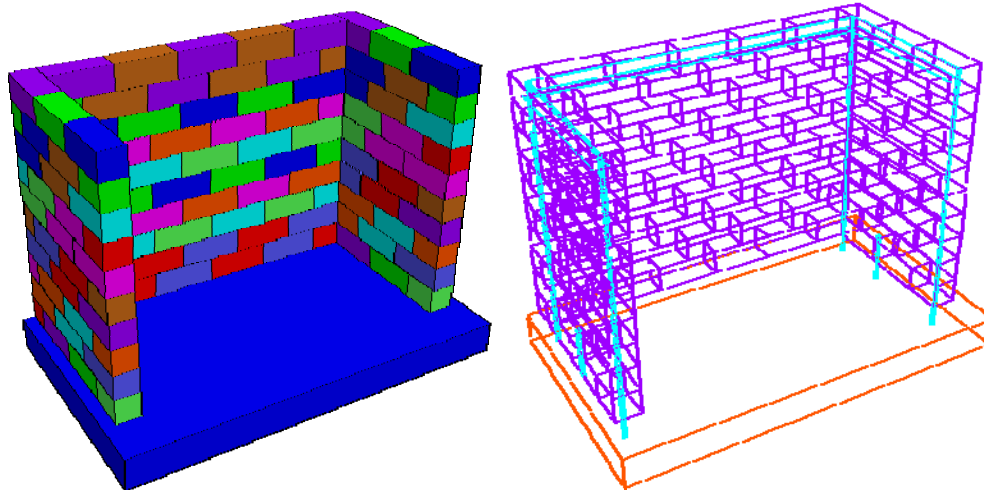


Fig. 3.74. Maillage du modèle.

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.

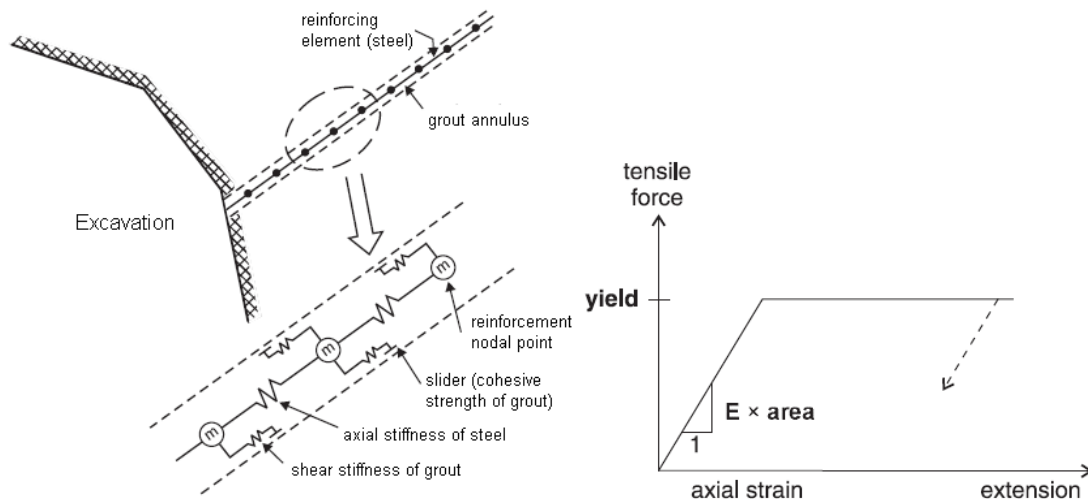


Fig. 3.75. Comportement de l'élément 1D.

La courbe obtenue via la simulation numérique et la courbe obtenue expérimentalement sont relativement proches (Fig. 3.76). 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 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.

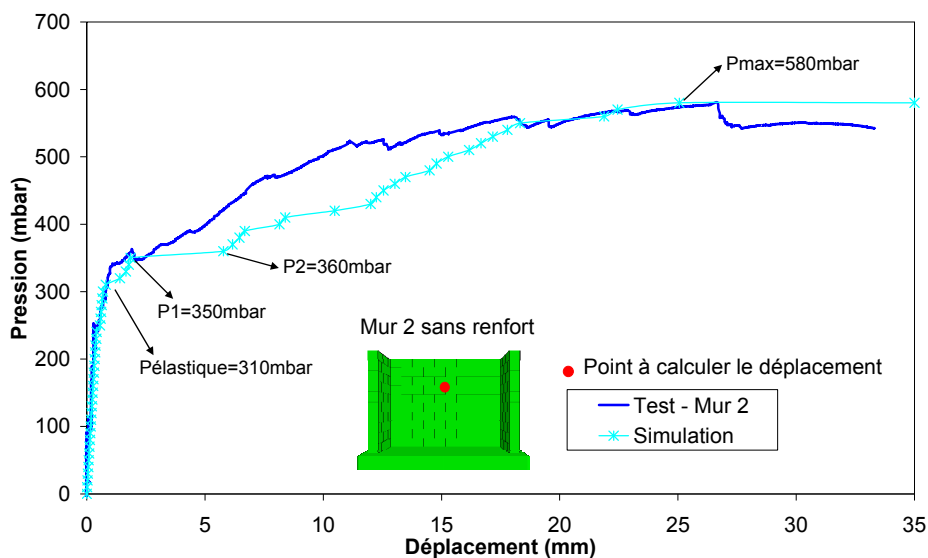


Fig. 3.76. Courbes pression-déplacement : comparaison essai/calcul.

Au début de la rupture ($P_1=350\text{mbar}$), le faciès de fissuration est similaire à celui observé pour l'essai (Fig. 3.77ab). Les faciès de ruptures du mur de refend sont présentés à la Fig. 3.77cd.

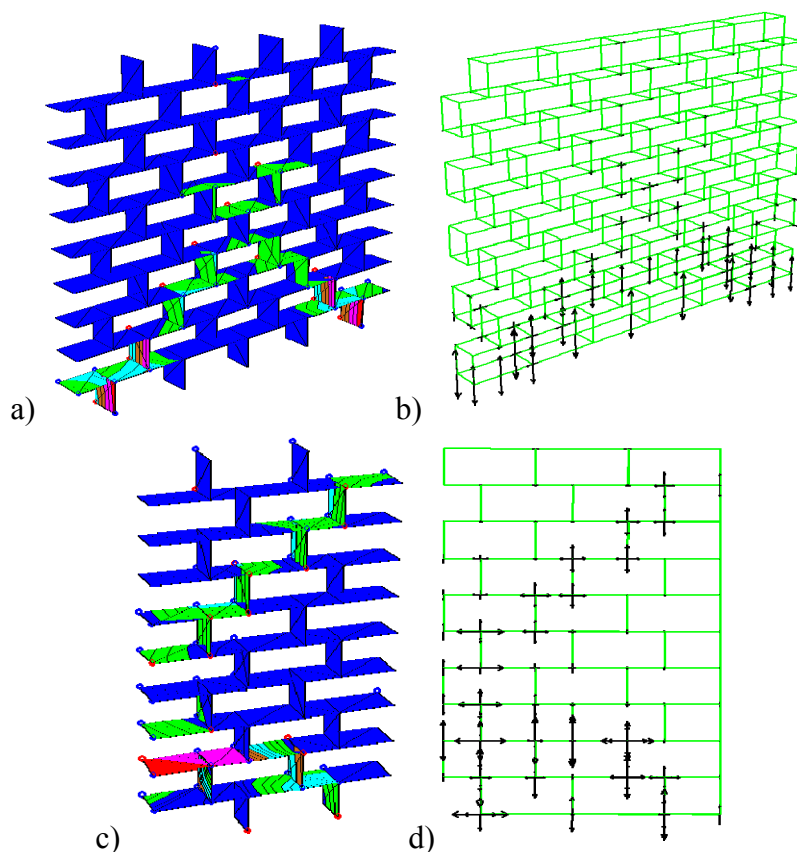


Fig. 3.77. Faciès de fissuration à $P=350\text{mbar}$, mur principal et mur de refend ((a) et c)) ; Isovaleurs des déplacements tangentiels : Vecteurs normaux aux joints (b)d).

La corrélation entre les résultats de l'essai et le calcul reste globalement très bonne, l'initiation des dommages est bien capturée, les chutes progressives de rigidité retrouvées bien que plus importantes pour le calcul que pour l'essai, la charge ultime est convenablement estimée.

3. Discussion

Les exemples ici traités nous montrent les performances de la MED à modéliser le comportement dans le plan et hors plan de la maçonnerie avec joint de mortier, à la fois l'aspect quantitatif et aussi qualitatif. Pour la phase élastique, la calibration des paramètres qui caractérise la rigidité du mur en maçonnerie, comme k_n et k_s , ne pose pas de problème particulier dans le cas d'un chargement plan, ces caractéristiques sont calculés à partir des caractéristiques des matériaux constitutifs (blocs et mortiers). Pour les chargements hors plan, ces relations ne sont plus valides. Afin de déterminer les deux coefficients caractéristiques du contact, un recalage de ces paramètres élastiques est nécessaire et consiste à reproduire la rigidité globale de la structure obtenue expérimentalement. Nous avons trouvé, que pour le cas d'un chargement hors plan, le rapport k_n/k_s égale 1 donne souvent une meilleure approximation des résultats expérimentaux, par rapport à la relation $k_n=k_s/(2(1+\nu))$ validée pour la cas du chargement. Une méthode analytique qui permettrait de déterminer l'un des deux coefficients élastiques ainsi que leur ratio, dans le cas hors plan, est encore une question ouverte.

Pour le comportement non-linéaire, la prise en compte de tous les paramètres comme la cohésion, la résistance en traction et le coefficient de dilatation, conformément à l'approche via la loi de Mohr-Coulomb, permet à la MED de retrouver les comportements non-linéaires progressif jusqu'à la rupture, l'approche est déterministe pour ce qui est de la résistance ultime de la structure. L'hypothèse d'un comportement élastique des blocs est suffisante et permet d'obtenir de bons résultats. Les modes de ruptures obtenues numériquement pour les différents tests précédemment simulés nous permettent de confirmer que la MED reproduit bien les deux mécanismes importants observés, celui dans le plan et hors plan, excités respectivement par le cisaillement et la flexion.

Pour le cas de chargement hors plan, la MED peut reproduire l'influence importante des conditions aux limites. En comparant les courbes charge/flèche obtenues par la MED avec les autres résultats de la littérature basés sur l'approche continue, il nous semble que la MED est plus « fragile » quant à modéliser la phase d'adoucissement (seulement pour le cas hors plan). Par contre, du point de vue des modes de rupture, la MED permet de mieux les reproduire, depuis l'initiation, jusqu'à la phase des grands déplacements associés au collapse ou effondrement de la structure.

E. Conclusion

Ce chapitre portait sur l'évaluation de l'efficacité de la MED à reproduire le comportement non-linéaire des murs en maçonnerie soumis à des chargements dans le plan ou hors plan. Plusieurs études expérimentales, dont certaines menées dans le cadre de notre contribution, sont simulés en utilisant le code 3DEC. Le caractère hétérogène de la maçonnerie et la discontinuité au niveau des interfaces des blocs peuvent être ainsi bien décrits. Les simulations numériques montrent un bon accord avec les résultats expérimentaux. Leur caractère prédictif est confirmé, les simulations effectuées permettent en particulier de quantifier la capacité portante des structures et aussi de qualifier les modes de rupture associés. Les comportements non-linéaires observés expérimentalement et qui se traduisent à l'échelle des courbes charge-flèche par des pertes de rigidité, sont globalement correctement reproduits depuis l'initiation des dommages ou fissures, la propagation des fissures, jusqu'à la rupture finale. Les redistributions de contraintes inhérentes à l'apparition des fissures, sont correctement gérées, ce qui permet de capturer la propagation des fissures et les divers sites de dommages ainsi que le mécanisme de rupture finale. En conclusion, la MED est pertinente pour la simulation des structures en maçonnerie, elle permet de gérer les discontinuités d'une manière élégante et robuste, et donc in fine de simuler les phénomènes de rupture.

Chapitre 4

Maçonnerie sous sollicitations dynamiques : Résultats et Perspectives

Sommaire

A. Introduction	166
B. MED et analyse modale de structures maçonnées.....	166
1. Introduction	166
2. Validation de la MED pour l'analyse modale	167
2.1. Le cas d'une colonne de joint sec (sans mortier).....	167
2.1.1. Validation.....	167
2.1.2. Influence du comportement du contact quant à l'analyse modale	170
2.2. Le cas d'une colonne avec mortier	172
2.2.1. Introduction.....	172
2.2.2. Structure	172
2.2.3. Résultats	174
3. Analyse modale par MED pour la structure en voûte	177
3.1. Structure.....	177
3.2. Résultats pour l'état non-endommagé	179
3.3. Résultats dans le cas endommagé.....	181
3.3.1.1. Niveau d'endommagement C1	182
3.3.1.2. Niveau d'endommagement C2, C3, C4.....	183
4. Evaluation de l'endommagement d'un voile maçonnée par méthode non-destructive..	185
4.1. Introduction.....	185
4.2. Essais et mise en œuvre	185
4.2.1. Dispositif.....	185
4.2.2. Position des accéléromètres et des points d'impact	185
4.3. Résultats.....	186
5. Conclusion.....	189
C. Maçonnerie et sollicitations de type sismique.....	190
1. Introduction	190
2. Méthodologie.....	190
2.1. Approche statique	190
2.2. Approche dynamique	191
3. Structure et banc d'essai	192
3.1. Structure.....	192
3.2. Banc d'essai : tests quasi-statiques	193
3.3. Banc d'essai : tests dynamiques.....	194
4. Matériaux.....	195
4.1. Caractéristiques des blocs de sucre.....	195
4.2. Caractéristiques de l'interface.....	195
4.2.1. Détermination de l'angle de frottement entre les morceaux de sucre	195
4.2.2. Angle de frottement entre bloc de sucre et la table inclinable	196
4.2.3. Angle de frottement entre les blocs et la toiture.....	196

5. Résultats.....	197
5.1. Essais statiques.....	197
5.1.1. Essais d'un mur simple	197
5.1.2. Essai d'un mur principale avec deux murs de refend.....	198
5.1.3. Maison carrée sans toiture.....	201
5.1.3.1. Structure.....	201
5.1.3.2. Résultats des essais	202
5.1.4. Maison complète avec toiture	204
5.2. Essais dynamiques de type harmonique	206
6. Résultats des simulations numériques	207
6.1. Essais statiques.....	207
6.2. Essais dynamiques	209
6.2.1. Exemple simple – Mouvement d'un bloc rigide	209
6.2.2. Mouvement harmonique	211
6.2.3. Discussion	213
6.2.4. Excitation sismique	213
D. Maçonnerie soumise à sollicitation de type impact	221
1. Structure et banc d'essai	221
2. Matériaux constitutifs et interfaces.....	225
2.1. Le mortier.....	225
2.2. La brique	225
2.2.1. Brique en compression	225
2.2.1.1. Tests qualitatifs.....	225
2.2.1.2. Module d'élasticité	226
2.2.2. Brique en traction par flexion.....	227
2.3. Comportement des joints secs.....	228
2.3.1. Banc d'essai.....	228
2.3.2. Résultats	229
3. Résultats.....	231
3.1. Le cas sans mortier.....	231
3.1.1. Test quasi-statique.....	232
3.1.2. Analyse modale	235
3.1.3. Test dynamique	237
3.2. Le cas avec mortier	240
E. Conclusions.....	244

A. Introduction

Dans ce chapitre nous nous intéressons au comportement de structures maçonnées dans le cas de sollicitations dynamiques, aussi bien aux sollicitations en dynamique rapide, tel que le choc ou l'impact, que les sollicitations en dynamique plus lente tels que les séismes. L'idée est de développer des essais simples qui nous permettent de mettre en exergue la physique qui caractérise le comportement aux différentes échelles caractéristiques, avec éventuellement les différents types d'endommagements (micro-fissures, écaillage, macro-fissures, lignes de rupture, déchaussement de briques, jusqu'à l'effondrement...), ainsi que les modes de déformation qui n'induisent pas forcément de dommages telles que les modes de vibrations, si pour autant l'on peut, pour les structures maçonnées, en particulier celles à joints secs, parler de modes vibratoires au sens de la mécanique des milieux continus. Il s'agit dans ce chapitre de mettre au point des essais qui vont nous permettre d'alimenter la modélisation numérique de type MED, et donc d'en évaluer les pertinences et les limites, et ainsi d'ouvrir des perspectives de recherches. L'objet n'est donc pas d'approfondir une question particulière mais de sonder plusieurs voies qui pourront être investiguées par la suite de façon plus poussée, notre apport permettant cependant de poser les prémises de réponses plus ou moins avancées à des questions aujourd'hui encore posées.

Trois aspects seront abordés dans ce chapitre. Le premier concerne l'application de la MED quant à l'analyse modale de structures maçonnées. Cette étape importante nous semble un préalable à l'utilisation de la MED pour l'étude du comportement dynamique, que ce soit le cas de l'analyse sismique ou le cas de l'impact, cas que nous abordons ensuite.

B. MED et analyse modale de structures maçonnées

1. Introduction

Pour les structures en maçonnerie, compte tenu de la taille de l'hétérogénéité liée à la « cellule » constitutive, ou présence de blocs et d'interfaces entre les blocs (liant mortier), la méthode des éléments discrets (MED) est un outil qui semble bien adapté, notamment pour la reproduction du comportement non-linéaire complexe post-élastique. L'objectif de la présente étude est d'appréhender, toujours à l'aide de la MED, le comportement dynamique des structures en maçonnerie, avec plus particulièrement le cas de sollicitation de type impact ou sismique. Dans ces cas, le dimensionnement des structures peut être abordé via la MEF, en ayant recours à la méthode spectrale qui a l'avantage de rester dans le domaine élastique, ou l'analyse dynamique temporelle en intégrant toutes les non linéarités comme proposé dans l'Eurocode8 [EUR 98].

Pourtant, contrairement aux logiciels utilisant la méthode des éléments finis (MEF), la MED ne permet pas d'obtenir directement les fréquences propres et les déformées modales de la structure via un calcul classique de vibration. Il s'agit pourtant de caractéristiques dynamiques qui sont indispensables pour les études parasismiques ou dans le cas de choc. Le premier objectif de la présente étude est de proposer une méthode pour identifier indirectement les caractéristiques dynamiques des structures en maçonnerie à l'aide de la MED. L'étude aborde, tout d'abord, le cas d'une structure simple, le cas d'une colonne de briques avec un contact frottant sans mortier. L'influence d'une précontrainte ou effort normal nous permet de calibrer les caractéristiques dynamiques des joints qui sont nécessaires pour aboutir à une analyse modale réaliste et représentative. In fine, on étudie le comportement vibratoire d'une

structure voûte en maçonnerie à joint mortier. Se basant sur l'analyse vibratoire, une évaluation de l'endommagement de la structure est proposée.

2. Validation de la MED pour l'analyse modale

2.1. Le cas d'une colonne de joint sec (sans mortier)

2.1.1. Validation

Dans le but de vérifier les possibilités de la MED quant à l'analyse modale (modes et fréquences propres), on étudie une colonne constituée de briques avec joints secs, encastrée à sa base. Un calcul à l'aide de la MEF, basé sur la méthode de l'homogénéisation est réalisé, afin de disposer des caractéristiques vibratoires dans le cas d'une structure monolithe. Le comportement de la colonne est donc dans ce cas comparable à une poutre console. Soulignons, qu'une colonne constituée de briques empilées, sans présence de mortier, « ne vibre pas » au sens de vibration associée à des longueurs d'onde de l'ordre des grandeurs géométriques caractéristiques. Le manque de cohésion entre les éléments constitutifs explique le manque de rigidité de flexion ou de torsion qui sont les éléments essentiels quant à la détermination ou existence des modes de vibration (qui se compose essentiellement des modes de flexion et de torsion). L'idée est donc de passer de la colonne constituée de « particules » ou « briques » à faible interaction (pas de « transmission de rigidité », discontinuité totale) à un système monolithique, pour lequel les « particules constitutives » développent une interaction forte qui se traduit par une cohésion, qui permet la « mise en place » d'une rigidité de flexion ou de torsion à une échelle allant au-delà de l'élément constitutif (échelle géométrique de l'ordre de la largeur ou longueur de la section, et de l'ordre de grandeur de la longueur de la poutre ou un de ces sous-multiples). On passe ainsi d'un système caractérisé par le comportement local, à l'échelle de la dimension de la particule constitutive, et indépendamment des autres, à un système caractérisé par l'ensemble des « particules constitutives » en interaction. Pour mettre en exergue cette transition d'échelle, nous proposons de recourir à l'effet de la précontrainte, de faible intensité à une intensité importante. Lorsque la précontrainte est nulle ou faible, la colonne présente un comportement complexe très local et chaotique, du fait de l'absence de liaison. Ce comportement concerne essentiellement l'échelle de la brique et sollicite uniquement ses interfaces. Quand la précontrainte augmente, la colonne passe à un comportement faisant intervenir quelques briques constitutives. Quand la précontrainte devient conséquente, la colonne passe à un comportement de type poutre ou structure monolithe. L'intensité de la précontrainte permet donc d'introduire et de changer les échelles caractéristiques de la réponse vibratoire.

La structure, une colonne de 1,47m de hauteur, est composée de 30 briques de dimensions $220 \times 103 \times 49 \text{mm}^3$ (longueur \times largeur \times hauteur) (Fig. 4.22). La base de la colonne est supposée parfaitement encastrée. L'analyse modale est tout d'abord menée via la MEF à l'aide du code de calcul Abaqus. La MEF donne une résolution directe du problème aux valeurs propres traduisant la réponse vibratoire ($\det[K_0 - \omega^2 M] = 0$). Des éléments massifs de type C3D8R ont été utilisés. La structure se compose de 32340 éléments. Le comportement de la colonne est élastique, son module d'élasticité est de 9300MPa, sa masse volumique est de 2200kg/m³, et son coefficient de Poisson est de 0,2.

Pour la MED, la simulation numérique est menée à l'aide du code 3DEC. Pour les briques déformables, le comportement retenu est élastique avec un module d'élasticité de 9300MPa, une masse volumique de 2200kg/m³. Les joints ne sont pas modélisés directement comme des éléments, mais indirectement par une loi d'interface entre les blocs. Le comportement de l'interface retenu suit le modèle de Mohr-Coulomb, cependant, pour l'analyse modale on suppose que les joints restent dans le domaine élastique. Le comportement élastique est régi

par la rigidité normale (k_n) et la rigidité de cisaillement (k_s). En supposant que la théorie de l'élasticité est applicable, on a la relation $k_s = k_n / [2(1+\nu)]$ avec $\nu = 0,2$.

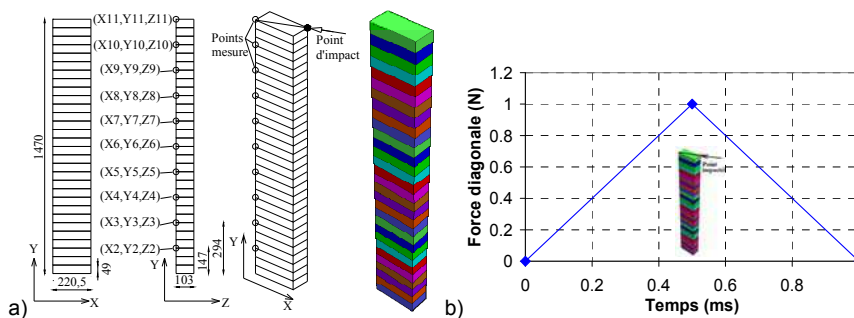


Fig. 4.22. (a) Point d'impact et de mesure, maillage MED ; (b) Force d'impact.

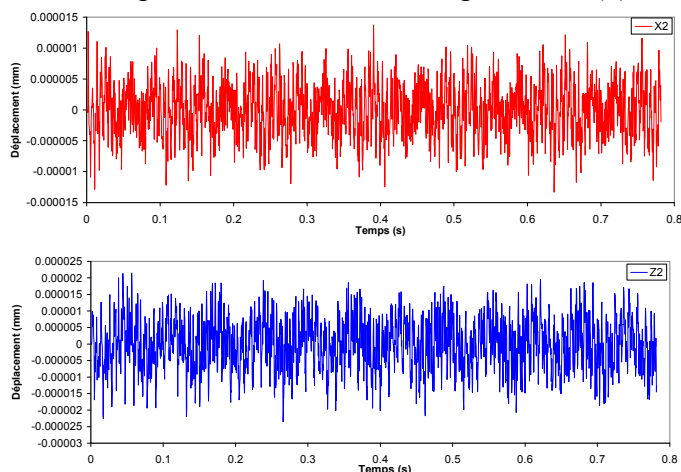
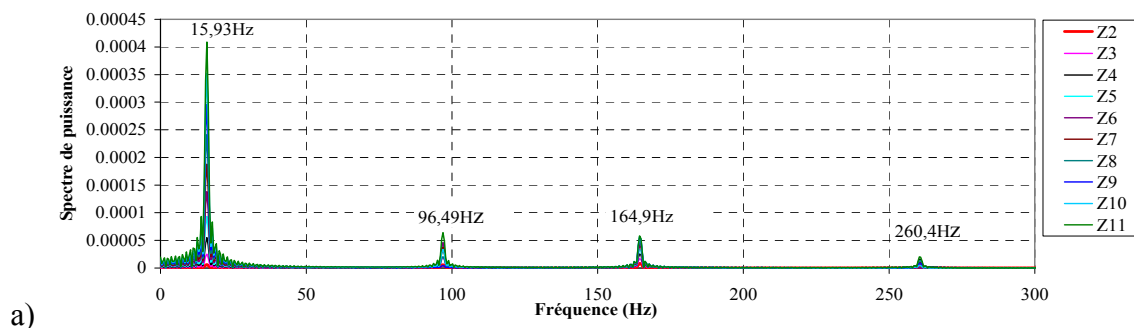


Fig. 4.23. Réponse temporelle du point P₂ à l'impact.

Pour les structures testées en laboratoire, l'excitation consiste à impacter à l'aide d'un marteau. Le même principe est retenu dans l'analyse modale par MED, on excite la structure par un impact de faible intensité et on observe la réponse dynamique qui est sensée contenir la réponse fréquentielle de la structure. La Fig. 4.22b montre l'historique du chargement. L'impact est appliqué en tête de la colonne, sur un point anguleux, selon la ligne diagonale de la section de la brique. Ce type d'excitation facilite le mouvement vibratoire dans les deux directions horizontales. Après l'impact on mesure la cinématique induite en dix points de la colonne, décrits à la Fig. 4.22a. La réponse temporelle $u(t)$ du point P₂ (X₂, Y₂, Z₂) est présentée dans la Fig. 4.24. Pour nos calculs, on considère que l'amortissement est nul.



a)

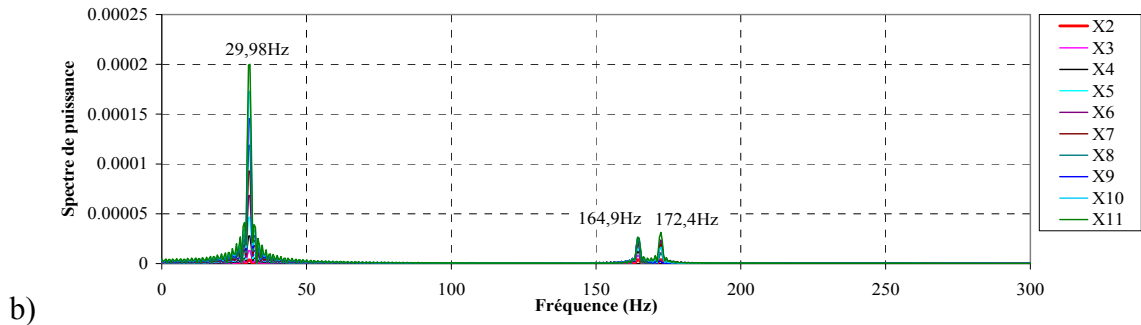


Fig. 4.24. Fréquences de la colonne obtenues par FFT.

Les fréquences propres sont identifiées en transformant les données du domaine temporel au domaine fréquentiel à l'aide de la FFT (Fast Fourier Transform). L'identification des déformées modales est réalisée à l'aide de la technique FDD (Frequency Domain Decomposition) présentée dans [AND 07]. Le principe de cette technique est résumé ci-après :

Un vecteur de déplacement v peut être développé comme la superposition de plusieurs modes (Φ_i) avec des amplitudes adaptées (q_i):

$$v(t) = \Phi_1 q_1(t) + \Phi_2 q_2(t) + \dots + \Phi_N q_N(t) = \Phi q(t)$$

Dans le domaine temporel, la covariance des réponses: $R_{vv}(\tau) = E\{v(t+\tau)v(t)^T\}$

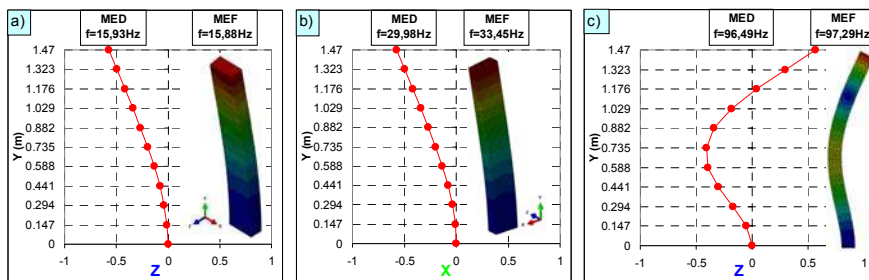
$$\Rightarrow R_{vv}(\tau) = E\{\Phi q(t+\tau)q(t)^H \Phi^H\} = \Phi C_{qq}(\tau) \Phi^H$$

H est la transposée Hermitienne.

Cette relation peut être passée au domaine fréquentiel en appliquant la transformée de Fourier : $S_{vv}(\omega) = \Phi S_{qq}(\tau) \Phi^H$

Cette équation est équivalente à une décomposition des valeurs singulières de la matrice des réponses $S_{vv}(\omega)$. Par conséquent, en décomposant la matrice des réponses $S_{vv}(\omega)$, le vecteur de la déformée modale Φ peut être déterminé.

Deux rigidités élastiques des joints sont interpolées afin d'obtenir la fréquence propre du premier mode qui s'approche de celle obtenue par la MEF. On a trouvé $k_n=62\text{GPa/m}$, $k_s=25,83\text{GPa/m}$. Les fréquences propres obtenues grâce à la FFT des réponses temporelles de dix points mesurés (selon deux directions horizontales X et Z) sont décrit Fig. 4.24. Les pics trouvés dans les réponses fréquentielles correspondent aux fréquences propres de la structure. Chaque fréquence propre correspond à un mode propre. Les fréquences de 15,93Hz, 96,49Hz et 260,4Hz peuvent être identifiées dans la direction Z (Fig. 4.24a) et correspondent donc aux modes de vibration dans la direction Z. Les fréquences de 29,98Hz et 172,4Hz sont identifiées dans la direction X (Fig. 4.24b) et correspondent aux modes de vibration dans cette direction. Le 4^{ème} mode, correspondant à une fréquence de 164,9 Hz, est trouvé dans les deux directions (X et Z), Il est probable qu'il s'agit d'un mode de torsion qui peut être capturé dans les deux directions de la structure.



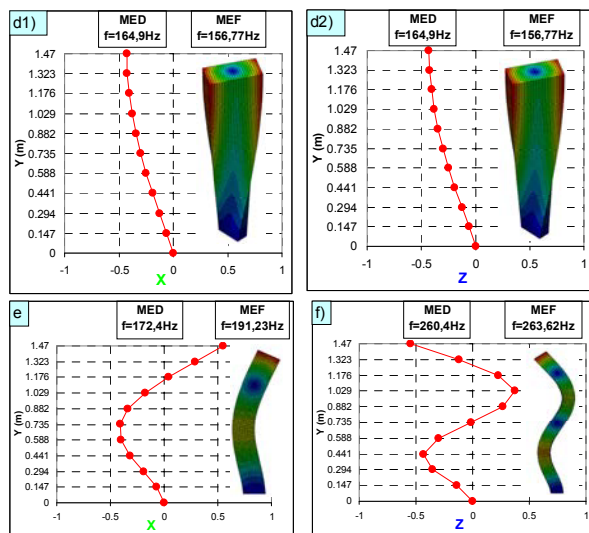


Fig. 4.25. Déformées modales obtenues par FDD (à partir des réponses temporelles de dix points de mesure dans MED) et par MEF.

La Fig. 4.25 présente les déformées modales de six modes (de $f_{1,MED}=15,93\text{Hz}$ à $f_{6,MED}=260,4\text{Hz}$) obtenues par FDD (de MED) et par MEF. Les déformées modales similaires obtenues par deux méthodes nous confirment la pertinence des fréquences propres obtenues par la MED. Pour obtenir une forme plus précise des déformées comme c'est le cas pour la MEF, il faudrait un nombre de points de mesures plus important. Globalement, les déformées obtenues (flexion et torsion) sont bien connues dans la dynamique des structures. En particulier, le mode de torsion qui correspond à la fréquence propre de 164,9Hz est bien corroboré (Fig. 4.25d2).

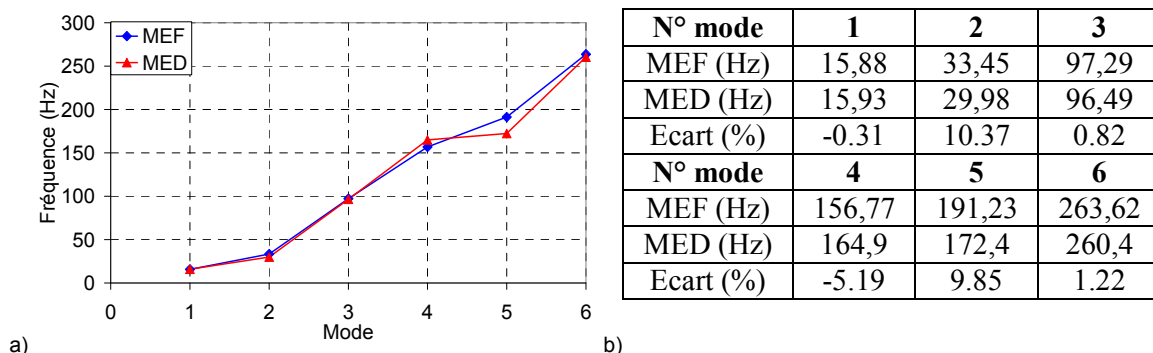


Fig. 4.26. Comparaison des fréquences propres obtenues par MED et MEF.

La comparaison des fréquences propres obtenues pour les 6 premiers modes par les deux méthodes de calcul (MEF et MED) est reportée Fig. 4.26. Les résultats sont très proches ce qui confirme la pertinence de la MED quant à l'analyse modale sur deux aspects à la fois les fréquences propres et les déformées modales associées. Cette première validation nous amène ensuite à étudier l'influence des paramètres de calcul sur le comportement vibratoire de la structure.

2.1.2. Influence du comportement du contact quant à l'analyse modale

Les deux paramètres caractérisant les rigidités élastiques, k_n et k_s sont étudiés. On varie k_n d'une valeur assez faible (10GPa/m) à une valeur assez forte (1000GPa/m). Le rapport $k_n/k_s=2,4$ est gardé constant. La Fig. 4.27 montre l'influence de k_n (ou k_s) sur les fréquences propres des six premiers modes (de 1 à 6). Le cinquième mode n'est cependant pas abordé dans cette analyse, car comme on peut le constater à la Fig. 4.26, contrairement aux autres modes, pour ce cas un écart persiste entre MEF et MED. Précisons que dans certain cas, lorsque k_n est assez faible, dans la réponse fréquentielle (déterminé par FFT et FDD), le pic

qui identifie ce 5^{ème} mode est très flou. Généralement, la courbe de fréquence en fonction de k_n (Fig. 4.27) comporte deux phases. La première phase (correspond aux fréquences des modes 1 et 2) avec une pente plus faible par rapport à la pente de la deuxième phase qui correspond aux fréquences des modes de 2 à 6. Il est observé que plus k_n augmente, plus les fréquences propres obtenues par MED s'approchent de celles obtenues par MEF, notamment les modes élevés (à partir du mode 3 dans notre cas). Cette approche a une tendance à converger rapidement à partir de $k_n=200\text{GPa/m}$.

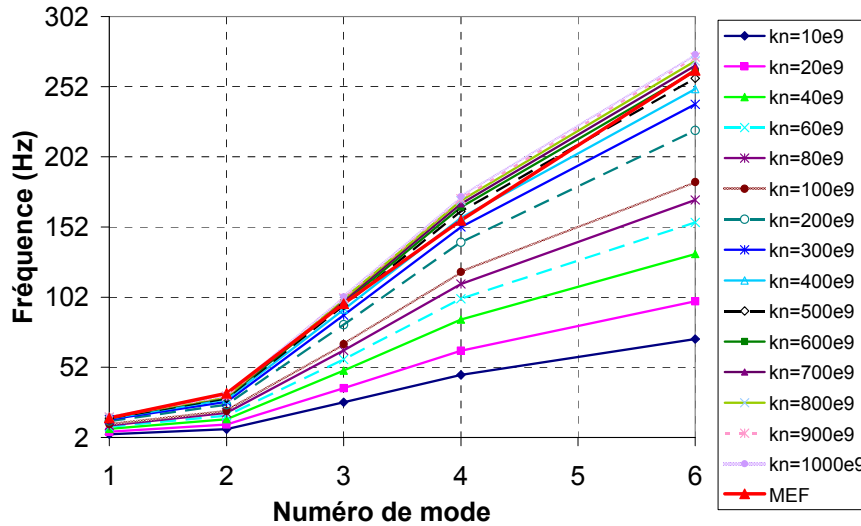


Fig. 4.27. Fréquence propres en fonction du mode et du choix de (k_n , k_s).

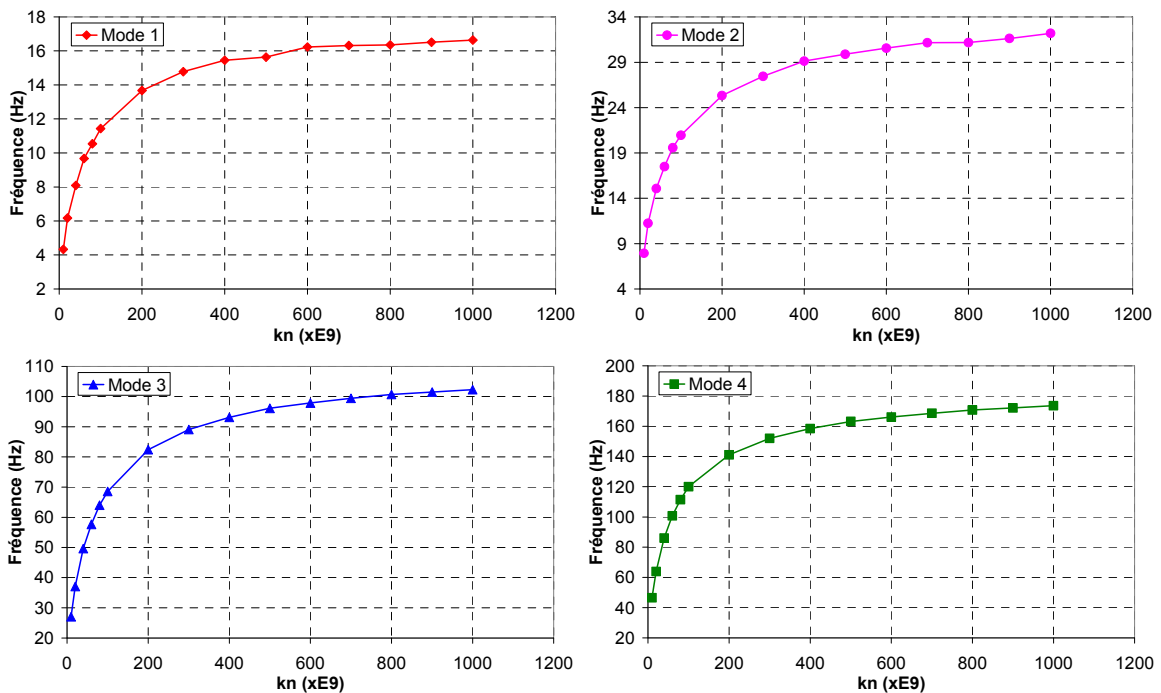


Fig. 4.28. Fréquence propres en fonction de k_n .

La Fig. 4.28 illustre indépendamment l'influence de k_n sur la fréquence propre pour chaque mode. On voit un comportement fortement non linéaire au départ, avec des fréquences très faibles associées à ces modes, ensuite une variation plutôt linéaire qui traduit la création d'une « rigidité de flexion (ou torsion) inter-briques », au final il y a une tendance à atteindre un plateau. Théoriquement, avec l'empilement de brique sans aucune « cohésion » (au niveau local, lié à l'interface entre 2 briques voisines, mais aussi global) nous ne pouvons capturer de modes vibratoires, notamment pour les modes élevés (au-dessus des premiers modes

globaux). Ces résultats nous montre l'importance d'identifier proprement les caractéristiques du contact afin d'évaluer correctement les réponses vibratoires ou modales de structures maçonnées dans le cas d'une modélisation discrète, notamment pour les structures constituées de briques ou blocs avec des liaisons faibles telles que les maçonneries de pierres sèches faiblement précontraintes.

2.2. Le cas d'une colonne avec mortier

2.2.1. Introduction

La validation de l'analyse vibratoire, menée dans la partie précédente, concernait une structure colonne de type joint sec. Cette validation a nécessité des calculs numériques par la méthode des éléments finis. Une validation expérimentale a été tentée, mais d'une part, il est très difficile d'introduire de façon non intrusive une précontrainte, d'autre part il est aussi compliqué de mesurer les vibrations pour de très faibles précontraintes. Afin d'exciter la vibration de la colonne, cette dernière est généralement sollicitée par une force d'impact assez faible. La liaison très faible entre les briques, crée un mouvement qui génère très rapidement une instabilité. Autrement dit, la structure n'est pas « assez rigide » pour exciter une vibration au sens de fréquence propre. Pour résoudre ce problème, la solution est de rigidifier la colonne grâce à un effet membrane ou pré-compression. Une pré-compression sans masse ajoutée serait la solution idéale, mais il est difficile d'obtenir de tels cas de charge dans la réalité. On a donc choisi de travailler sur une colonne de briques jointées avec du mortier, pour évaluer expérimentalement les résultats issus de l'analyse modale via la MED.

2.2.2. Structure

La structure est une colonne constituée de 17 briques de dimensions $22,05 \times 10,3 \times 4,9 \text{ cm}^3$ empilées verticalement (Fig. 4.29a). Le mortier entre les briques a une épaisseur moyenne de 1cm. La colonne est fixée à sa base. Le mortier permet de liasonner les « cellules constitutives » et donc de donner à la structure une rigidité qui permet d'exciter une vibration. Cette expérience nous permettra aussi d'étudier l'influence du temps ou encore l'influence du durcissement du mortier (ou caractéristiques mécaniques de liaison en lien avec l'approche MED) sur le comportement vibratoire de l'élément en maçonnerie.

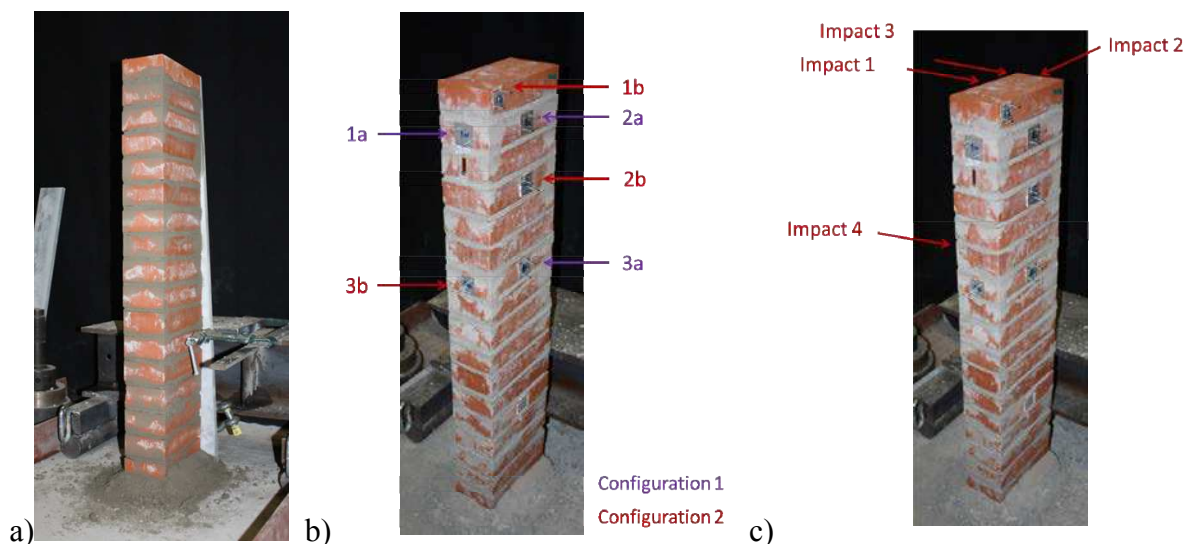


Fig. 4.29. La colonne des briques avec mortier.

L'analyse vibratoire a été menée sur deux configurations :

a) Configuration 1

Dans la configuration 1, nous avons utilisé 3 accéléromètres piezo-résistifs pour mesurer les accélérations en fonction du temps. Ces 3 accéléromètres étaient disposés comme décrit ci-dessous :

- Accéléromètre 1a : au milieu du petit côté de la deuxième brique
- Accéléromètre 2a : au milieu du grand côté de la deuxième brique
- Accéléromètre 3a : au milieu du grand côté de la septième brique

La photo à la Fig. 4.29b permet de montrer l'emplacement des accéléromètres.

b) Configuration 2

Afin de confirmer les résultats obtenus en configuration 1, nous avons réalisé une deuxième configuration en changeant, pour chaque essai, l'emplacement des accéléromètres :

- Accéléromètre 1b : sur la partie gauche du grand côté de la première brique
- Accéléromètre 2b : au milieu du grand côté de la quatrième brique
- Accéléromètre 3b : au milieu du petit côté de la septième brique

La photo à la Fig. 4.29b permet de montrer l'emplacement des accéléromètres.

Nous avons impacté la colonne de quatre façons (Fig. 4.29c):

- Impact 1 : au milieu du grand côté de la première brique
- Impact 2 : au milieu du petit côté de la seconde brique
- Impact 3 : sur la partie gauche du grand côté de la première brique
- Impact 4 : au milieu du grand côté de la sixième brique

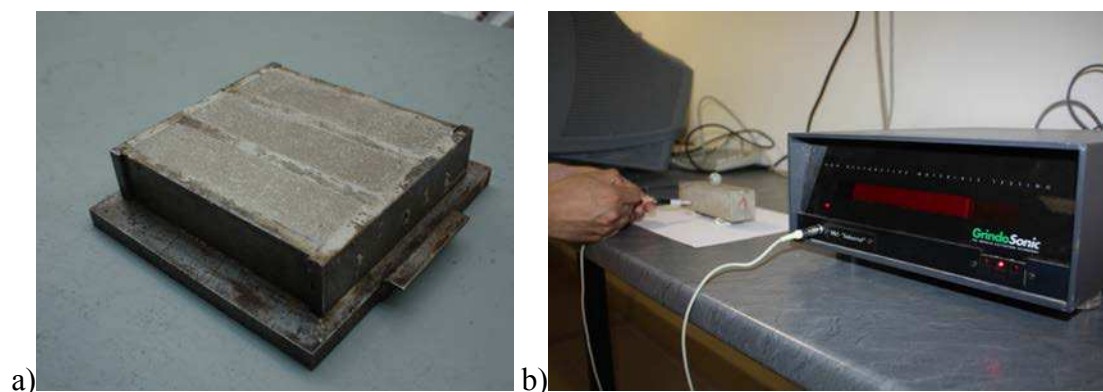


Fig. 4.30. a) mortier 4x4x16 cm³ ; b) test de Grindosonic.

Nous avons réalisé des essais pour caractériser le module d'élasticité du mortier et des briques. Pour le mortier, le module d'élasticité est mesuré en se basant sur l'analyse des fréquences propres à l'aide du système Grindosonic (Fig. 4.30b). Six éprouvettes 4x4x16 cm³ sont coulées et leurs fréquences mesurées en fonction du temps, intégrant ainsi la phase de cure ou de durcissement du matériau (Fig. 4.30a). Le mortier utilisé est un T-MIX MS standard pour ouvrages en maçonneries, avec un dosage de 3.289 kg de mortier pour 0.484 kg d'eau. Pour mesurer la fréquence propre, on procède comme décrit au chapitre 2.

Pour déterminer le module d'élasticité des briques, on procède idem comme décrit au chapitre 2, à l'aide de l'analyse vibratoire, suite à impact et grâce à des accéléromètres piézo-électriques mono-axe (modèle 7504A) (Fig. 4.31a). Pour s'affranchir des conditions aux limites, qui sont généralement mal maîtrisées expérimentalement et qui de ce fait introduisent un biais dans l'analyse, l'éprouvette est « libre », en fait suspendue grâce à deux élastiques (Fig. 4.31b).

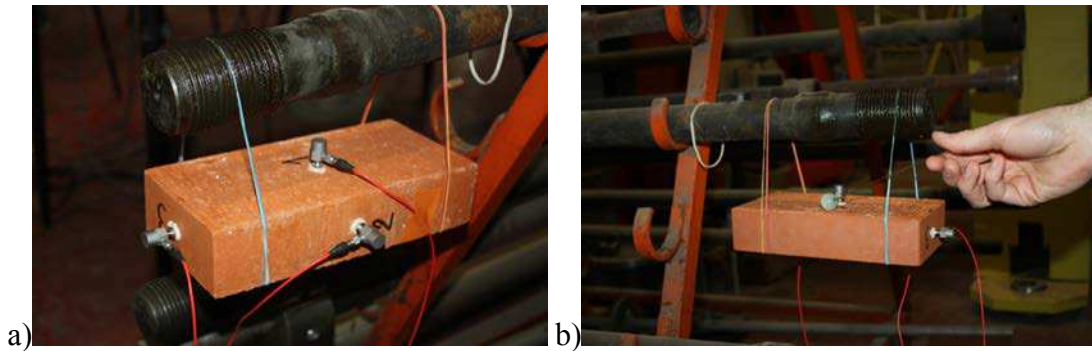


Fig. 4.31. Instrumentation de l'essai d'impact avec CL « libre ».

2.2.3. Résultats

Pour interpréter les résultats expérimentaux, des calculs du spectre fréquentiel et des modes associés sont obtenus grâce à la MEF. Le module d'élasticité est obtenu par recalage. Pour la fréquence propre de 2000 Hz obtenue expérimentalement pour le premier mode, le module d'élasticité de la brique est de 11200 MPa (Fig. 4.32).

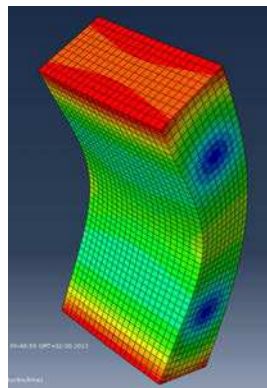


Fig. 4.32. Déformée modale du mode 1 flexion donnée par MEF (Abaqus).

Pour le mortier, nous réaliserons 10 essais de Grindosonic par éprouvette pour mesurer la fréquence propre, du premier mode en flexion, ce qui nous permet de calculer pour chaque essai le module d'élasticité. A partir des 60 résultats, nous calculerons la moyenne des modules d'élasticité. On considère que le coefficient de Poisson vaut 0,2. Les valeurs obtenues du module d'élasticité et les mesures de la masse sont présentés :

	Jour 1	Jour 2	Jour 7	Jour 15	Jour 21	Jour 28
Masse (g)	523,7	504,5	429,5	x	X	x
Fréquence (Hz)	2570,9	3051,0	3240,4	x	X	x
Module d'Young (Mpa)	7349	9972	10997	x	X	x

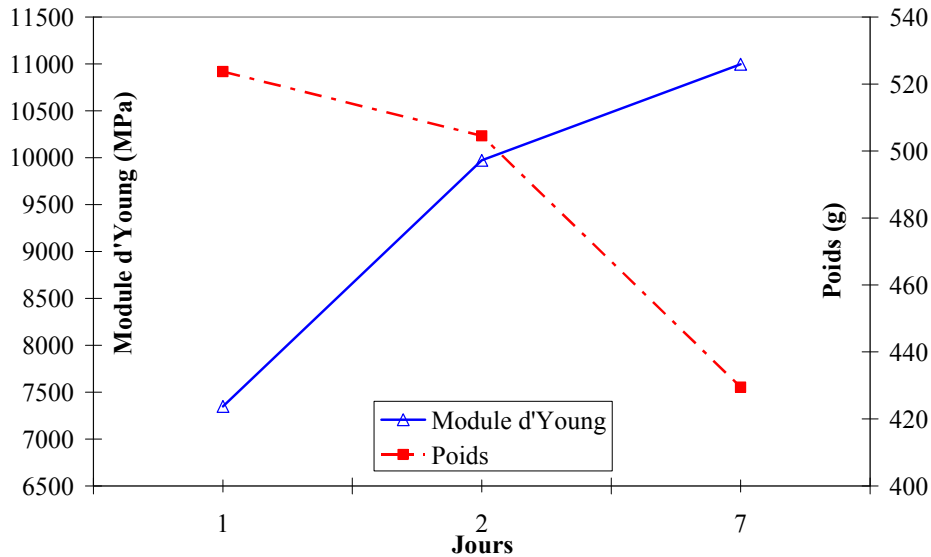
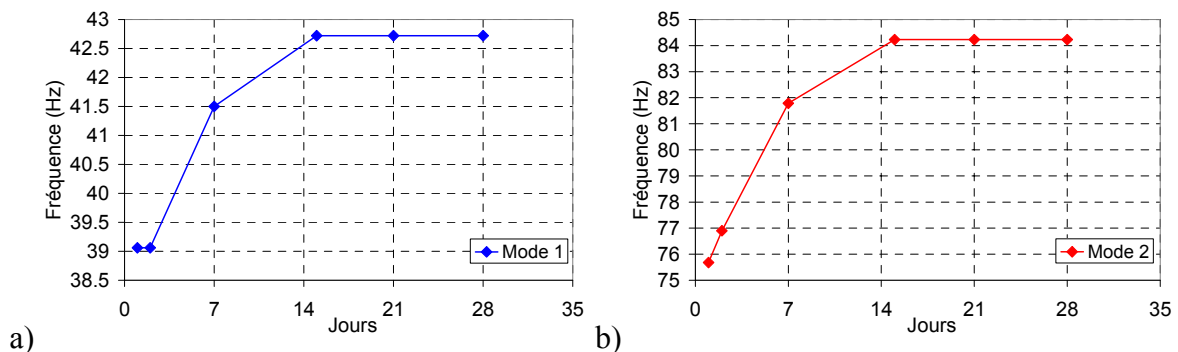


Fig. 4.33. Module d'Young et poids de l'éprouvette mortier en fonction de temps

Pour la colonne, grâce à la mesure vibratoire de deux configurations et avec 4 positions de l'impact, nous reportons ci-dessous un tableau qui présente des fréquences obtenues en fonction de temps pour le six premiers modes :

Mode	Jour 1 (Hz) A	Jour 2 (Hz) B	B-A (Hz)	Jour 7 (Hz)	Jour 15 (Hz)	Jour 21 (Hz)	Jour 28 (Hz)
1	39.06	39.06	0	41.5	42.72	42.72	42.72
2	75.68	76.9	1.22	81.79	84.23	84.23	84.23
3	249.02	252.7	3.68	258.8	262.5	262.5	262.5
4	305.18	312.5	7.32	321	323.5	323.5	323.5
5	439.15	452.9	13.75	472.4	472.4	472.4	472.4
6	651.25	662.8	11.55	679.9	686	686	686

La Fig. 4.34 illustre les courbes de fréquences propres en fonction de temps. Globalement, on peut voir l'augmentation de la fréquence propre de la colonne en fonction du temps. Cette augmentation est due à la rigidification du mortier lors du séchage. A partir de 14 jours, les fréquences obtenues ont une tendance à converger vers un plateau. L'influence de la rigidification du mortier sur la vibration de la colonne est plus claire pour les modes élevés. En effet, après deux jours, on observe une amélioration forte du module d'Young du mortier (Fig. 4.33, de 7349 MPa à 9972 MPa). Tandis que, pour le mode 1, la fréquence propre du Jour 2 par rapport au Jour 1 est quasi constante (39,06Hz). A partir du deuxième mode, la différence de la fréquence propre entre deux jours consécutifs devient plus notable. Cette différence est plus importante pour les modes élevés (en observant la colonne B-A dans le tableau ci-dessus).



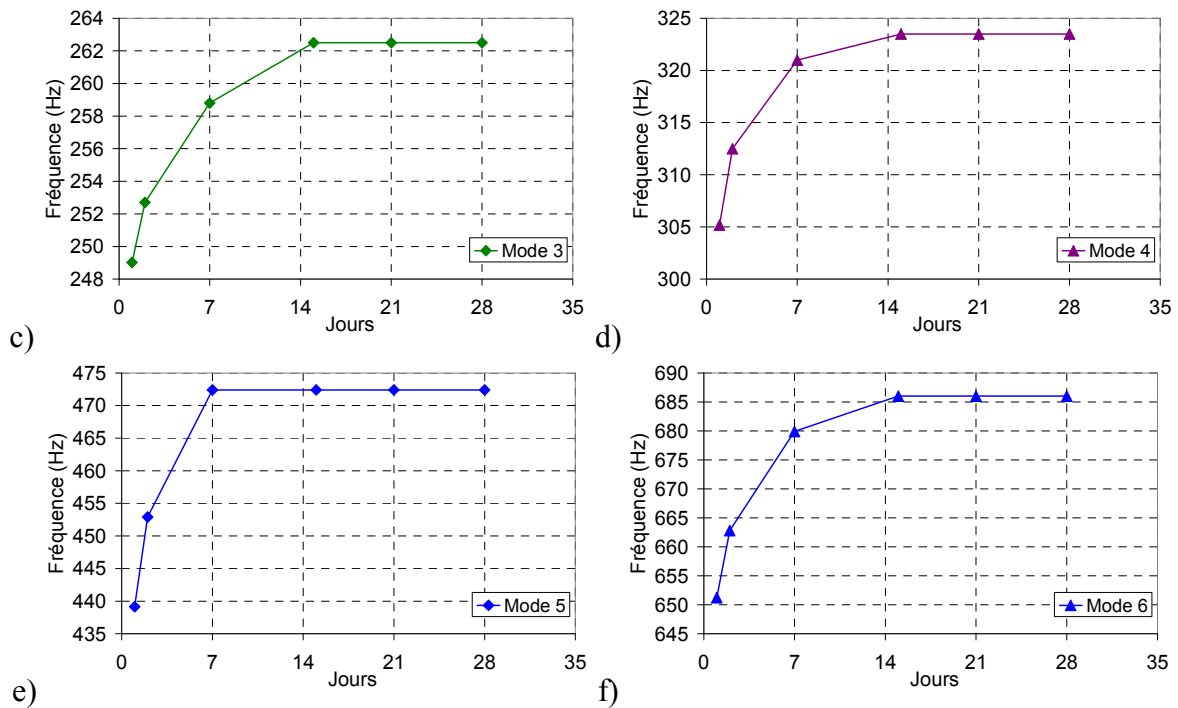


Fig. 4.34. Fréquence propre de 6 premiers modes de la colonne en fonction de temps

Afin de valider la MED pour l'analyse modale. On a choisi le test de la colonne correspondant au 1^{er} jour. Le même principe de calcul abordé dans la partie 2.1 est utilisé. Pour les briques déformables, le comportement retenu est élastique avec un module d'élasticité de 11200MPa, une masse volumique de 2200kg/m³. L'impact est appliqué en tête de la colonne, sur un point anguleux, selon la ligne diagonale de la section de la brique. Après l'impact on mesure la cinématique induite en plusieurs points de la colonne. La réponse fréquentielle du point P₂ (X2, Y2, Z2) (à la hauteur de la 3^{ème} brique) correspondant à $k_n=450\text{GPa/m}$ est présentée Fig. 4.35.

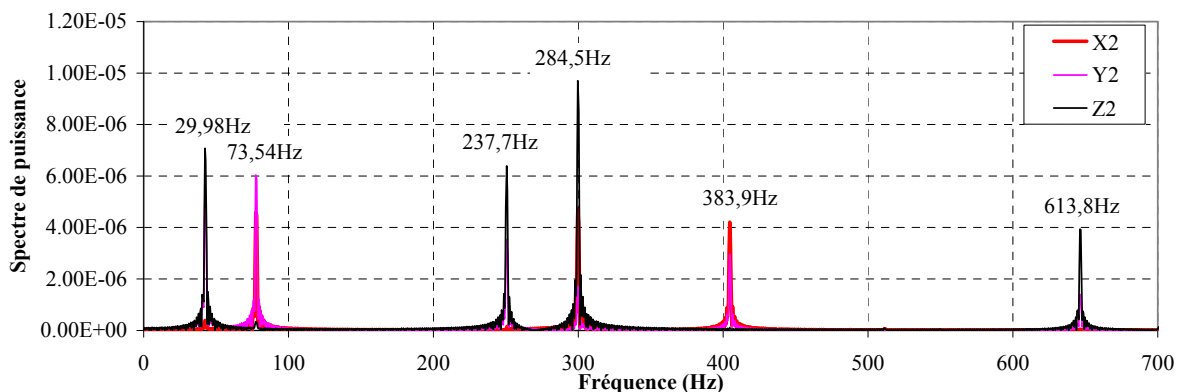


Fig. 4.35. Réponse fréquentielle du point P₂ déterminée par MED.

La Fig. 4.36 présente la comparaison des fréquences propres obtenues par MED et l'expérimentation. La MED capture bien les trois premiers modes expérimentaux avec une erreur inférieure à 5%. A partir du quatrième mode, l'erreur entre calcul et essai augmente. Cette différence peut être expliquée par la limite des petites échelles de la structure qui engendre de très hautes fréquences (>250Hz) pour les modes élevés. Théoriquement, pour résoudre ce problème on doit passer à une structure d'échelle plus importante qui permettrait de diminuer les fréquences des modes élevés. Dans la partie suivante, on présente l'étude d'une structure en voûte de plus grande échelle. En conclusion, la MED est appropriée pour l'analyse modale, moyennant quelques préalables et astuces qui permettent de vérifier la pertinence des résultats.

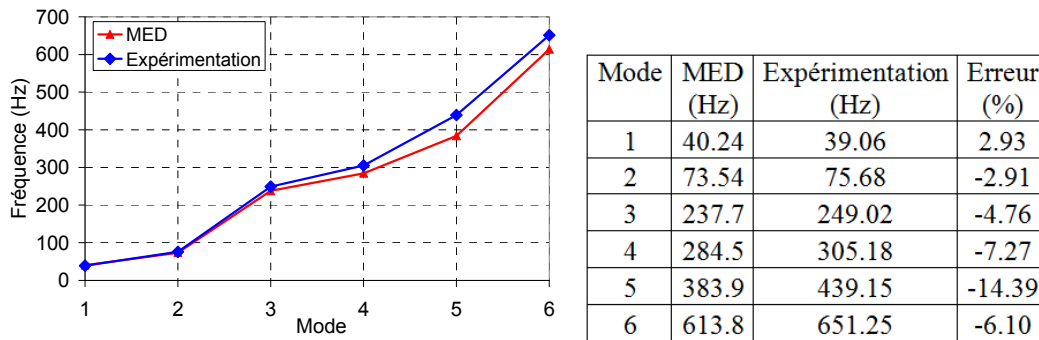


Fig. 4.36. Essai/calcul

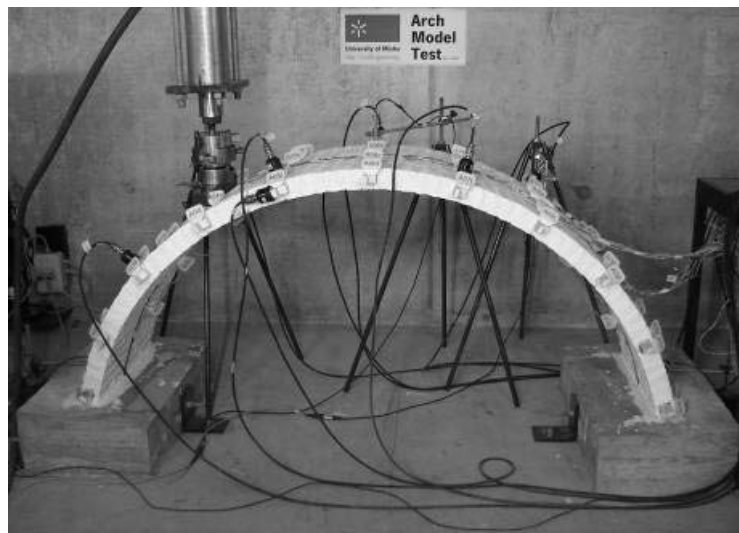
L'analyse de la déformée modale n'est pas ici abordée, car le nombre limité de 3 accéléromètres utilisés, ne nous permet pas de déterminer le mode de vibration de la colonne de façon certaine.

3. Analyse modale par MED pour la structure en voûte

3.1. Structure

Dans cette partie, nous utilisons la MED pour l'étude vibratoire d'une structure voûte en maçonnerie. Les résultats de la modélisation numérique seront comparés aux résultats expérimentaux obtenus par Ramos [RAM 07]. Cette structure comporte des joints verticaux et horizontaux, ce qui induit une anisotropie de comportement.

La portée de l'arche est de 1500mm, le rayon externe de 795mm, le rayon interne de 745mm, l'épaisseur de 50mm et la largeur est de 450mm. Cette voûte est constituée de briques en terre cuite, de dimensions de $100 \times 50 \times 25 \text{mm}^3$. La voûte est assemblée par 63 lignes de briques. L'épaisseur de mortier est de l'ordre de 0,5cm. L'arche repose sur deux butées en béton armé fixés à la dalle par des boulons. La géométrie détaillée est illustrée Fig. 4.37



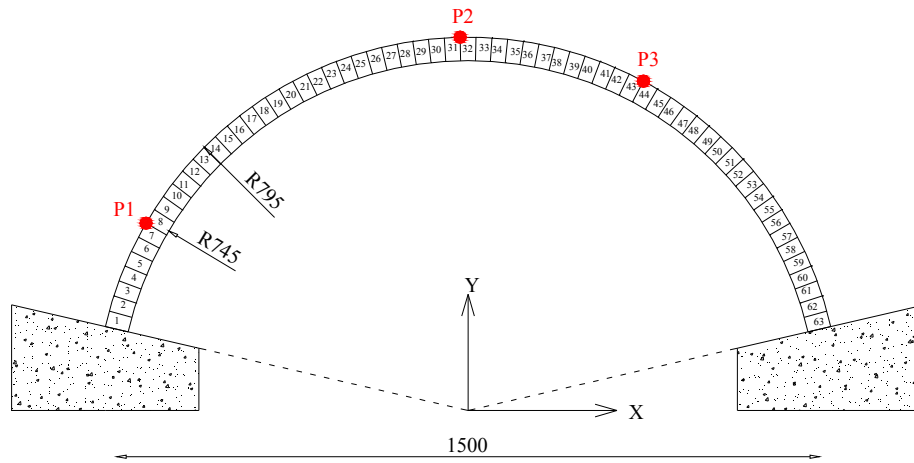


Fig. 4.37. Géométrie de la voûte.

Ramos [RAM 07] a identifié l'endommagement de cette structure en se basant sur la réponse vibratoire. Les mesures ont été réalisées grâce à plusieurs accéléromètres et jauges positionnés sur la voûte. La voûte est soit impactée par un marteau, soit excitée par l'environnement autour de la structure. Tout d'abord, l'analyse de la réponse vibratoire a été menée sur la structure vierge de tout endommagement. Puis, la voûte est chargée jusqu'à un certain niveau de charge sur une section particulière, située à un quart de travée, ce afin de générer un endommagement qui se traduit généralement par la fissuration. La réponse vibratoire est ensuite à nouveau caractérisée. L'opération est répétée 8 fois avec à chaque test une incrémentation de l'effort. Pour les quatre premiers niveaux de charge, la structure a travaillé dans le domaine élastique (pas de fissuration constatée de visu). A partir du cinquième essai de charge/décharge, la fissuration est constatée dans la voûte, et correspond à la position de fissure 1 à la Fig. 4.38 (fissure dans le joint entre les lignes de brique 16 et 17). La mesure de vibration à ce niveau d'endommagement est nommée statut C1. Le statut C2 correspond à l'apparition des fissures 1 et 2 (Fig. 4.38). Le statut C3 correspond à l'apparition des fissures 1, 2 et 3. Le statut C4 à l'apparition des fissures 1, 2, 3 et 4.

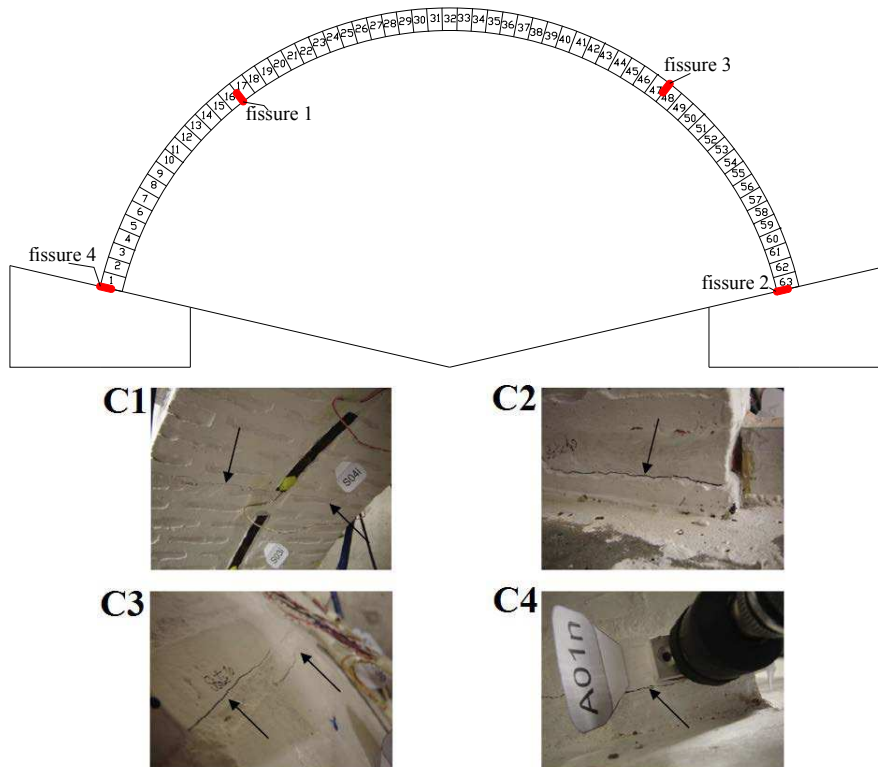


Fig. 4.38. Modes de rupture de la voûte.

3.2. Résultats pour l'état non-endommagé

La structure est d'abord modélisée par la méthode des éléments finis à l'aide du code Abaqus. Des éléments massifs de type C3D8R ont été utilisés, le maillage compte 127935 éléments. La voûte est divisée en 7 couches dans son épaisseur. Les comportements de la voûte et des deux butées sont élastiques. Pour ces dernières, le module d'élasticité est de 35GPa, la masse volumique vaut 2500kg/m³, le coefficient de Poisson 0,2, les conditions aux limites correspondent à un encastrement à leur base. La voûte a une masse volumique de 1930kg/m³, un coefficient de Poisson de 0,2, et son module d'élasticité est recalé afin d'obtenir la même fréquence propre que le premier mode obtenu expérimentalement. Un module E=4GPa a donc été choisi pour la voûte. Il est important de préciser que le module caractérisé expérimentalement par l'auteur était de 3,28GPa, obtenu comme une moyenne sur 5 essais en compression mené chacun sur 3 briques d'argile (clay brick) assemblés.

Pour la MED, la voûte est modélisée en assemblant des briques déformables de module d'élasticité 5GPa (Fig. 4.39b). Les contacts entre les briques correspondent à des joints élastiques sans épaisseur. On recale les rigidités des joints pour avoir la fréquence expérimentale du mode 1, on obtient le jeu de paramètre : $k_n=62\text{GPa/m}$ et $k_s=25,83\text{GPa/m}$. Dans ces calculs, l'amortissement est négligé. Le même principe utilisé pour la colonne est appliqué à l'arche. Le principe de cette méthode est que les caractéristiques dynamiques sont identifiées via une excitation artificielle sur la structure correspondant à un impact. La voûte est donc impactée par une force dynamique assez faible pour exciter sa vibration. Après l'impact, on mesure la vibration de la voûte en 22 points illustrés à la Fig. 4.39c (points P₂ à P₂₃ sur le bord extérieur de la voûte).

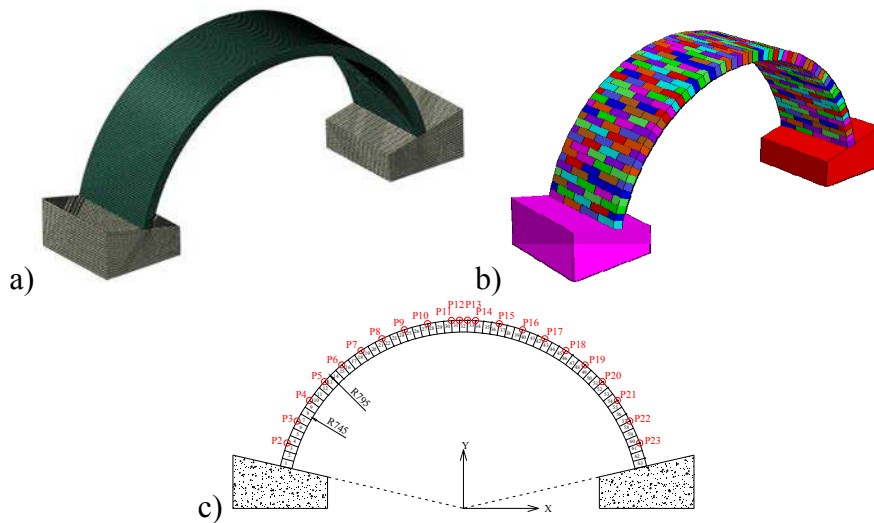


Fig. 4.39. a)Maillage MEF ; b) Maillage MED ; c) Point de mesure pour MED.

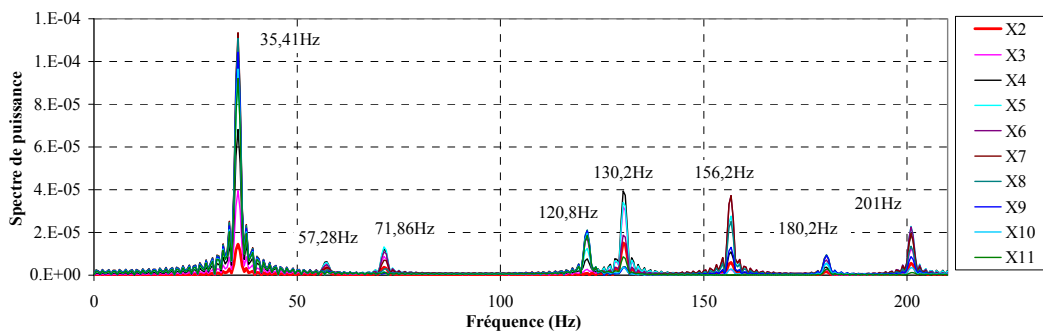


Fig. 4.40. Fréquences de la voûte obtenues par FFT.

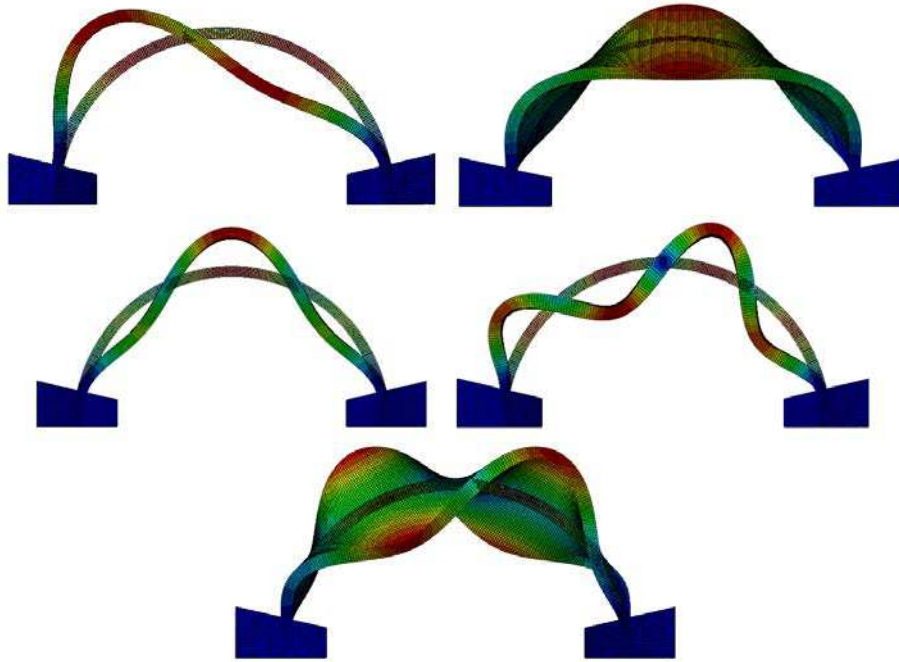


Fig. 4.41. Déformées modales (MEF)

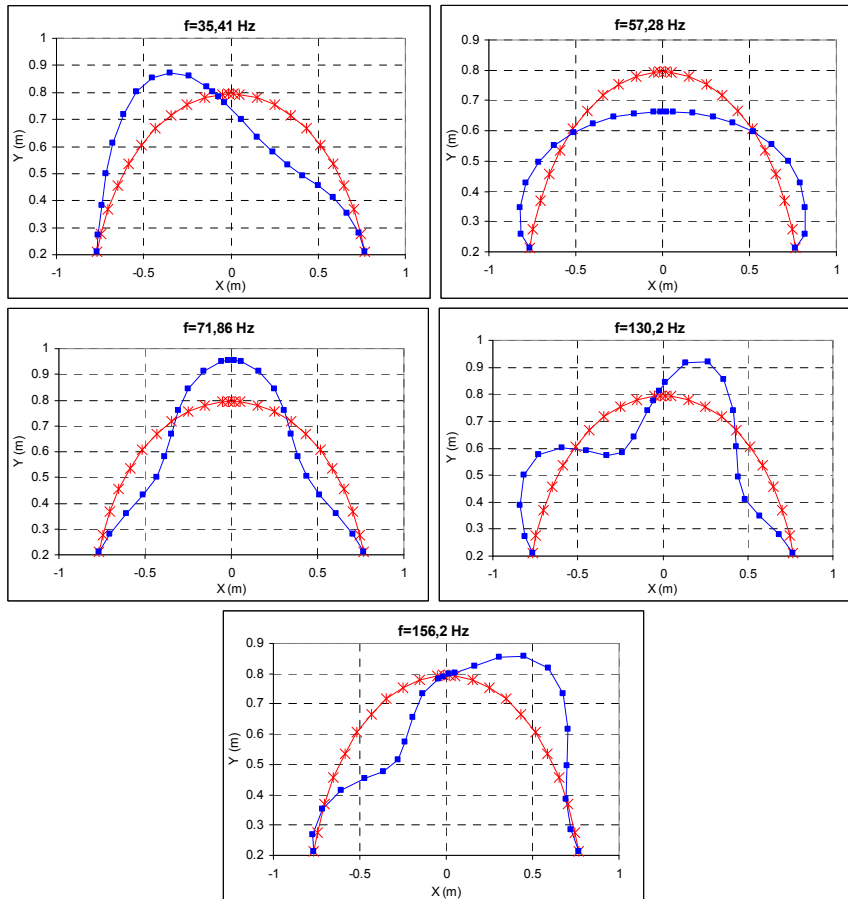


Fig. 4.42. Déformées modales (MED) : état initial et déformée modale.

La Fig. 4.40 présente les fréquences propres obtenues par deux techniques FFT et FDD. Les résultats obtenus par ces deux méthodes sont toujours similaires. En particulier pour le cas ici étudié, on a trouvé la même réponse fréquentielle pour tous les modes excités en se basant sur la réponse temporelle dans une seule direction (X ou bien Y). La similarité des déformées modales obtenues par la MED et par la MEF nous permet de confronter les fréquences propres obtenues (Fig. 4.41 & Fig. 4.42).

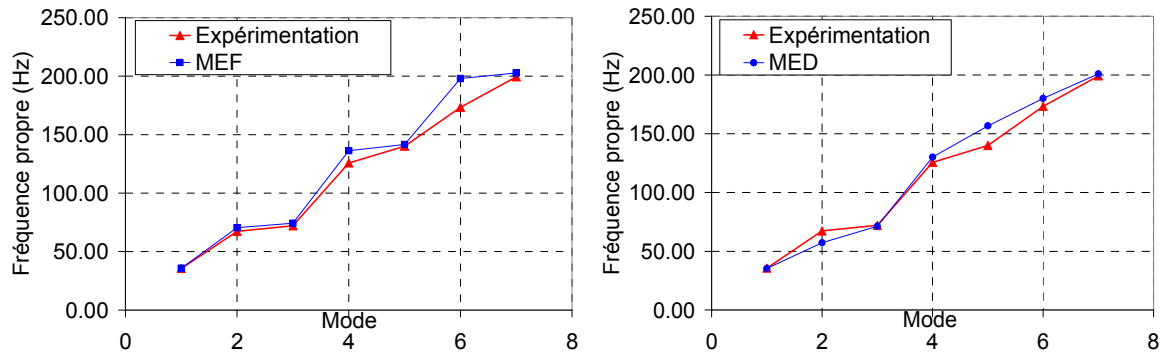


Fig. 4.43. Fréquences propres : MED, MEF et expérimentation.

La Fig. 4.43 résume la comparaison des fréquences propres issues du calcul MEF, MED, ainsi que les résultats obtenus expérimentalement. La MED, avec l'approche que l'on propose pour remonter aux fréquences et modes propres, corrobore les valeurs expérimentales.

3.3. Résultats dans le cas endommagé

La présence de l'endommagement dans la structure peut conduire à la modification des fréquences et modes de vibration. Une des questions importantes aujourd'hui, est d'identifier l'apparition du dommage, il est aussi important de quantifier et de localiser le dommage.

Selon Worden [WOR 2004], la classification des méthodes d'identification d'endommagement est définie par quatre niveaux:

- **Niveau 1 – Détection** : la méthode donne une indication qualitative que l'endommagement peut être présent dans la structure
- **Niveau 2 – Localisation** : la méthode donne l'information de la position probable de l'endommagement.
- **Niveau 3 – Classification** : la méthode donne l'information du type d'endommagement
- **Niveau 4 – Evaluation** : la méthode donne une estimation de l'étendue d'endommagement.
- **Niveau 5 – Prédiction** : la méthode donne l'information de la durée de vie restante de la structure.

Dans cette étude, l'identification de l'endommagement de la structure est analysée au niveau 1. Les méthodes de vibration peuvent être divisées par Linéaire ou Non-linéaire selon le type de comportement supposé après l'apparition de l'endommagement. Si pendant l'essai dynamique (vibration), les fissures sont supposées ouvertes, la réponse est linéaire, et la méthode est classifiée Linéaire. Par contre, la méthode Non-linéaire prend en compte le changement de la rigidité en fonction des amplitudes d'oscillations de respiration des fissures. Par exemple, lors de la fermeture de fissure, il a restauration de la rigidité initiale comme pour la poutre encastrée dans la Fig. 4.44 [RAM 2007]

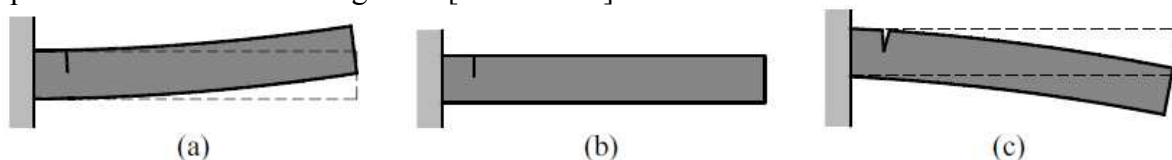


Fig. 4.44. La respiration d'une poutre d'encastrement : (a) la fissure fermée avec une restauration de la rigidité initiale ; (b) le stade transitoire ; (c) l'ouvert de fissure avec une rigidité minimale [RAM 2007].

Dans notre travail, on suppose que l'identification modale peut être analysée précisément avec l'approche linéaire.

3.3.1.1. Niveau d'endommagement C1

La fissure est ainsi modélisée en considérant un joint de rigidités k_n , k_s plus faible. La procédure que nous proposons, est de recalibrer les rigidités pour capturer la première fréquence expérimentale (mode 1) observée pour la structure dégradée. Nous obtenons $k_n=7,2\text{GPa/m}$.

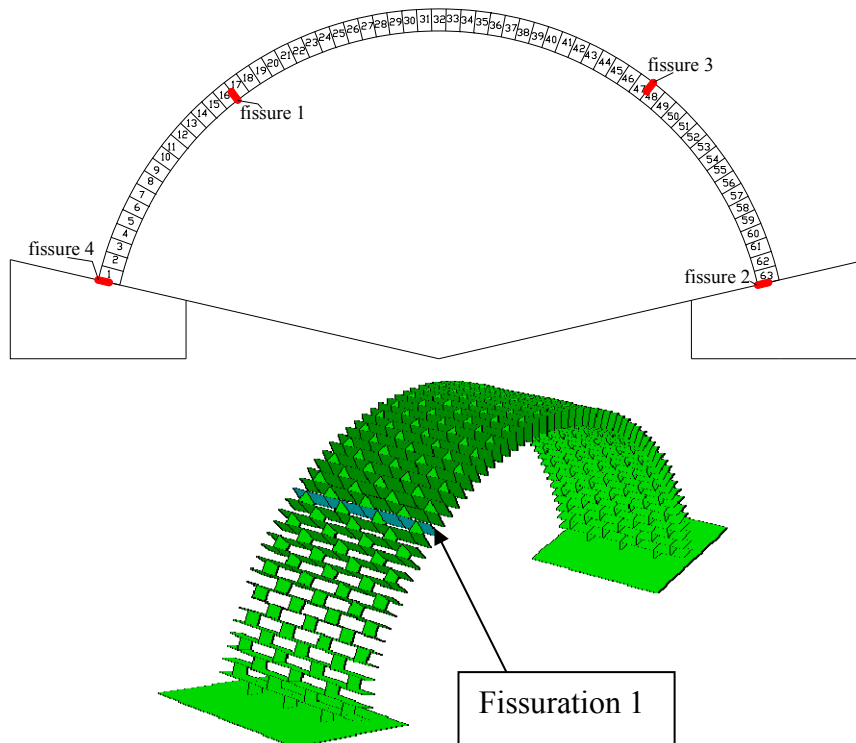


Fig. 4.45. Position de la fissuration pour le niveau d'endommagement C1.

Pour la MEF, on a diminué le module d'élasticité afin de caler la fréquence propre mesurée expérimentalement pour le mode 1, soit $E=3,5\text{GPa}$.

Expérimentation			
Sans Endommagement (A)	Endommagement (B)	A-B	B/A
35.59	33.72	1.87	0.95
67.30	65.68	1.62	0.98
72.11	69.36	2.75	0.96
125.74	124.48	1.26	0.99
140.08	135.68	4.4	0.97
173.38	173.24	0.14	1.00
199.32	188.78	10.54	0.95

MEF			
Sans Endommagement (A)	Endommagement (B)	A-B	B/A
35.86	33.56	2.30	0.94
70.53	66.06	4.47	0.94
74.31	69.55	4.76	0.94
136.27	127.55	8.72	0.94
141.56	132.58	8.98	0.94
197.91	185.24	12.67	0.94
202.68	189.82	12.86	0.94

MED			
Sans Endommagement (A)	Endommagement (B)	A-B	B/A
35.41	33.84	1.57	0.96
57.28	56.24	1.04	0.98
71.34	68.74	2.60	0.96
130.18	129.70	0.48	1.00
156.75	150.00	6.75	0.96
180.18	171.85	8.33	0.95
201.01	200.00	1.01	0.99

Mode		Expérimentation B/A	MEF B/A	MED B/A
1	flexion	0.95	0.94	0.96
2	torsion	0.98	0.94	0.98
3	flexion	0.96	0.94	0.96
4	flexion	0.99	0.94	1.00
5	torsion	0.97	0.94	0.96
6	flexion	1.00	0.94	0.95
7	torsion	0.95	0.94	0.99

Dans la réalité, la position des fissures par rapport à la déformée de chaque mode, conduit à des chutes de fréquences propres différentes. En conséquence, dans l'expérimentation, on observe B/A est non-linéaire, tandis qu'avec la MEF, on observe une valeur B/A constante car la fissure n'est pas modélisée. On a changé uniquement le module d'élasticité global de la structure pour traduire la chute de rigidité ou bien la chute de fréquence du mode 1. Pour la MED, grâce à une modélisation plus réaliste de la fissure, qui se traduit par la diminution de la rigidité dans la zone fissurée, on a retrouvé l'évolution non-linéaire B/A des fréquences propres pour les modes comme pour l'expérimentation.

3.3.1.2. Niveau d'endommagement C2, C3, C4

Pour les autres états de fissurations, on utilise les mêmes valeurs de k_n , k_s comme ceux recalés pour le niveau d'endommagement C1.

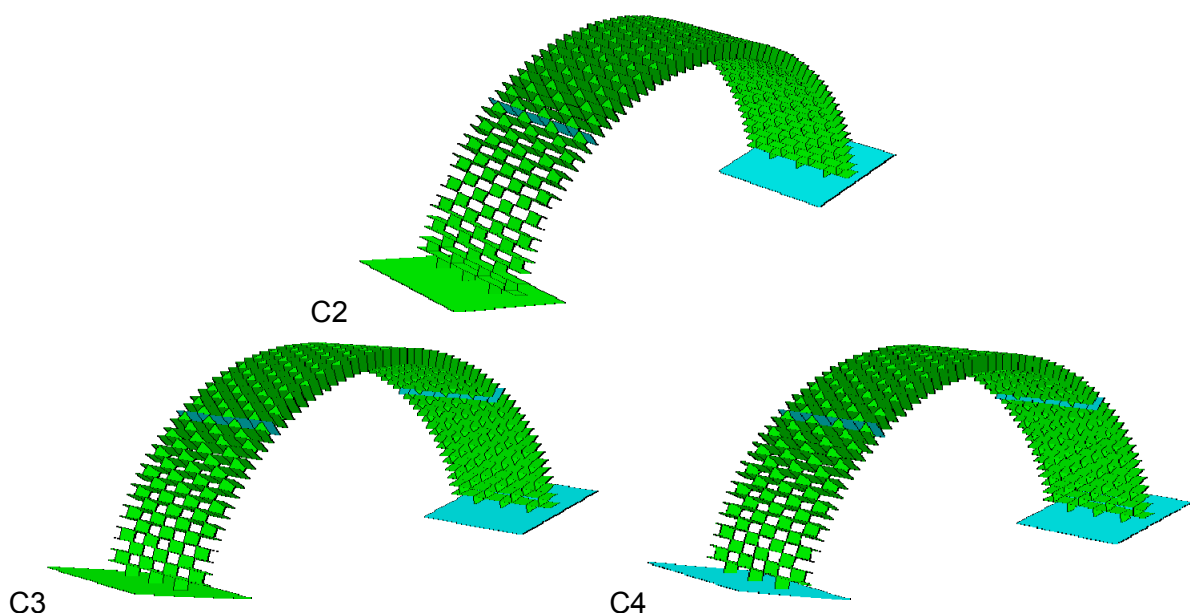


Fig. 4.46. Positions des fissures pour les niveaux d'endommagement C2, C3 et C4.

Note : on rappelle que C0 correspond à l'état vierge d'endommagement.

Mode		C0			C1			C2		
		Exp (Hz)	MED (Hz)	Erreur (%)	Exp (Hz)	MED (Hz)	Erreur (%)	Exp (Hz)	MED (Hz)	Erreur (%)
1	flexion	35.59	35.41	0.51	33.72	33.84	-0.36	33.19	30.72	7.44
2	torsion	67.30	57.28	14.89	65.68	56.24	14.37	64.91	50.51	22.18
3	flexion	72.11	71.34	1.07	69.36	68.74	0.89	68.56	63.53	7.34
4	flexion	125.74	130.18	-3.53	124.48	129.70	-4.19	123.58	121.34	1.81
5	torsion	140.08	156.75	-11.90	135.68	150.00	-10.55	136.10	144.77	-6.37
6	flexion	173.38	180.18	-3.92	173.24	171.85	0.80	171.55	168.20	1.95
7	torsion	199.32	201.01	-0.85	188.78	200.00	-5.94	185.93	189.03	-1.67

Mode		C0			C3			C4		
		Exp (Hz)	MED (Hz)	Erreur (%)	Exp (Hz)	MED (Hz)	Erreur (%)	Exp (Hz)	MED (Hz)	Erreur (%)
1	flexion	35.59	35.41	0.51	31.49	29.16	7.40	28.09	25.52	9.15
2	torsion	67.30	57.28	14.89	63.08	50.00	20.74	58.44	44.78	23.37
3	flexion	72.11	71.34	1.07	65.72	61.97	5.71	62.61	57.80	7.68
4	flexion	125.74	130.18	-3.53	121.97	108.32	11.19	119.44	98.94	17.16
5	torsion	140.08	156.75	-11.90	132.81	120.29	9.43	127.44	134.35	-5.42
6	flexion	173.38	180.18	-3.92	167.64	139.56	16.75	156.24	156.23	0.01
7	torsion	199.32	201.01	-0.85	188.25	161.95	13.97	180.27	178.10	1.20

Pour l'expérimentation, le niveau d'endommagement C1, correspond à une fissure très petite. Cette « fissure 1 » apparaît plus clairement pour le niveau d'endommagement C2. Autrement dit, « la fissure 1 » (dans C1) et la « fissure 2 » (dans C2) ne traduisent pas le même «niveau d'endommagement ». Par contre, dans le calcul numérique, on considère que les fissures ont le même «niveau d'endommagement », ou encore les mêmes k_n , k_s . Donc, pour traduire la réalité expérimentale, on devra modifier k_n , k_s en fonction à la fois de la position de la fissure mais aussi de sa dimension (ouverture, profondeur) pour caler les fréquences propres expérimentales. C'est pourquoi, à partir du niveau d'endommagement C2, C3 et C4, on observe des écarts plus importants entre calculs et essais.

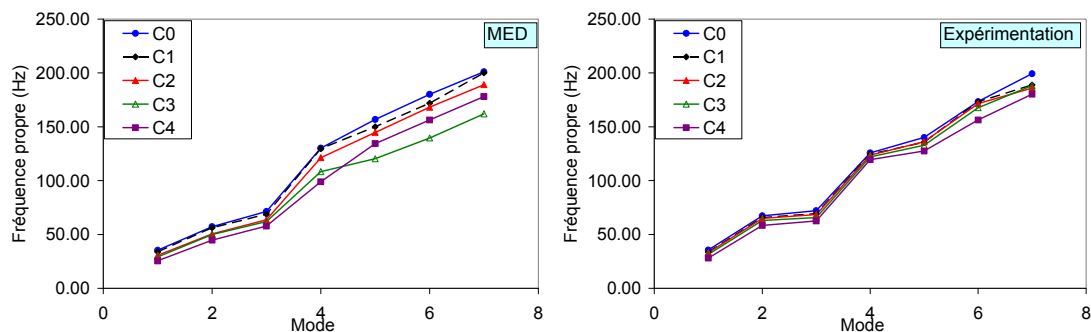


Fig. 4.47. Evaluation de l'endommagement à partir des fréquences propres (MED).

4. Evaluation de l'endommagement d'un voile maçonnée par méthode non-destructive

4.1. Introduction

Cette partie présente principalement des résultats expérimentaux des mesures vibratoires d'un voile maçonnée à l'échelle 1, l'objet étant de vérifier si la signature vibratoire peut permettre de caractériser l'endommagement.

4.2. Essais et mise en œuvre

4.2.1. Dispositif

Pour impacter le mur, nous avons utilisé un marteau d'impact. Le système d'acquisition est une centrale IMC CRONOS de 8 voies avec une fréquence d'échantillonnage de 5kHz. Nous avons utilisé des accéléromètres Dewetron, dont la plage de mesure est de ± 50 g, que nous avons collés sur la surface du mur à l'aide d'une bande adhésive double face.



(a) (b)
Fig. 4.48. (a) Disposition des accéléromètres sur le mur; (b) IMC CRONOS

Les mesures sont réalisées avant et après endommagement, induit lors de l'essai de chargement précédemment décrit.

4.2.2. Position des accéléromètres et des points d'impact

Pour exciter un spectre suffisamment large des modes de vibration potentiels de notre structure, cinq positions d'impact sur les trois murs constitutifs de la structure sont impactés comme décrit à la Fig. 4.49. Quatre accéléromètres sont collés sur les murs aux positions indiquées Fig. 4.50.

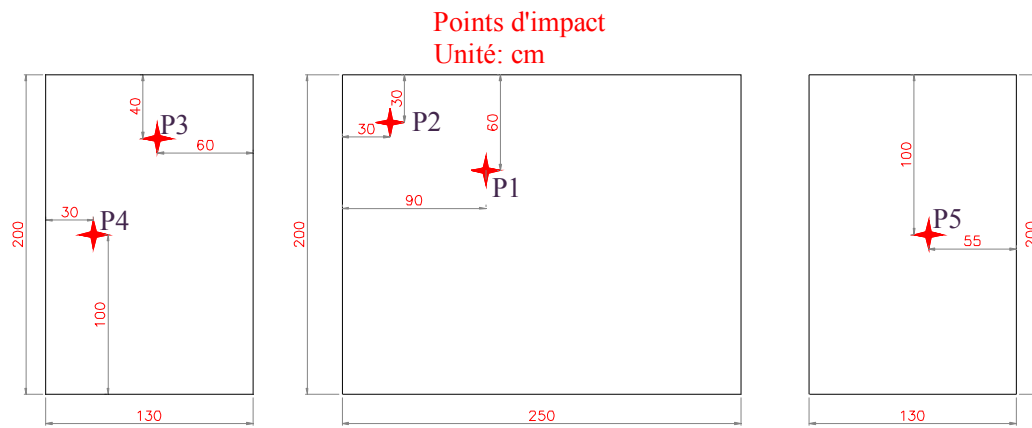


Fig. 4.49. Position des points impactés.

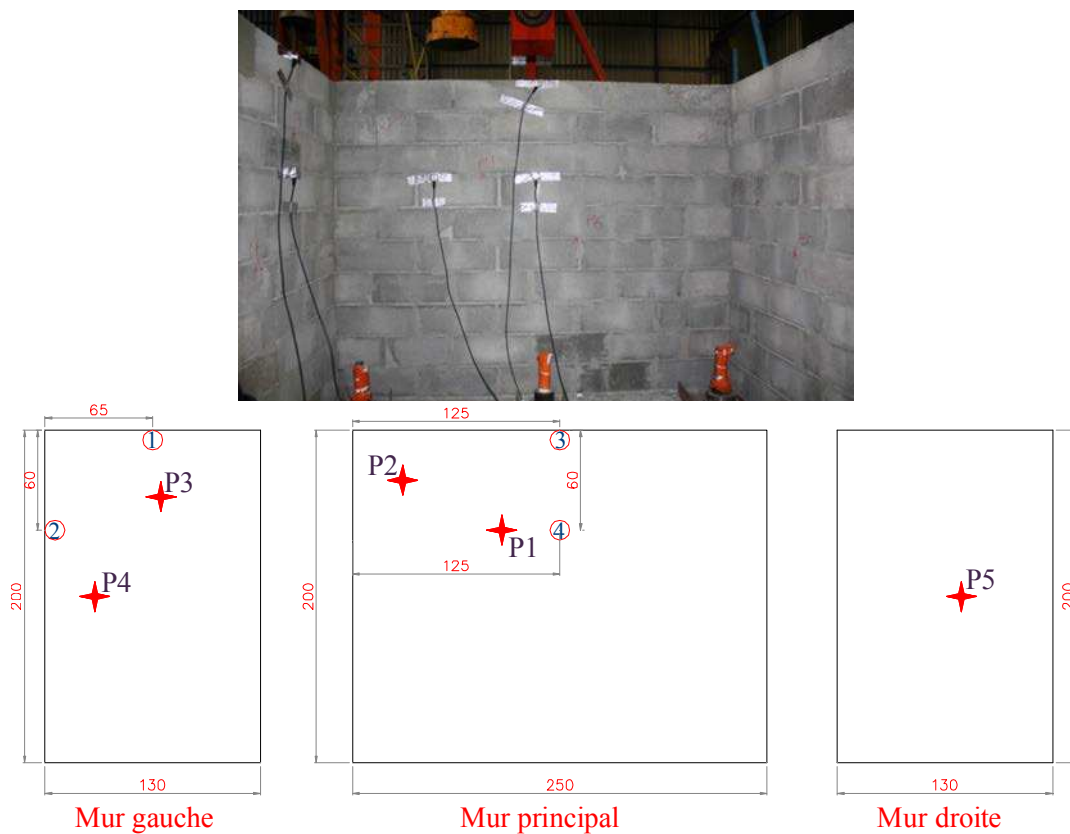


Fig. 4.50. Positions des accéléromètres.

4.3. Résultats

Les essais sont d'abord menés sur le mur vierge de tout dommage. Quatre mesures de l'accélération correspondant à cinq positions d'impact ont été enregistrées. La Fig. 4.51 illustre un exemple du signal de vibration capturé par les quatre accéléromètres après impact.

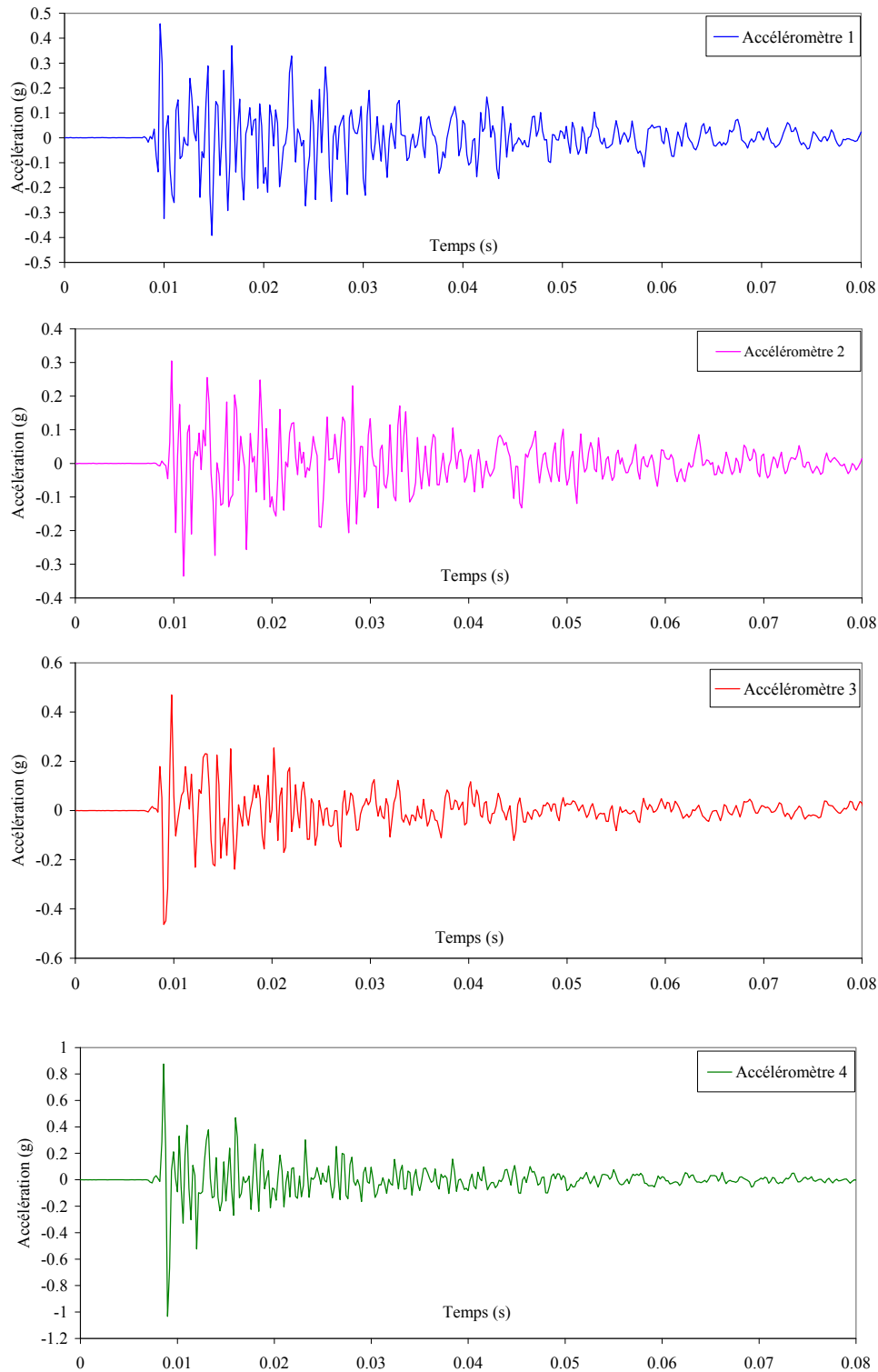


Fig. 4.51. Exemple du signal de l'accélération pour 4 points de mesure (mur non endommagé) Afin de convertir le signal temporel vers le domaine fréquentiel, nous avons recours à la FFT. La méthode dynamique de l'identification de l'endommagement est basée sur l'évaluation de la fréquence propre. Nous faisons l'hypothèse que le dommage a entraîné une baisse de rigidité et n'a aucune relation avec le changement de la masse. Le changement des fréquences propres n'est pas susceptible d'être le même pour chaque mode car les changements dépendent de la nature, de la localisation et de la sévérité du dommage [SAL 1997]. Pour qu'on puisse qualifier la dégradation du mur, les fréquences propres ont été comparées avant et après chargement. Les résultats du traitement FFT des réponses mesurées lors des tests d'impact au marteau sont reportés Fig. 4.52. La même valeur de fréquence, soit 26,86 Hz, est

obtenue pour le premier mode. Cependant, hormis ce premier mode, des réductions significatives des fréquences propres sont observées pour les autres modes (réduction de 12,06% ; 18,68%, 18,09% pour le deuxième, troisième et quatrième mode, respectivement). Ces résultats de l'analyse modale montre que, bien que la rigidité de la structure soit diminuée significativement, il n'y a pas de changement de la fréquence du premier mode fondamentale. Il est important de noter que dans notre cas, l'estimation de l'endommagement d'une structure maçonnée, peut être réalisé en analysant la réponse dans le domaine fréquentiel, la chute de fréquence n'est cependant observée qu'à partir du deuxième mode vibratoire.

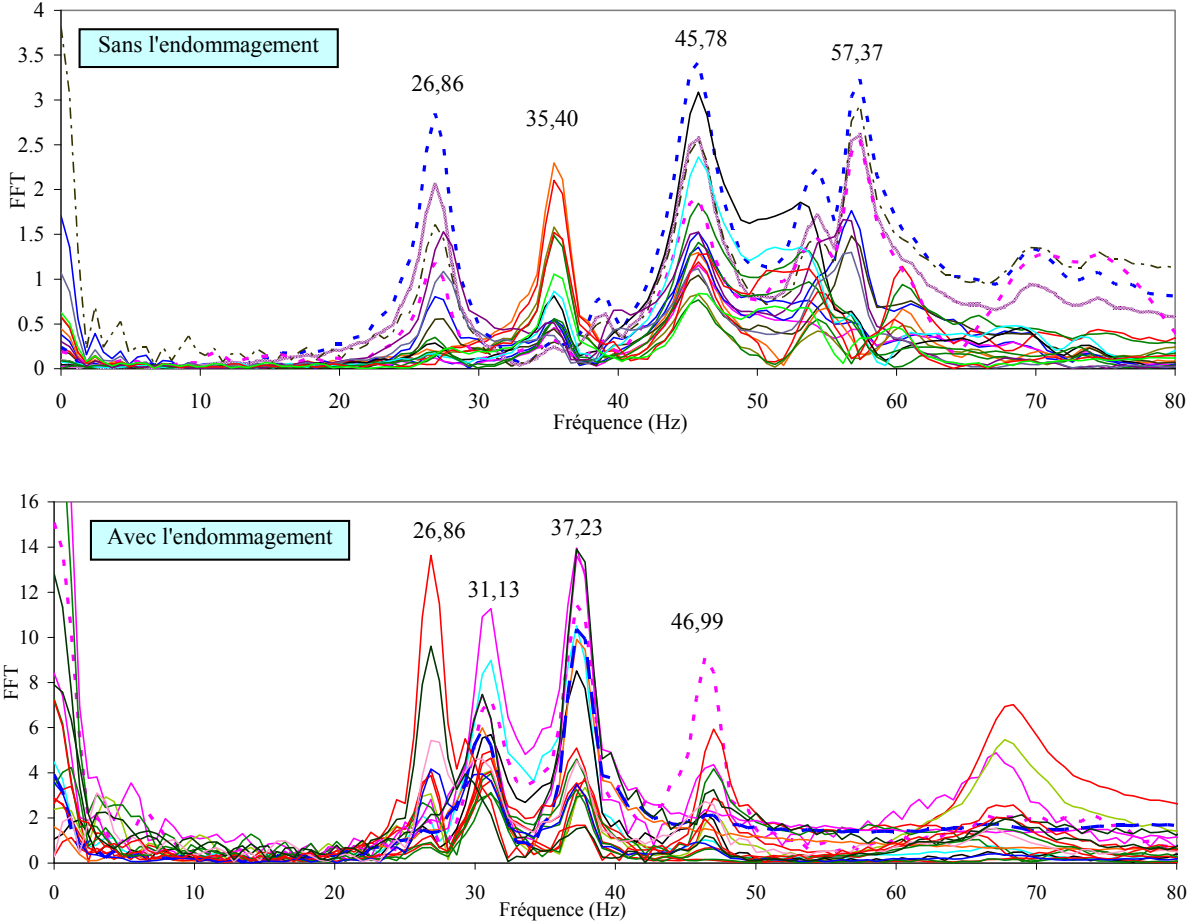


Fig. 4.52. Spectre de fréquences via la FFT pour le mur sans et avec endommagement

L'analyse modale par la MED pour ce test a été menée dans le cas sans endommagement. Le même modèle utilisé dans le chapitre 3 (partie C.2.3) est ici utilisé pour le calcul vibratoire. Le même principe d'excitation présenté dans la partie précédente est ici appliqué, une force d'impact assez faible est appliquée en zone centrale du mur principal. On mesure ensuite la réponse de trois points sur la face tendue en fonction du temps (Fig. 4.53).

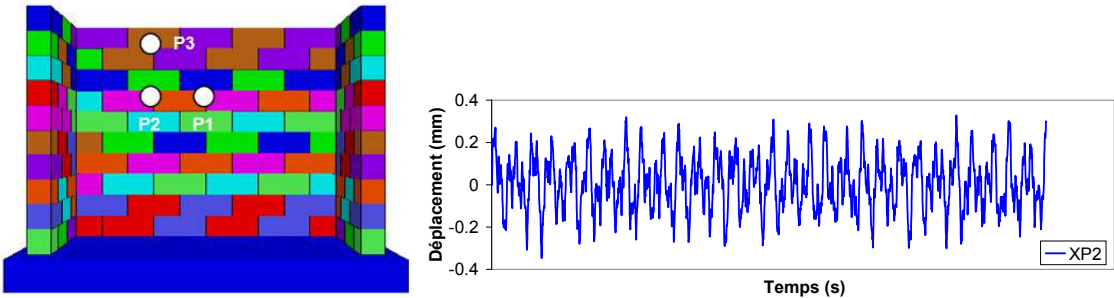


Fig. 4.53. a) mur dans 3DEC ; b) réponse temporelle (déplacement hors plan) de point P₂

Pour le calcul statique, on a utilisé les valeurs $k_n=k_s=14$ Gpa/m qui ont permis de bien corroborer essai et calcul. Dans ce calcul vibratoire, on garde ces mêmes valeurs. La Fig. 4.54 illustre la réponse fréquentielle obtenue aux 3 points de mesure par la MED.

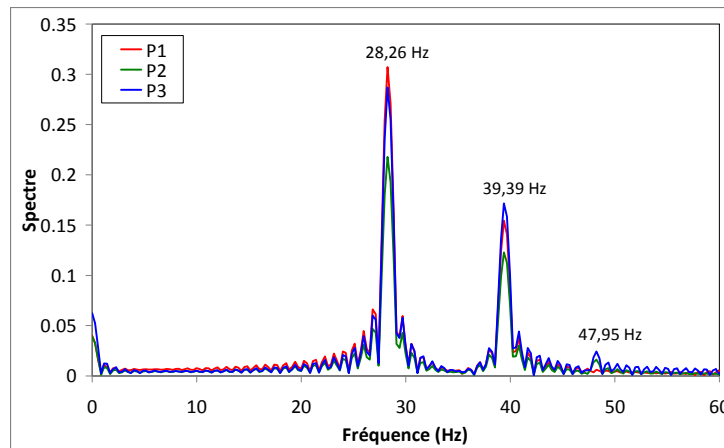


Fig. 4.54. Spectre de fréquences/FFT pour le mur sans endommagement déterminé par MED

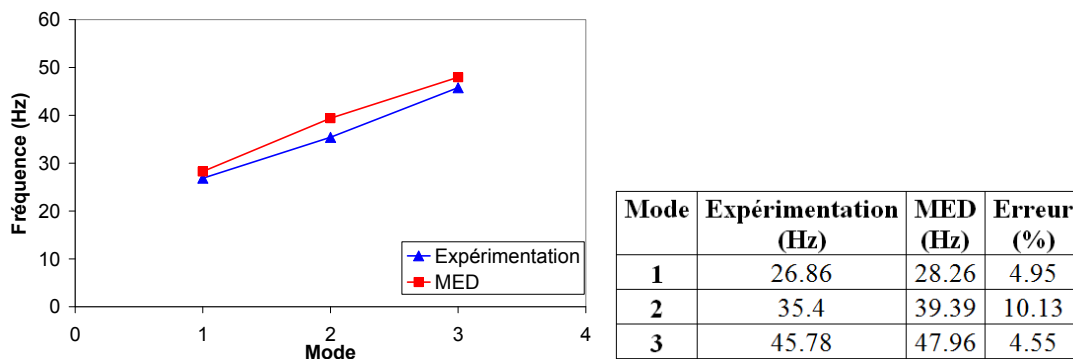


Fig. 4.55. Essai/calcul MED

La comparaison entre calcul/essai est reportée Fig. 4.55. On peut conclure à une bonne corrélation entre le calcul et les essais.

5. Conclusion

Dans cette étude, nous montrons qu'il est possible via la MED de procéder à l'analyse modale avec la détermination des fréquences et modes propres. De façon indirecte, en ce sens qu'il ne s'agit pas ici de résoudre un problème aux valeurs propres, mais en procédant à l'analyse d'un impact judicieusement choisi (en fonction des modes que l'on désire exciter). Cette approche est intéressante à plus d'un titre. Cette étape est nécessaire lorsque l'on veut étudier le comportement dynamique, notamment pour le cas de sollicitation de type sismique, il faut effectivement s'assurer de la bonne représentativité des modes et fréquences propres de la structure à analyser. Cela passe par le recalage des paramètres d'interface adéquats. Ainsi, la méthode spectrale, classique avec la MEF, et qui restait un problème ouvert avec la MED, trouve une solution avec la démarche et méthodologie d'analyse ici proposées. L'approche proposée ouvre aussi de nouvelles voies quant à la caractérisation des paramètres élastiques associés aux interfaces (contacts inter-briques) en meilleure adéquation avec la réalité expérimentale. Sachant les possibilités de la MED quant à l'introduction et gestion de la discontinuité (fissure), jusqu'à son évolution, l'analyse modale proposée, peut donc nous fournir un indicateur de dommage à corrélérer à l'endommagement par ailleurs quantifié. D'autres exemples de validation de cette démarche sont nécessaires avant de conclure de façon indubitable, certaines validations sont en cours d'étude.

C. Maçonnerie et sollicitations de type sismique

1. Introduction

L'objectif ici est d'évaluer les pertinences de la MED quant à l'étude du comportement de structure en maçonnerie soumises à des sollicitations de type sismique. Cette étude cherche via une démarche simple, à évaluer les performances et les limites, aussi bien pour la simulation du comportement global de l'ensemble de la structure tout en tenant compte de l'hétérogénéité inhérente au mode constructif, mais aussi à la simulation des faciès de ruptures et des modes d'effondrement. Dans les cas étudiés on ne considérera que des structures maçonnées dites à joints secs, sans mortier, qui peuvent donc être parfaitement représentées par la loi de frottement de Coulomb. Dans une première partie, une série d'essais a été réalisée sur des structures maçonnées à joints secs, les unités ou blocs correspondent à des morceaux de sucre, au niveau géométrique l'échelle de ces blocs est de l'ordre de $1/10^{\text{ème}}$ par rapport à un bloc réel, le rapport des masses volumiques est de l'ordre de $1/2$. Les actions sismiques sont simplifiées et nous considérons deux approches : une première approche retient le point de vue statique en se basant sur des essais sur table inclinable, une deuxième approche retient le point de vue dynamique, et consiste à appliquer une sollicitation harmonique, sur table vibrante, d'amplitude fixée mais dont la fréquence est variée, ce qui permet de balayer un spectre de fréquence. Les valeurs d'accélération maximales et les modes de rupture obtenus par les deux approches expérimentales seront comparés. Puis, dans une deuxième partie, une étude numérique à l'aide du logiciel 3DEC sera menée afin de comparer la modélisation aux résultats expérimentaux. Enfin, une excitation correspondant à un séisme réel sera appliquée numériquement au modèle pour qualifier les modes de rupture comparativement à ceux mis en exergue par les deux autres approches décrites précédemment.

2. Méthodologie

2.1. Approche statique

La réponse des structures en maçonnerie dans le cas d'un mouvement horizontal du sol est une question qui reste ouverte, tant du point de vue de la modélisation MEF ou MED, mais aussi du point de vue expérimentale, car relativement peu d'essais ont été effectués sur table vibrante. D'autre part, soulignons la difficulté aussi liée à la diversité des séismes, mais aussi et surtout à la diversité des types de structures, allant de la maison individuelle jusqu'aux monuments historiques, les tours, les statues, les ponts en pierre, etc, chaque cas étant finalement un prototype particulier. Un travail conséquent a été mené par P. Taforel [TAF 2013] qui a développé des outils numériques autour de la méthode des éléments discrets, outils qui devraient permettre de telles études. Au vue de la complexité des comportements des structures maçonnées sous sollicitations sismiques, il est nécessaire de valider tout d'abord l'analyse numérique MED sur des cas d'école, et d'envisager des essais de complexité croissante afin de progresser en termes de validation en corrélant systématiquement essais et calculs.

Dans la conception des structures, une pratique courante pour simuler les séismes est d'appliquer une force constante horizontale. Cela est équivalent à appliquer une accélération qui est une fraction de l'accélération de la gravité. Cette action ne représente pas toute la dynamique mais elle donne une idée de la charge latérale que la structure peut supporter avant le collapse. Incliner la surface du sol est une manière de mettre en place une analyse statique

équivalente, car de cette façon on applique à la structure une combinaison de l'accélération, verticale et horizontale. La relation entre l'accélération horizontale et verticale est le point d'intérêt. La relation entre l'accélération horizontale (\ddot{u}_h) et l'accélération verticale (\ddot{u}_v) est lié directement à l'angle d'inclinaison (α) :

$$\gamma = \tan \alpha = \frac{\ddot{u}_h}{\ddot{u}_v}$$

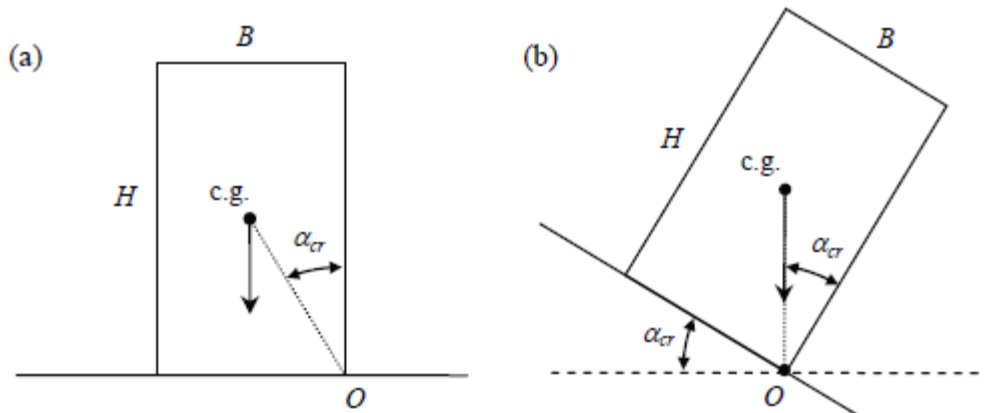


Fig. 4.56. Analyse statique par le basculement de la structure [DEJ 2009]

Le basculement d'un bloc permet d'expliquer l'analyse de l'inclinaison de la ligne de poussée. Le bloc dans la Fig. 4.56a subit la gravité et sa ligne de poussée est verticale, vers le bas, en direction du centre de gravité. Dans ce cas, la ligne de poussée reste circonscrite dans le bloc jusqu'à l'entrée dans le sol, ainsi le bloc est stable. Si le bloc est incliné, sa ligne de poussée reste dans le bloc jusqu'à atteinte de l'angle critique (α_{cr}) d'inclinaison du sol Fig. 4.56b. Juste après ce point, la ligne de poussée quitte le bloc avant de rentrer dans le support, ce qui montre que le bloc va basculer en tournant autour de l'articulation qui se crée au coin (point O) en bas à droite. Au moment du basculement, l'angle d'inclinaison (α) peut être :

$$\gamma = \tan \alpha = \frac{B}{H}$$

Où B et H sont définis dans la figure 1 et γ est une fraction de l'accélération gravitationnel (g).

Grâce à la valeur de l'angle critique, on peut calculer la valeur de l'accélération qui pousse le mur :

$$a_{critique} = g \cdot \sin(\alpha_{cr})$$

2.2. Approche dynamique

Cela consiste à exciter la base par un chargement harmonique ou bien un chargement non périodique. La sollicitation est définie par son amplitude A, et sa pulsation ω . Elle est décrite par une fonction sinusoïdale : $y(t) = A \sin(\omega t)$ (Fig. 4.57a). Le chargement non périodique entretenu peut être défini comme le chargement résultant d'une succession d'impulsions. C'est typiquement le cas d'une sollicitation sismique si l'accélération du sol est connue de façon déterministe (Fig. 4.57b). Dans notre étude, nous utiliserons un chargement harmonique.

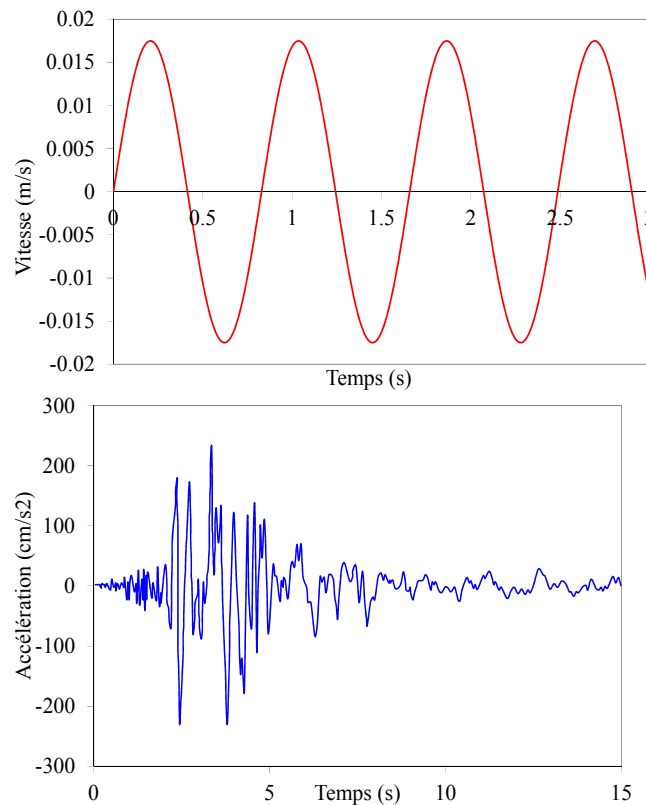


Fig. 4.57.a) Fonction sinusoïdale ; b) Excitation du séisme à Kalamata-Grèce (13 Septembre 1986)

3. Structure et banc d'essai

3.1. Structure

Nous travaillons toujours à l'aide de structures constituées de blocs de sucre. Tout d'abord, un certain nombre d'essais ont été menés en laboratoire pour accéder aux caractéristiques mécaniques et physiques des blocs. Puis nous avons procédé à des essais de structures, sur des structures dites simples et à petite échelle, comme un mur, puis sur des structures plus complexes, comme un système composé d'un mur principal et de murs de refend, et enfin une maison carrée. Ces essais nous ont permis de comprendre la phénoménologie, le comportement global, et de caractériser le ou les modes de collapse.

Les photos ci-dessous illustrent les essais typiques que nous avons réalisés. L'objectif de ces essais est d'étudier l'influence des paramètres liés à la géométrie de notre maquette quant au comportement sous sollicitation représentative d'un séisme. Tout d'abord, nous testons un module correspondant à un mur simple sous sollicitation dans le plan et hors plan, puis nous considérons la présence de murs de refend. Une étude de l'élancement du mur a aussi été menée. Enfin, nous étudions une structure complète sans et avec la présence d'une toiture légère. Dans ce modèle complet, deux tailles de morceau de sucre ont été utilisées afin d'évaluer l'influence de la taille des blocs, en référence au calcul nous parlerons de maillage.

Concernant les essais dynamiques de type harmonique, nous n'avons abordé que le module complet correspondant à la maison carrée, l'étude a plus particulièrement portée sur l'influence de l'amplitude et de la fréquence de la vibration.

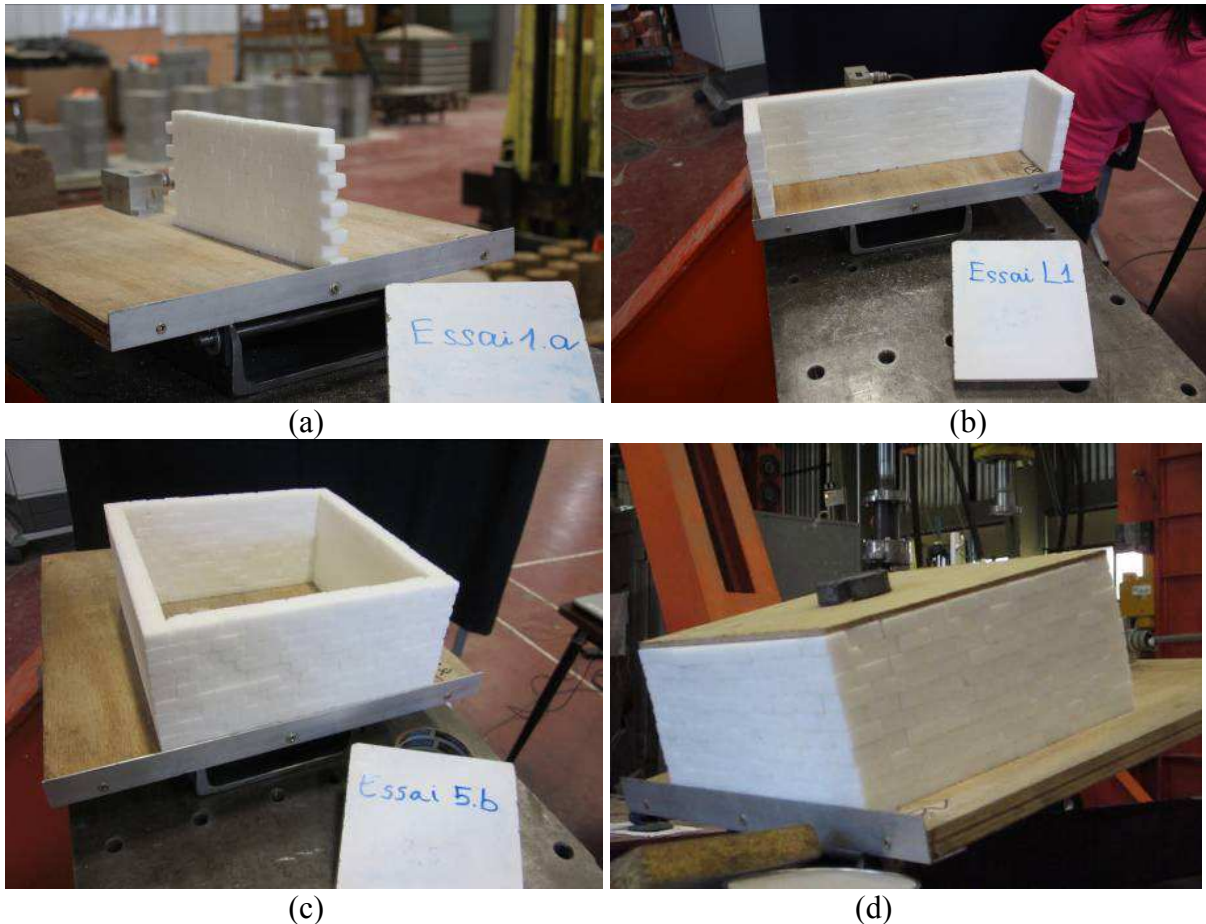


Fig. 4.58. Les divers types de structures étudiées : (a) Un mur simple ; (b) Un mur principal avec deux murs de refend ; (c) Une maison carrée ; (d) Une maison carrée avec toiture.

3.2. Banc d'essai : tests quasi-statiques

La manip quasi-statique se compose d'une table inclinable faite de bois de dimensions 42 cm x 42 cm. Un inclinomètre fixé à cette table est relié à une centrale d'acquisition (boîte Agilent) ce qui permet d'avoir de façon précise l'histoire du chargement ou inclinaison en fonction du temps, et donc de quantifier les angles correspondant au collapse de la structure.

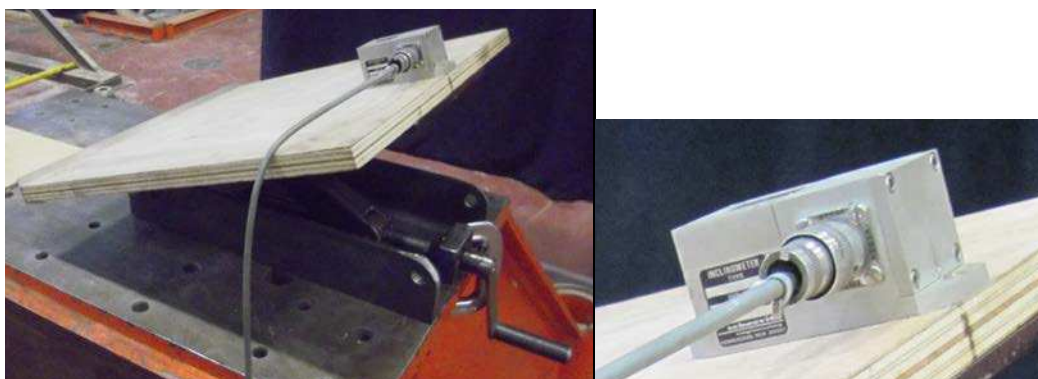


Fig. 4.59. Table inclinable et inclinomètre.

La fréquence d'acquisition des angles d'inclinaison est de 0,5s. L'inclinaison de la table est gérée de façon manuelle à l'aide d'une manivelle et de façon suffisamment lente pour arrêter le chargement au moment du collapse. La table est munie d'une barrière métallique à son extrémité basse pour empêcher le glissement de la première ligne de blocs. Enfin, la table inclinable est ancrée dans un massif rigide et lourd lui-même fixé au sol, ce afin d'éviter les

problèmes de vibration parasites qui peuvent accélérer ou le collapse voir perturber le comportement.

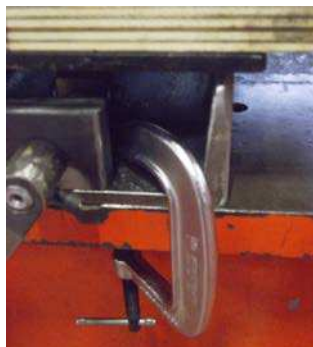


Fig. 4.60. Ancrage de la table inclinable sur un massif

3.3. Banc d'essai : tests dynamiques

Les essais dynamiques sont effectués sur une table vibrante en bois de dimensions (28cm x 28 cm) ancrée sur un profilé métallique pour lui conférer une grande rigidité, l'ensemble est fixé à un servo-vérin qui permet l'application d'une sollicitation harmonique maîtrisée.

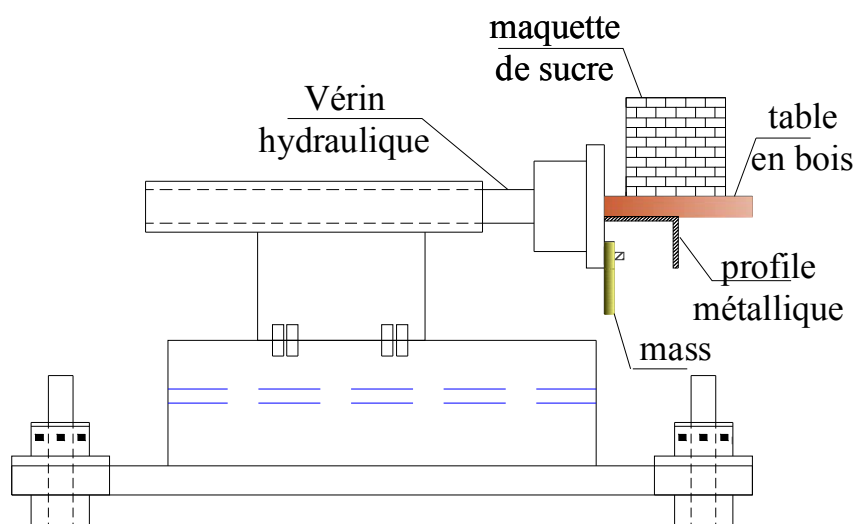




Fig. 4.61.La manip dynamique.

Le vérin associé à une pompe hydraulique est contrôlé par un automate de régulation de type MTS. L'automate de régulation permet de décrire la sollicitation harmonique ou consigne, son amplitude, sa fréquence. Le vérin applique un mouvement de type harmonique décrit comme suit:

$$x = A \cdot \sin(\omega t)$$

Où : x est le déplacement de la table vibrante;

A est l'amplitude de la sollicitation (translation) appliquée à la table vibrante;

ω est la pulsation du mouvement sismique.

L'équation de la pulsation du mouvement sismique est : $\omega = 2 \cdot \pi \cdot f$

Où : f est la fréquence du mouvement sismique. Cette fréquence est incrémentée en fonction du temps.

4. Matériaux

4.1. Caractéristiques des blocs de sucre

Pour pouvoir réaliser des essais sur structures constituées de blocs de sucre, la première étape consiste à déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques de ces blocs. Pour nos essais, deux types de bloc ont été utilisés : des gros et petits morceaux de sucre.

Les caractéristiques mesurées pour les gros morceaux sont :

- Dimensions de chaque bloc = 2,7cm x 1,7cm x 1,2cm
- Volume de chaque bloc = 5,508cm³
- Poids de chaque bloc = 5,952g
- Densité de chaque bloc = 1,08061g/cm³ = 1080,61kg/m³

Les caractéristiques mesurées pour les petits morceaux sont :

- Dimensions de chaque bloc = 1,7cm x 1,7cm x 1,2cm
- Volume de chaque bloc = 3,468cm³
- Poids de chaque bloc = 3,751g
- Densité de chaque bloc = 1,08160g/cm³ = 1081,60kg/m³

Les maquettes de sucre sont mises sur la table inclinable décrite ci-dessus.

4.2. Caractéristiques de l'interface

4.2.1. Détermination de l'angle de frottement entre les morceaux de sucre

Pour réaliser cet essai, on a positionné sur la table, deux morceaux superposés, comme visualisé ci-dessous. Ensuite, la table est progressivement inclinée jusqu'à ce que le morceau supérieure glisse.



Fig. 4.62. Essai visant à déterminer l'angle de frottement entre les morceaux de sucre.

Le tableau suivant résume les résultats :

N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Moyenne
Valeur (°)	28.5	29.4	28.8	34	29	30	33	29	32	30.4

Fig. 4.63. Angle de frottement entre morceaux de sucre.

Pour la modélisation on optera pour un angle de frottement inter-blocs de sucre égal à 30.4 °.

4.2.2. Angle de frottement entre bloc de sucre et la table inclinable

Il est important aussi de bien caractériser la condition aux limites basse ou condition de support des structures étudiées. Cela revient à caractériser l'interface entre bloc de sucre et la table en bois, plus précisément dans le cadre de la loi ici envisagée, la caractéristique « angle de frottement ». Pour ce faire, on procède de façon simple mais suffisamment représentative de la réalité, un bloc de sucre est positionné sur la table et on procède progressivement à l'inclinaison de la table jusqu'à constater le mouvement du bloc.

Les résultats obtenus sont précisés ci-après.

N°	1	2	3	4	5	Moyenne
Valeur (°)	34.6	31.6	34.7	31	34	33.2

Fig. 4.64. Angle de frottement entre blocs et table support en bois.

4.2.3. Angle de frottement entre les blocs et la toiture

Pour cet essai, on a considéré une « structure » constituée de blocs de sucre (36 morceaux) positionnés sur la table, et formant un carré de dimensions externes 265x265mm. Puis on a positionné une toiture légère de 265x265mm sur ces blocs, et on a progressivement incliné la table jusqu'au moment où la toiture se décale par rapport à sa position initiale.

Les résultats obtenus sont précisés ci-dessous :

N°	1	2	3	4	5	6	Moyenne
Valeur (°)	25.6	26.4	24.9	22.1	23	27.4	24.9

Fig. 4.65. Angle de frottement entre les blocs et la toiture.

5. Résultats

5.1. Essais statiques

Il s'agit de mener des essais sur maquette essentiellement pour peser la pertinence de la modélisation de type MED. La représentativité de la maquette n'est donc pas recherchée. D'autre part, nous optons pour des essais de complexité croissante ce afin d'isoler les différents modes de rupture et à nouveau de voir si la modélisation est capable de sérier ces modes.

5.1.1. Essais d'un mur simple

Nous avons tout d'abord étudié le cas d'un mur simple, de dimensions $260 \times 17 \times 120$ mm (longueur \times épaisseur \times hauteur). Le mur est constitué de blocs de taille $27 \times 12 \times 27$ mm, et constitué de 95 morceaux de sucre. La première rangée de blocs est en appui sur une plaque métallique fixée sur la table inclinable. Deux types d'essais sont menés, le premier considère une charge dans le plan (inclinaison) et le deuxième hors plan comme montré à la Fig. 4.66.

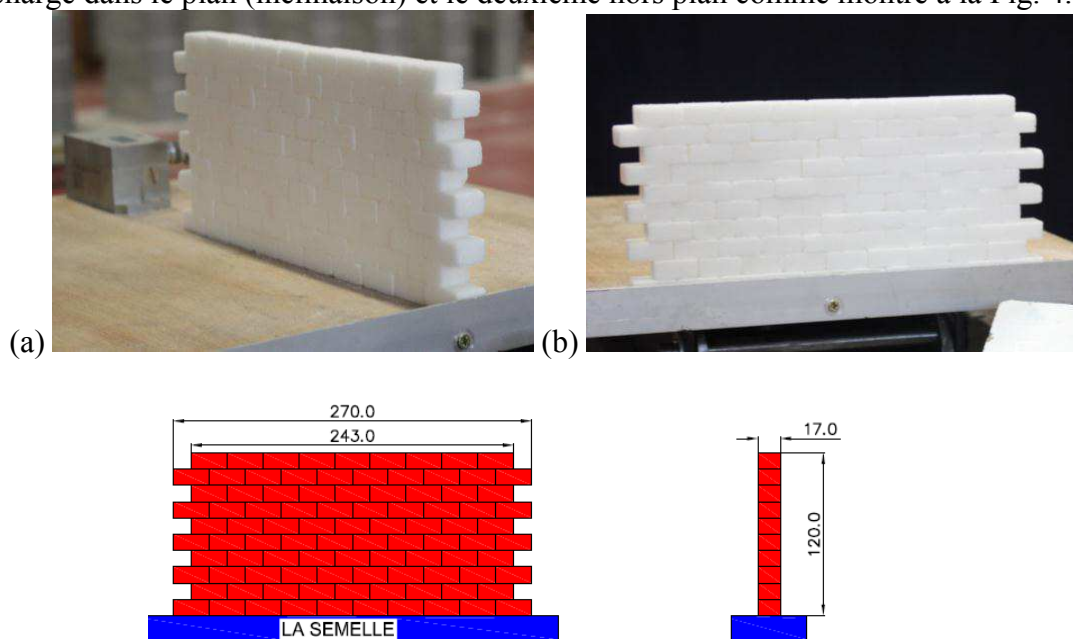


Fig. 4.66. (a) Mode hors plan ; (b) Mode plan

Les essais sont dupliqués 4 fois pour chaque configuration afin de déterminer l'angle de collapse moyen et de garantir le mode de rupture. Les valeurs obtenues sont reportées dans le tableau ci-dessous.

Dans plan	N°	1-A	1-B	1-C	1-D	Moyenne
	Valeur (degré)	22.8	23.4	23.8	22.8	23.2
Hors plan	N°	1-1	1-2	1-3	1-4	Moyenne
	Valeur (degré)	6.8	7.5	6.1	5.3	6.43

Fig. 4.67. Angles de rupture des essais dits plans (murs simples).

On remarque que pour le cas hors plan, les résultats montrent plus de dispersion par rapport au cas des essais dits plans. De plus, l'angle d'inclinaison moyen obtenu est plus faible, un écart de l'ordre de 70% est constaté, comparativement au cas plan. En effet, dans le cas hors plan, le mur se comporte comme une poutre console, le moment de flexion maximale est au pied de la poutre (Fig. 4.69). L'effet de flexion induit donc plus une rotation des morceaux de

sucre à la base, plutôt que le glissement à leur interface, de ce fait, la rotation des blocs caractérise l'effondrement. Autrement dit, le mur collapse avant que l'interface des blocs du mur n'atteigne la limite en frottement. Néanmoins, pour le mur excité dans son plan, la sollicitation induit essentiellement du cisaillement entre les rangées de blocs de sucre, faisant ainsi travailler les forces de frottement entre les blocs. Cet effet reste dominant jusqu'à la rupture du mur (Fig. 4.68). La différence entre ces deux mécanismes de rupture explique l'instabilité du mode hors plan par rapport au mode plan (pour le cas d'un mur simple).



Fig. 4.68. Processus de rupture du mur dans le plan.

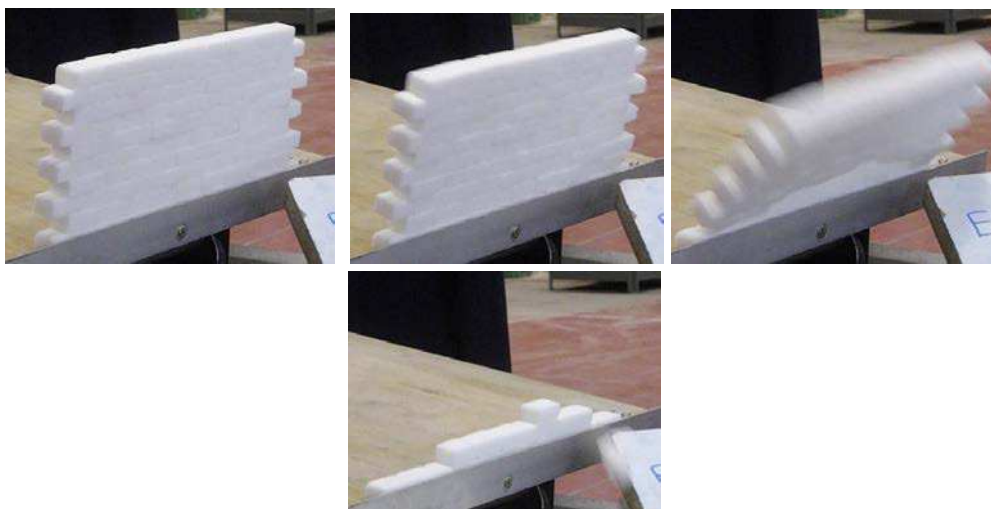


Fig. 4.69. Processus de rupture du mur hors plan.

L'instabilité du mode hors plan d'un mur simple nous montre la nécessité de bien régler les conditions aux limites afin d'améliorer la stabilité de la structure. Dans la série des essais suivants, on considèrera donc deux murs de refend, d'une part cela est plus conforme aux dispositions constructives réelles, d'autre part cela permettra d'appréhender d'autres modes de rupture et de mettre en exergue les interactions des différentes parties d'une maison en maçonnerie.

5.1.2. Essai d'un mur principale avec deux murs de refend

Un mur principal de dimensions $400 \times 17 \times 125$ mm (Longueur \times épaisseur \times hauteur) est assemblé avec deux murs de refend de 98 mm. Les deux murs de refend sont appuyés contre la barre métallique au niveau des pieds du mur. Cet essai présente un rapport longueur sur hauteur $L/h=3,2$. En variant la longueur du mur principal, on étudie l'influence du rapport L/h sur

l'angle d'inclinaison et sur le mode de rupture de la structure (L/h de 3,2 ; 2,768 ; 2,336 ; 1). Les dimensions des deux murs de refend sont constantes pour tous les tests. On répète les essais trois fois (ou deux fois) pour chaque configuration.

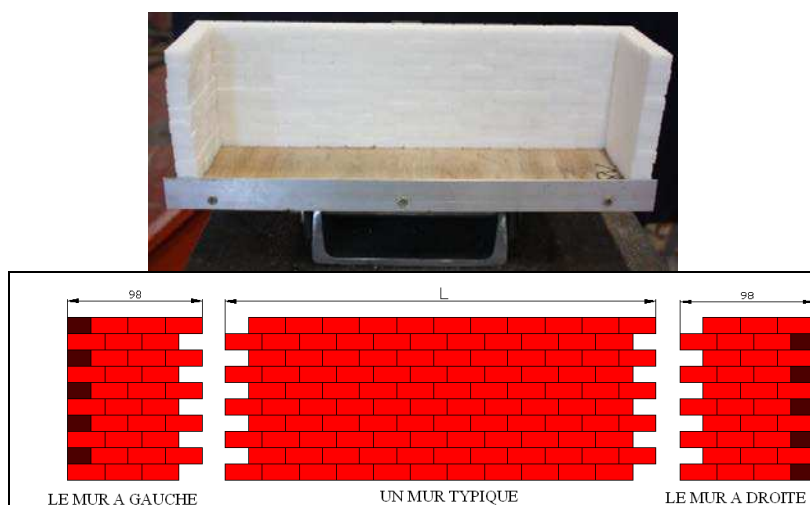


Fig. 4.70. Géométrie du mur $L/h=3,2$

Ce type de géométrie est très typique (représentatif au niveau forme) et sert à caractériser le comportement de structures maçonnées. Les valeurs des angles de frottement sont reportées dans le tableau ci-dessous.

Essai L1 $L/h = 3.2$	Angle de rupture (°)
L1-1	9
L1-2	8.8
L1-3	8.4
Moyenne	8.7

Fig. 4.71. Angles de ruptures de l'essai L_1

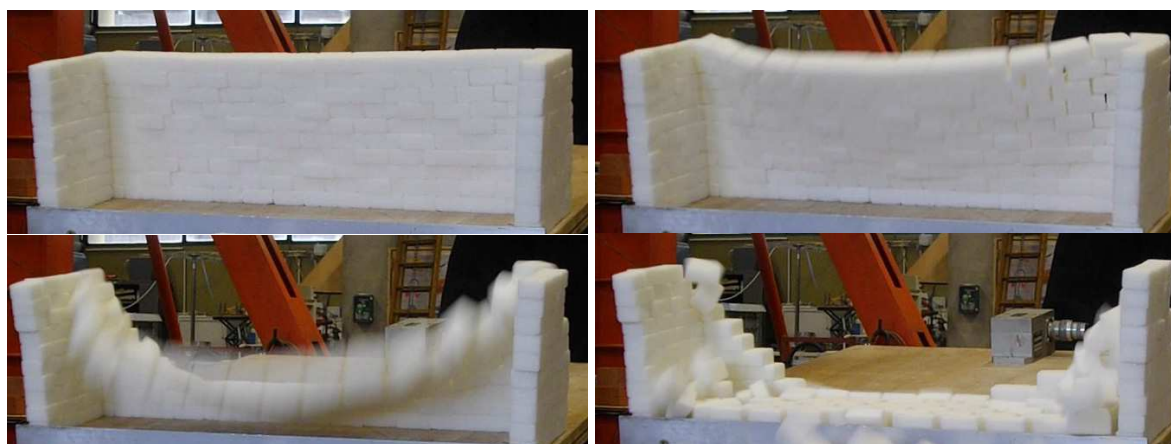


Fig. 4.72. Processus de rupture de l'essai L_1 avec un rapport $L/h=3.2$.

Pour les 3 expérimentations réalisées pour l'essai L_1 , on constate que la rupture est arrivée de façon similaire. Lorsqu'on observe pas à pas le processus de rupture grâce à la caméra, on conclut que la rupture est due principalement à la flexion du mur principal (Fig. 4.72 & Fig. 4.73).

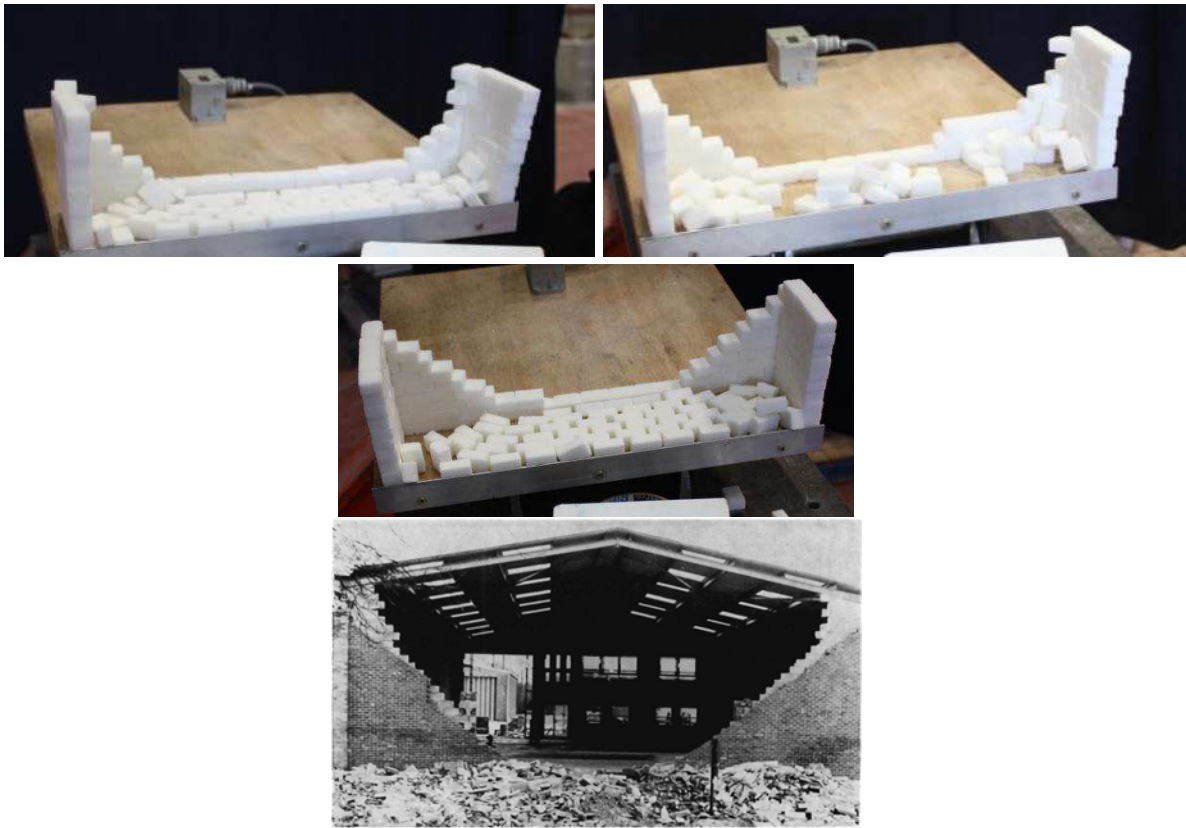


Fig. 4.73. Modes de rupture des structures L_{1-1} , L_{1-2} , L_{1-3} avec un rapport $L/h=3.2$.

Normalement, le collapse de cette structure est dominé par la rupture du mur principal du fait de la sensibilité du mode hors plan par rapport au mode dans le plan. Par contre, en assemblant les deux murs de refend, une rupture induite par torsion dans les deux murs de refend est constatée (Fig. 4.74).

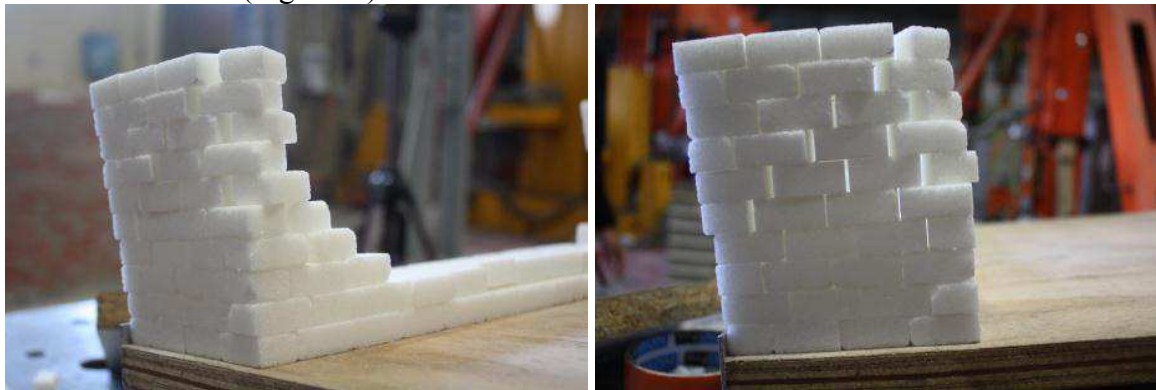


Fig. 4.74. Torsion des murs de refend.

Essai L_2 $L/h = 2.768$ $L=346\text{mm}$	Angle de rupture ($^\circ$)	Essai L_3 $L/h = 2.336$ $L=292\text{mm}$	Angle de rupture ($^\circ$)	Essai L_4 $L/h = 1.0$ $L=$	Angle de rupture ($^\circ$)
L2-1	9.6	L3-1	12.2	L4-1	19.9
L2-2	9.9	L3-2	12.6	L4-2	19.9
Moyenne	9.75	Moyenne	12.4	Moyenne	19.9

Angles d'effondrement pour des essais où le mur principal a une relation L/h variable ($^\circ$)				
L/h	3.2	2.768	2.366	1.0
Angles de rupture ($^\circ$)	8.7	10.2	12.4	19.9
Accélérations maximales (g)	0.151	0.177	0.215	0.340

Les résultats trouvés montrent que la relation L/h influence de manière très significative la résistance au séisme des murs. Si la relation L/h d'un mur est plus petite, sa résistance sera par conséquent plus grande. On peut aussi analyser les différents modes de rupture selon les rapports L/h testés, les photos ci-dessous permettent d'apprécier les différences :

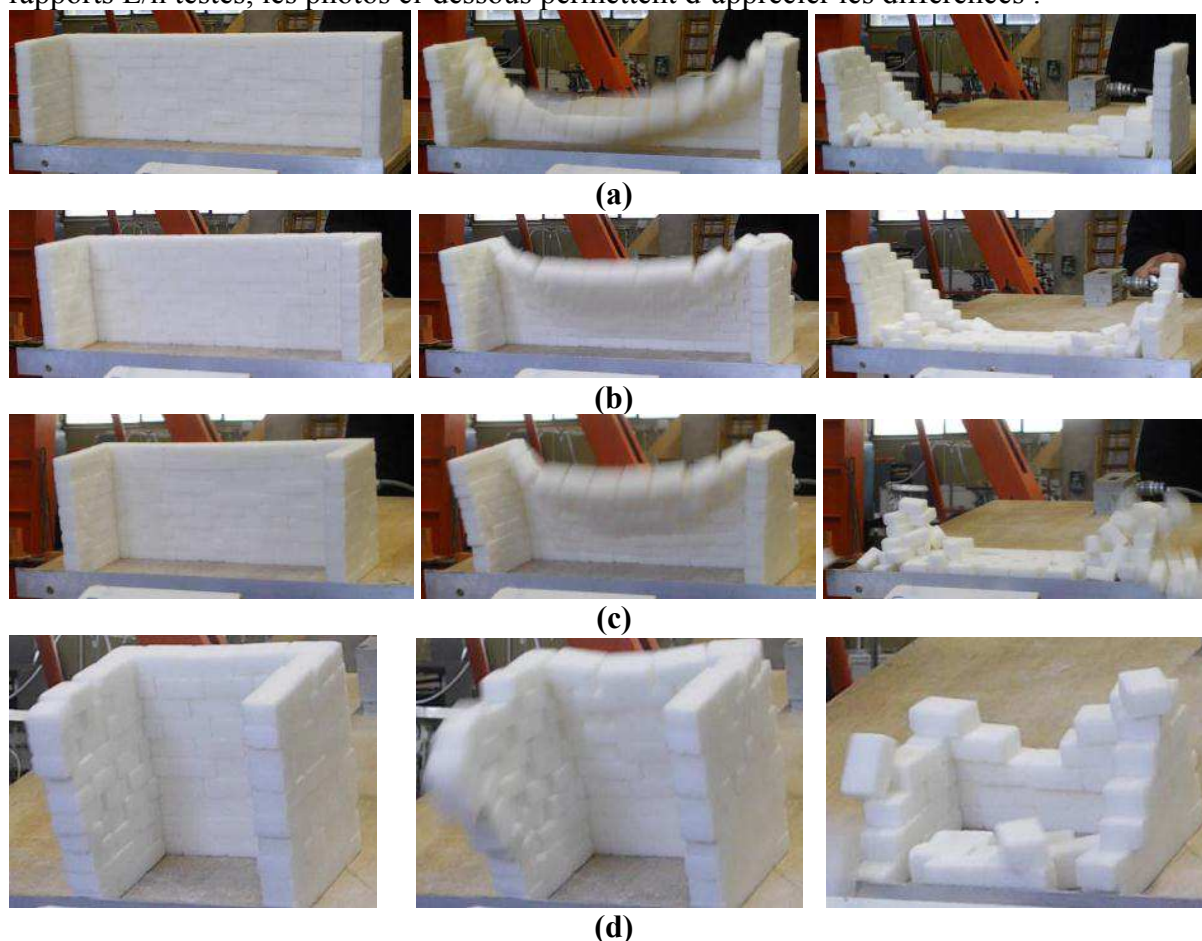


Fig. 4.75. Photos précisant l'état avant, pendant et après la rupture des structures avec L/h variable : (a) $L/h=3.2$, (b) 2.768 , (c) 2.366 , (d) 1.0 .

En analysant les photos ci-dessus, on constate que plus le rapport L/h est grand, plus l'effondrement sera tributaire de la flexion. Lorsqu'on diminue le rapport L/h , l'effet de flexion est progressivement inhibé, laissant place aux effets de torsion et principalement aux effets de glissement et de cisaillement qui vont interagir et piloter l'effondrement.

5.1.3. Maison carrée sans toiture

5.1.3.1. Structure

Pour cet essai on considère une maison carrée, de dimensions extérieures $265 \times 265 \text{ mm}$, constituée de 4 murs de 10 rangées de blocs rigides, sans toiture et sans aucune inclusion en bois dans la structure. Nous avons réalisé cet essai de deux manières distinctes, d'abord en utilisant des gros blocs de sucre, soient 360 blocs de taille $27 \times 12 \times 17 \text{ mm}$, puis l'essai est dupliqué en utilisant des petits blocs de sucre ($17 \times 12 \times 17 \text{ mm}$) pour les murs et des gros blocs uniquement pour les liaisons dans les coins. Pour ce faire on a utilisé 480 blocs de petite taille et 40 blocs de grande taille. Cet essai, pour lequel la structure intègre des blocs de tailles distinctes, a pour but d'analyser l'influence de la taille des blocs dans la résistance des structures en maçonnerie.

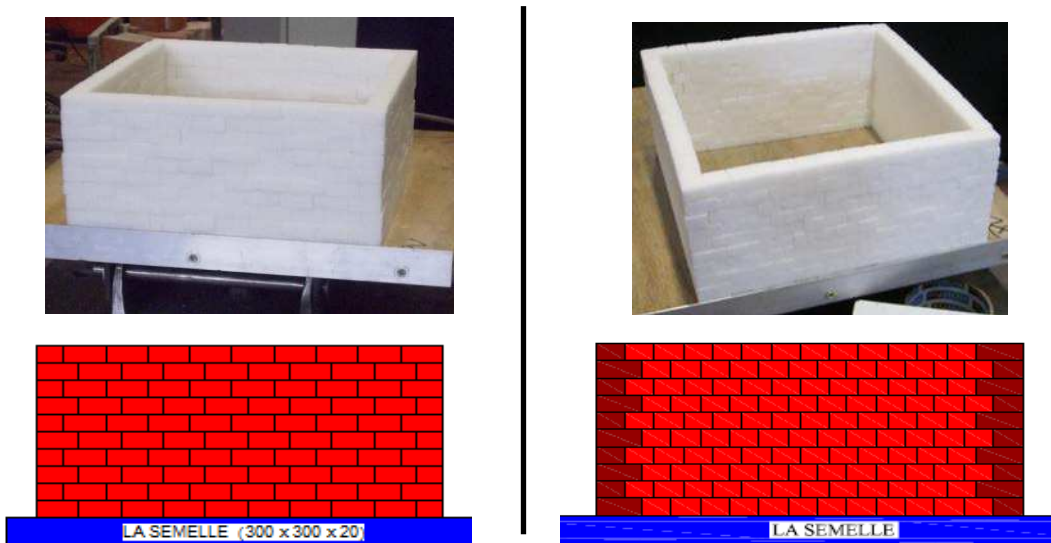


Fig. 4.76. Maison carrée sur table inclinable : a) gros blocs; (b) petits blocs.

5.1.3.2. Résultats des essais

Pour les 6 essais réalisés sur une maçonnerie constitués de gros blocs, les angles de rupture sont reportés dans le tableau ci-dessous. Ces résultats nous montrent que l'angle critique obtenu pour le mur amont est plus petit que celui du mur aval, l'écart est de l'ordre de 30%.

N°	Le mur amont(°)	Le mur aval (°)
5-1	9.5	13.9
5-2	8.8	13.5
5-3	8.6	13.8
5-4	9.4	12.7
5-5	8.5	12.7
5-6	9.7	12.6
Moyenne	9.1	13.2

Fig. 4.77. Angles de ruptures des murs d'une maison carrée constituée de gros blocs

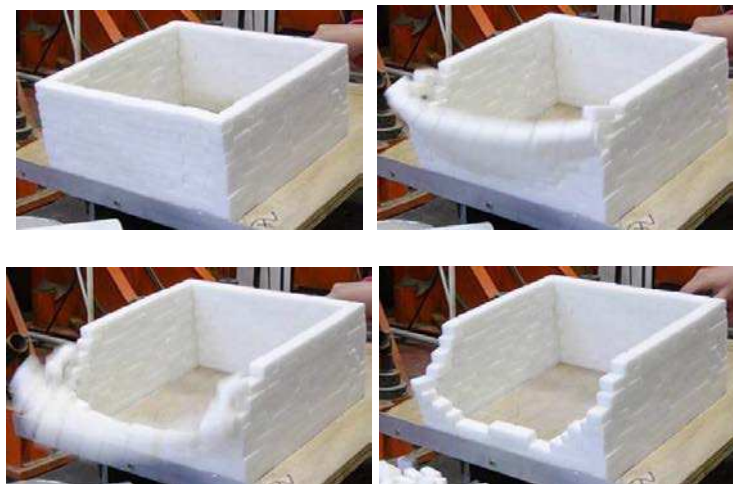


Fig. 4.78. Rupture du mur frontal d'une maison carrée constituée de gros blocs.

Pour le premier angle de collapse, le mode de rupture se compose de la flexion du mur principal amont, et du cisaillement des deux murs de refend (Fig. 4.78). Pour le deuxième angle de collapse, le mode de rupture du mur principal aval est similaire avec celui du mur principal amont caractérisé essentiellement par la flexion. Cependant, grâce à l'effet de torsion induit sur les deux murs de refend, le mur principal aval a vu sa capacité portante s'améliorer de 30% (angle critique). Cette observation nous permet de conclure que si cette maison carrée est soumise à un chargement cyclique, un même mur principal va se comporter différemment selon les directions de charge à cause de l'effet de torsion et de cisaillement.

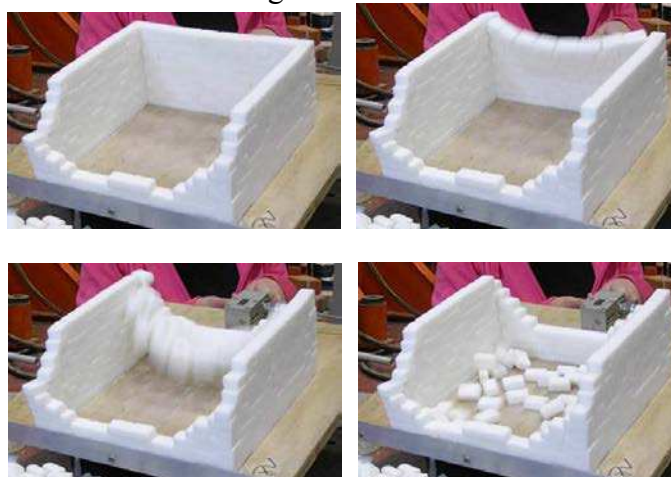
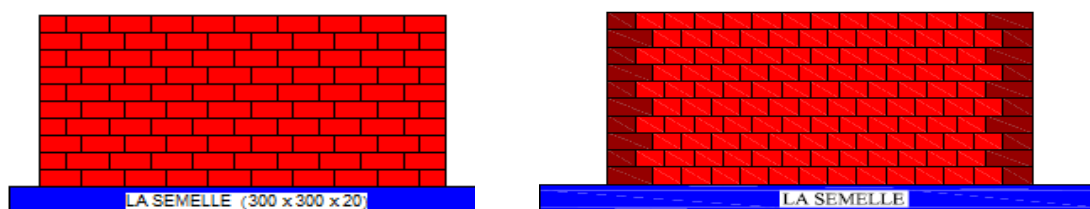


Fig. 4.79. Rupture du mur arrière d'une maison carrée constituée de gros blocs.

Toujours pour la même structure (maison carrée), mais cette fois-ci constituée de petits blocs ($17 \times 12 \times 17 \text{ mm}$), les mêmes essais avec la même méthode de charge ont été dupliqués, et nous avons considéré 6 essais afin de jauger de la robustesse et reproductibilité. En observant les modes de rupture, on constate qu'ils sont similaires dans tous les cas. Ils se caractérisent par l'existence de deux zones comme dans le cas de la structure constituée de gros blocs. Dans les deux zones, la rupture se passe de la même manière que pour les essais avec des gros blocs. La rupture se trouve toujours d'abord sur le mur principal amont (en bas de pente) au voisinage de la barre métallique qui est utilisé pour bloquer le glissement du mur sur la table. Ainsi on constate une rupture qui combine l'effet de flexion du mur principal amont et le cisaillement des murs de refend. La deuxième zone se localise sur le mur principal aval, le mode de rupture de cette zone apparaît un peu plus tard, et de façon moins brutale. Cette dernière zone de rupture est purement en flexion, on a observé que cela cause aussi un effet de torsion sur les deux murs de refend. Soulignons qu'il n'y a pas de glissement du mur principal aval, et ce durant tout l'essai.



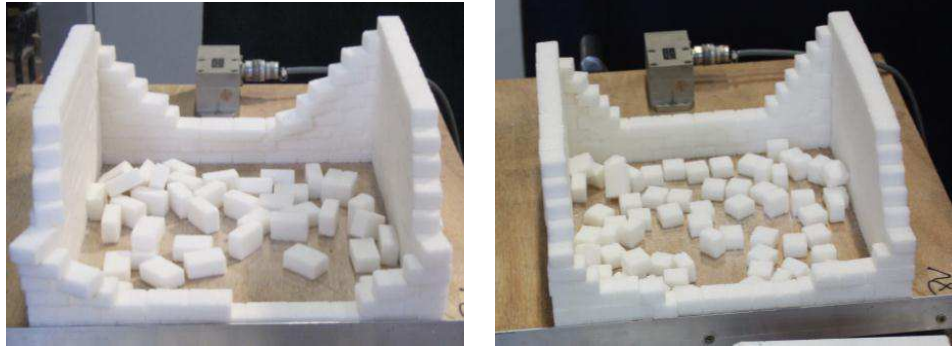


Fig. 4.80. Modes de rupture : Maison de gros blocs (gauche) et de petits blocs (droite).

L'angle moyen de collapse obtenu pour les structures constituées de petits blocs est plus faible que celui obtenu pour le cas des structures constituées de gros blocs (écart de 15% pour le premier angle critique, 18% pour le deuxième angle critique. En conclusion, la discrétisation plus fine en blocs de la structure a diminué sa résistance, mais n'a pas changé les modes de rupture.

Angles d'inclinaison de rupture (°)			
Gros morceaux de sucre 27×12×17mm		Petits morceaux de sucre 17×12×17mm	
Mur amont	Mur aval	Mur amont	Mur aval
9.1	13.2	7.7	10.8

Fig. 4.81. Tableau de bilan : Maison avec des grands ou petits blocs.

Accélérations maximales (g)			
Gros morceaux de sucre 27×12×17mm		Petits morceaux de sucre 17×12×17mm	
Mur amont	Mur aval	Mur amont	Mur aval
0.158	0.228	0.134	0.187

Fig. 4.82. Accélérations maximales moyennes des maisons carrées constituées que des gros blocs ou en panachant des petits et des gros blocs.

5.1.4. Maison complète avec toiture

Dans cette partie, on considère une maison modulaire, de mêmes dimensions extérieures (265mm×265mm) que celle constituée de gros blocs de sucre (27×12×17mm) et présentée précédemment. La maison est donc assemblée par 360 morceaux avec quatre murs constitué chacun de 10 rangées. Par contre, afin d'évaluer l'effet de pré-compression sur le comportement de cette structure, on a ajouté une masse de 200g positionnée au centre de la toiture (Photo ci-dessous).



Fig. 4.83. Maison carrée avec toiture et une masse de 200g.

Grâce à la présence de la toiture, les deux murs principaux qui sont sollicités dans la direction hors plan travaillent conjointement au lieu de réagir indépendamment comme dans le cas sans toiture. Par conséquent, cet essai se caractérise par une seule valeur de l'angle d'inclinaison correspondant à un seul mode d'effondrement totale de la structure. De plus, sous l'effet de masse ou de pré-compression, on obtient des angles de rupture plus importants par rapport au cas sans pré-compression. Le tableau ci-dessous reporte les résultats des trois essais menés, on obtient un angle moyen de rupture de 15,1°.

N°	Angle de rupture(°)
7-1	15.0
7-2	15.6
7-3	14.8
Moyenne	15.1

Fig. 4.84. Angles de ruptures d'une maison carrée avec toiture et poids de 200g.

Le processus de rupture est illustré par les images suivantes :

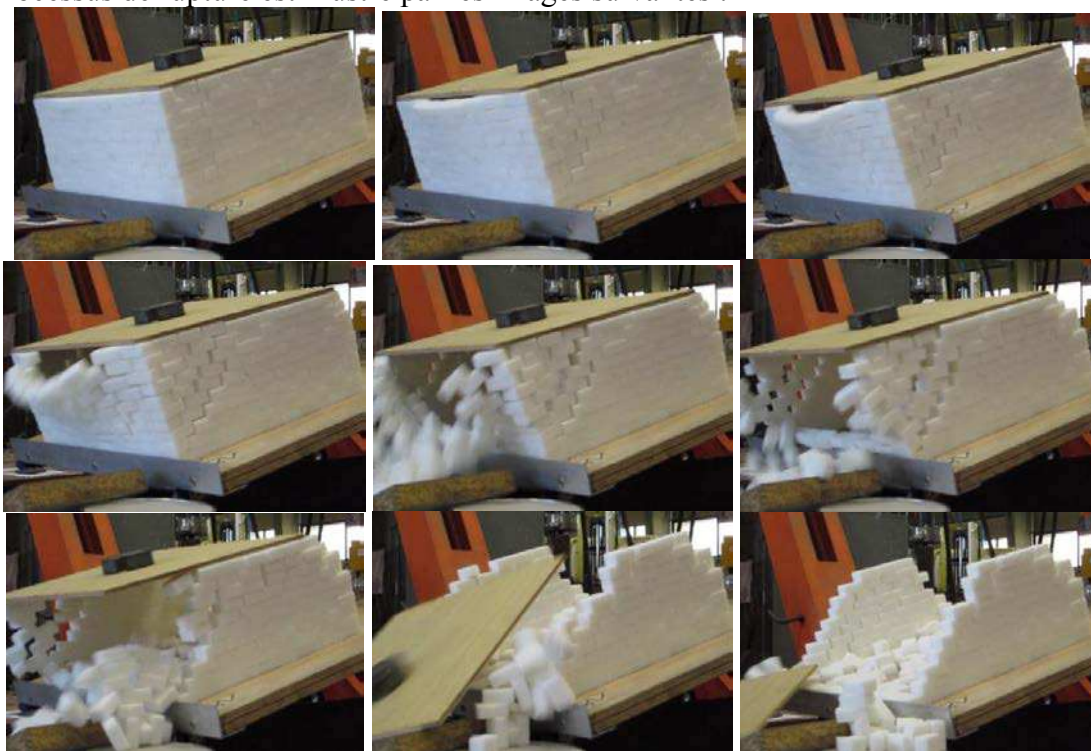


Fig. 4.85. Processus de rupture d'une maison modulaire avec toiture et pré-compression.

Comparaison entre le cas sans toiture et avec toiture+poids :

Angle de frottement moyenne (degré)		
Maison avec toiture et poids de 200g	Maison sans toiture	
	Mur frontale	Mur derrière
15.1	9.1	13.2
Accélération maximale (g)		
Maison avec toiture et poids de 200g	Maison sans toiture	
	Mur frontale	Mur derrière
0.261	0.158	0.228

5.2. Essais dynamiques de type harmonique

La structure repose sur une table vibrante en bois 28*28 cm² sollicitée par un vérin hydraulique. Le vérin applique un mouvement de type harmonique décrit comme suit :

$$x = A \cdot \sin(\omega t)$$

Où : x est le déplacement de la table vibrante ;

A est l'amplitude de la table vibrante ;

ω est la pulsation du mouvement sismique.

L'équation de la pulsation du mouvement sismique est : $\omega = 2 \cdot \pi \cdot f$

La structure correspond à une maison de 4 murs constitués chacun de 10 rangées de blocs de sucre, sans toiture, et sans adjonction d'une masse (soit 26.5*26.5 cm² et 260 morceaux de sucre). L'objectif de cette étude est de comparer les accélérations maximales obtenues par le mouvement dynamique de type harmonique avec celles obtenues par les essais quasi-statiques précédemment exposés. Le deuxième but est de définir l'influence de l'amplitude du mouvement, ainsi, à amplitude donnée on varie la fréquence afin de déterminer le seuil en fréquence à partir duquel il y a rupture ou effondrement. Trois essais correspondent à trois amplitudes (2mm, 3mm et 3,5mm) sont effectués. Les accélérations maximales seront calculées suivant : $x'' = -\omega^2 A \sin \omega t$

Chaque essai est dupliqué. Le tableau ci-dessous reporte les résultats moyens de tous les tests réalisés :

Amplitude	Fréquence de rupture du premier mur (Hz)	Fréquence de rupture du deuxième mur (Hz)	Accélérations maximales pour le premier mur (g)	Accélérations maximales pour le deuxième mur (g)
2mm	4.27	4.35	0.147	0.152
3mm	3.55	3.7	0.152	0.165
3.5mm	3.3	3.5	0.153	0.172

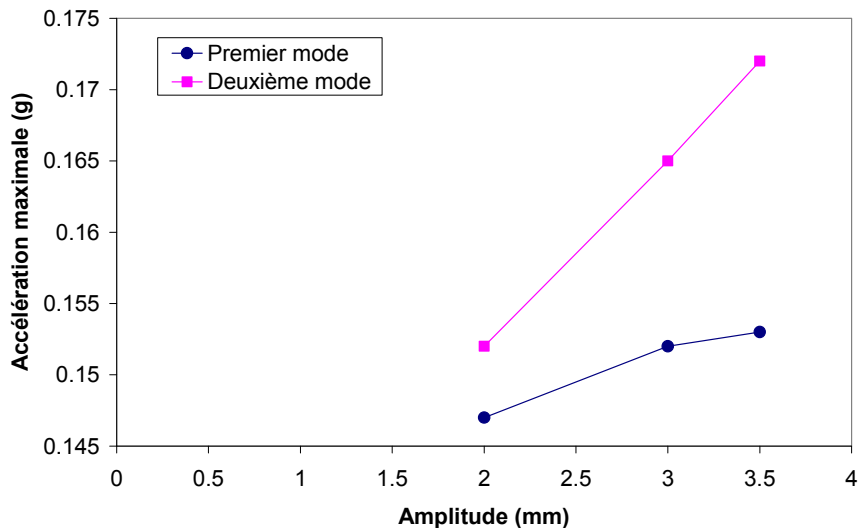


Fig. 4.86. Courbes d'accélération maximale en fonction de l'amplitude du mouvement.

Les modes de ruptures sont relativement similaires quelles que soient les fréquences : les murs qui se brisent sont ceux perpendiculaires à la direction de la perturbation, et le mur le plus éloigné de la source (ici le vérin) casse en premier. La rupture est pilotée par la flexion du mur. On observe la torsion au niveau des angles.

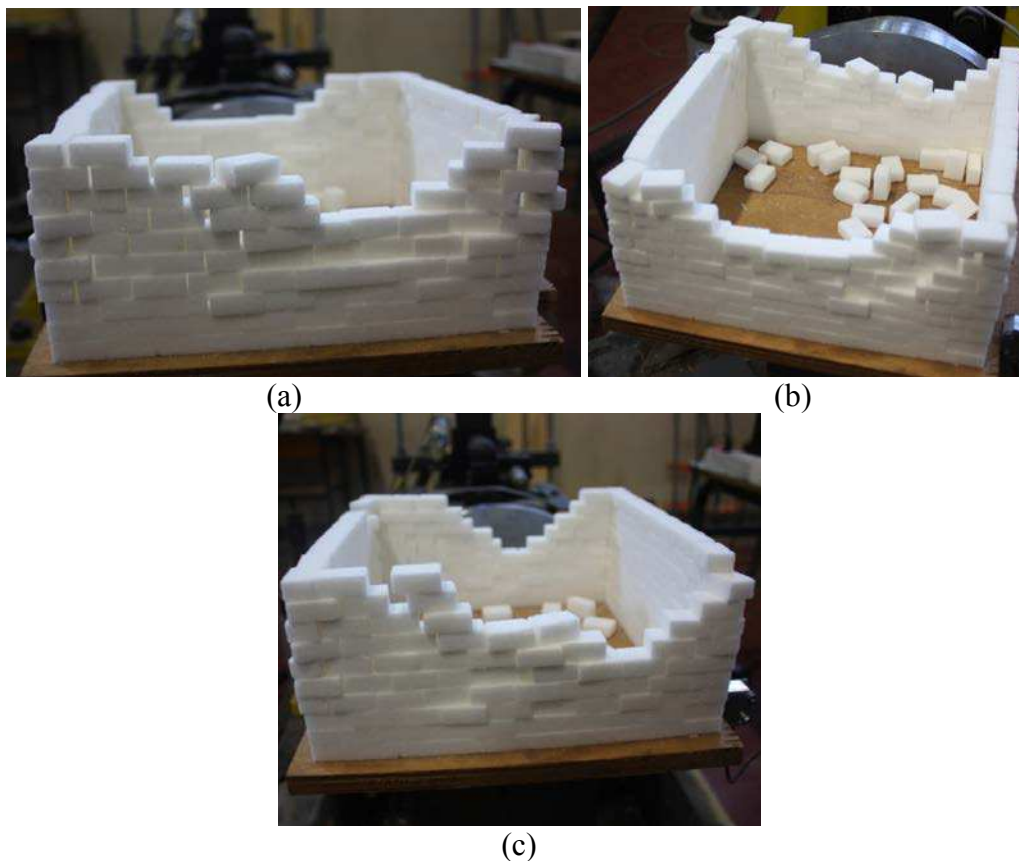


Fig. 4.87. Modes de rupture pour les amplitudes : (a) 2mm, (b) 3mm, (c) 3,5mm.

Enfin, on a mené un test sur une maison comportant un défaut. Ce test est réalisé avec une amplitude de 3mm. Le mur principal amont est celui comportant les défauts (4 briques manquantes). Pour ce mur : la fréquence de rupture est de 3.30 Hz et l'accélération maximale de 0.131 g. Pour le deuxième mur principal ou mur dit aval, ne comportant aucune imperfection, la fréquence est de 3.75 Hz et l'accélération de 0.170 g.

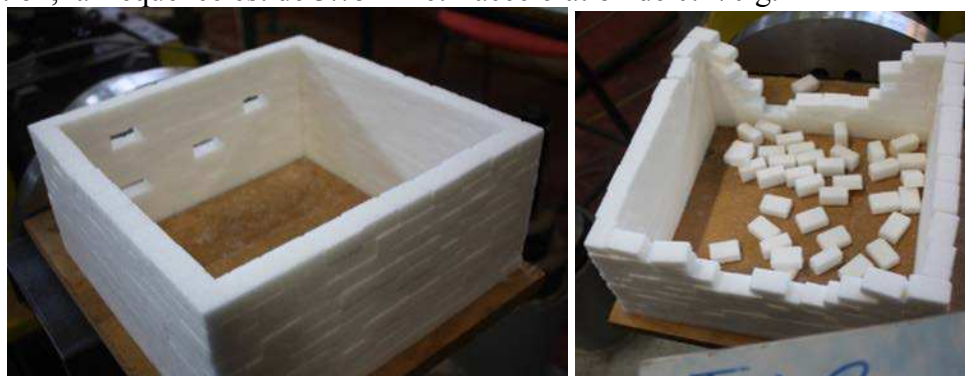


Fig. 4.88. Maison avec défaut

Les résultats sont quasi-similaires pour le deuxième mur mais la fréquence de rupture et l'accélération maximale sont bien plus faibles pour le premier mur que lorsque ce dernier ne comportait pas de défaut. La rupture est plus brutale, de façon plus homogène et plus rapide pour le mur altéré que pour le mur sain.

6. Résultats des simulations numériques

6.1. Essais statiques

Dans cette partie, on ne présente que les résultats numériques pour les essais prenant en compte l'influence de L/h (longueur/hauteur).

- Dimensions de chaque bloc = 2,7cm x 1,7cm x 1,2cm
- Volume de chaque bloc = 5,508cm³
- Poids de chaque bloc = 5,952g
- Densité de chaque bloc = 1,08061g/cm³ = 1080,61kg/m³
- Angle de frottement entre les blocs : 30,4°

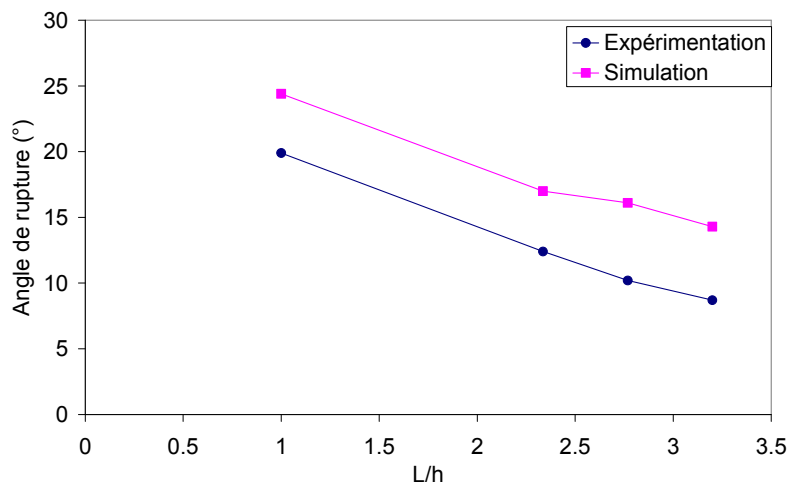
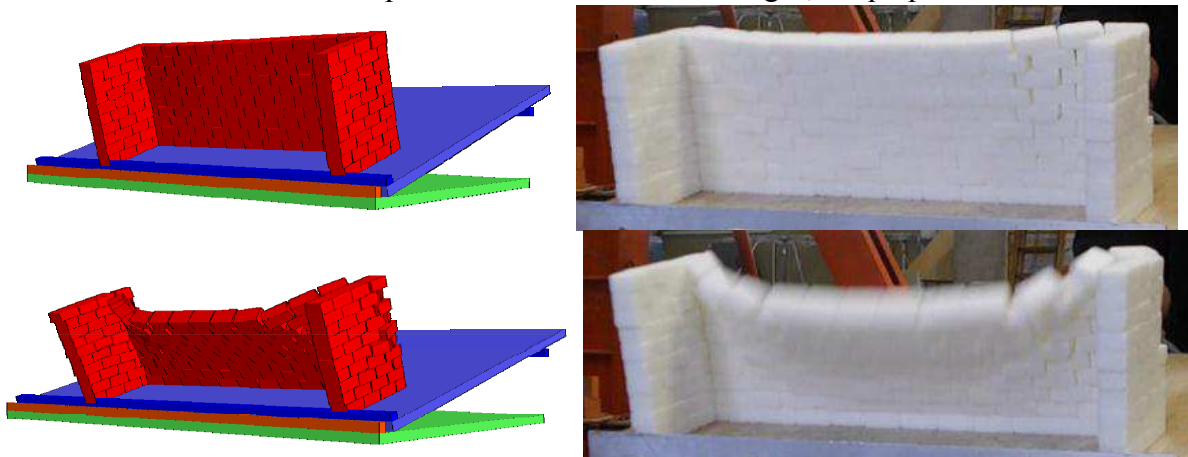


Fig. 4.89. Comparaison essais/calculs.

La comparaison essais/calculs pour les angles critiques est présentée Fig. 4.89. Un écart important entre le numérique et l'expérimentation est constatée, la tendance ou effet du L/h est cependant bien retranscrite par les calculs. L'écart semble être constant. Cette différence peut être expliquée par le choix d'une valeur moyenne trop forte. La caractéristique inhomogène des interfaces entre les morceaux des sucres est certaine, c'est pourquoi, l'on constate une variabilité (entre 28,5° à 33°) lorsqu'on mesure l'angle de frottement entre les blocs. Pour les calculs, on a choisi un angle de frottement moyen de 30,4° ce qui donne les résultats numériques à la Fig. 4.89. Cet effet devient important à cause de l'effet d'échelle (la masse des sucres est faible par rapport au défaut important) lié à notre maquette. Par contre, on retrouve numériquement une tendance similaire de diminution des angles critiques en fonction de L/h comme constaté lors des essais. Cette tendance confirme la pertinence du modèle numérique.

En ce qui concerne des modes de rupture, la simulation numérique semble très pertinente, bien conforme aux essais et ce pour les nombreux cas envisagés, ce qui prouve sa robustesse.



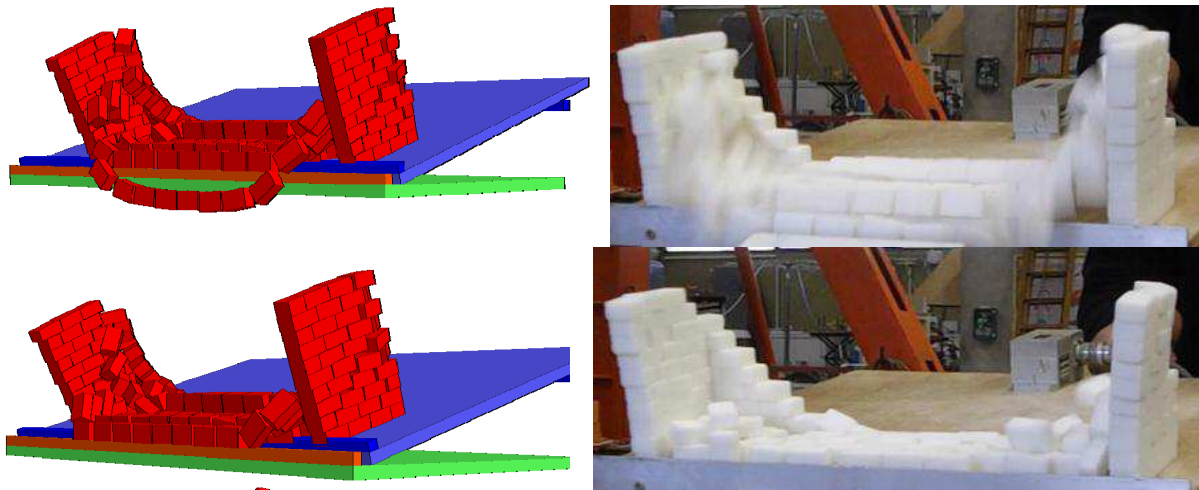


Fig. 4.90. Modes de rupture cas $L/h=2,768$: essai/calcul.

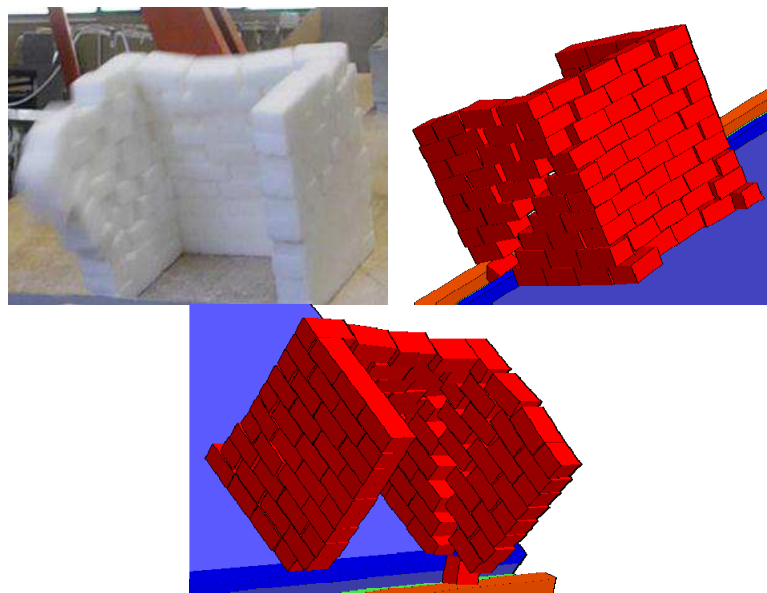


Fig. 4.91. Modes de rupture cas $L/h=1$: essai/calcul.

La Fig. 4.90 & Fig. 4.91 illustrent la comparaison des modes de rupture pour deux cas d'élançement testés : $L/h=2,768$ et $L/h=1$.

6.2. Essais dynamiques

6.2.1. Exemple simple – Mouvement d'un bloc rigide

Nous traitons tout d'abord d'un cas extrêmement simple, pour lequel nous disposons de la solution analytique, ce qui nous permet de jauger de la qualité de la modélisation numérique à l'aide de la MED. Les modèles analytiques sont purement basés sur la dynamique des corps rigides et n'incorporent pas l'élasticité. Selon [HOU 1963], le mouvement d'un bloc rigide peut être décrit par deux équations non-linéaires :

$$\theta'' + \sin(\theta_{cr} - \theta) = -(\ddot{u}_g / g) \cos(\theta_{cr} - \theta) \quad \text{pour } \theta > 0$$

$$\theta'' + \sin(-\theta_{cr} - \theta) = -(\ddot{u}_g / g) \cos(-\theta_{cr} - \theta) \quad \text{pour } \theta < 0$$

Avec θ_{cr} et θ sont définis dans la Fig. 4.92, \ddot{u}_g est l'accélération du support, g est l'accélération gravitaire, et $\theta'' = d^2\theta / d\tau^2$ avec $\tau = t\sqrt{3g/(4R_b)}$

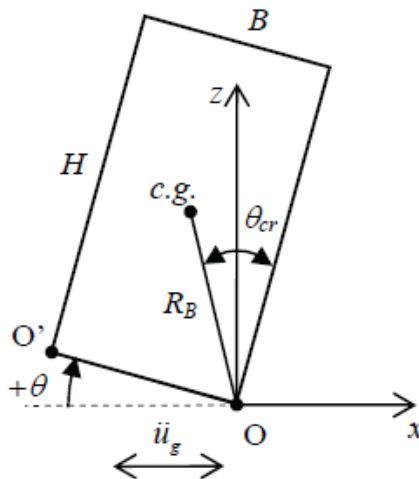


Fig. 4.92. Géométrie du bloc « balancement » (rocking)

Pour le calcul numérique dans 3DEC, on modélise un bloc rigide de 4m de hauteur, 1 m de largeur, 1 m de longueur, sa masse volumique de 2000kg/m^3 . Ce bloc est basé sur une base qui va être introduit un mouvement dynamique. Ce chargement sismique est une fonction d'accélération de cosinus avec une amplitude de $A_h=0,5g$ et sa fréquence $\omega=10,88\text{rad/s}$ (ou $f=1,72\text{Hz}$) :

$$\ddot{u}_g = A_h \cdot \cos(\omega t)$$

$$\int \ddot{u}_g = \frac{A_h}{\omega} \cdot \sin(\omega t)$$

Ce test a été modélisé par [Dejong, 2009] dans le cas de modèle de deux dimensions. On refait ici les calculs dans un modèle 3D.

Dans 3DEC, l'amortissement de Rayleigh est utilisé :

$$C = \alpha M + \beta K$$

Avec C, M, K est la matrice d'amortissement, de masse et de rigidité, alternativement. Et α, β est l'amortissement de masse proportionnelle et l'amortissement de rigidité proportionnel. De plus :

$$\xi(\omega) = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega \right)$$

Où $\xi(\omega)$ est le taux d'amortissement critique.

Le comportement de contact entre le bloc rigide et la base est décidé par le coefficient de frottement et la rigidité k_n, k_s de l'interface.

Pour bien comprendre l'influence de ces coefficients pour le comportement de structure, c'est nécessaire à faire une étude paramétrique. Cependant, dans la première étape, les coefficients proposés par [DEJ 2009] sont utilisés pour comparer avec les résultats analytiques. La formule analytique de ce test est trouvée dans [DEJ 2009].

α	β	ξ_{\min}	f_{\min} (Hz)	K_n (Pa/m)	K_s (Pa/m)
$6,28e^{-5}$	$1,29e^{-4}$	0,0001	0.1	1E12	1E12

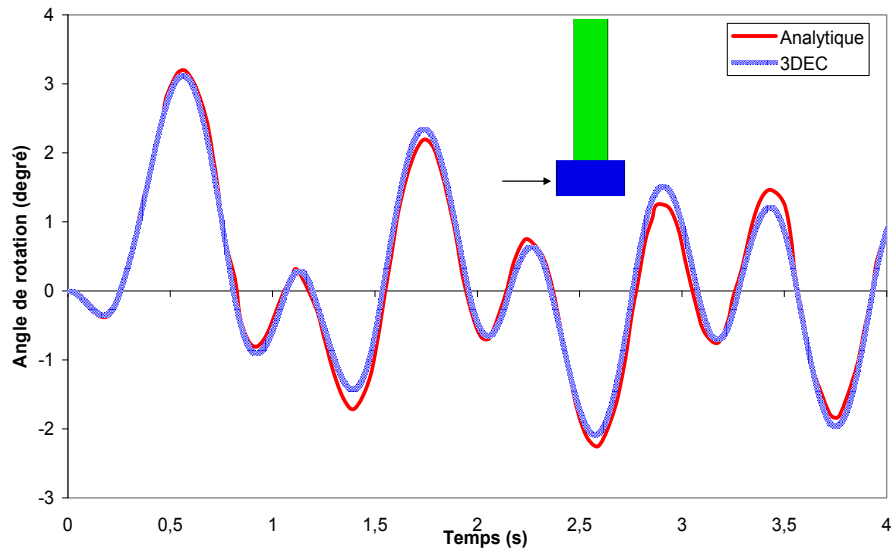


Fig. 4.93. Angle de rotation du bloc rigide obtenu par 3DEC et la formule analytique.

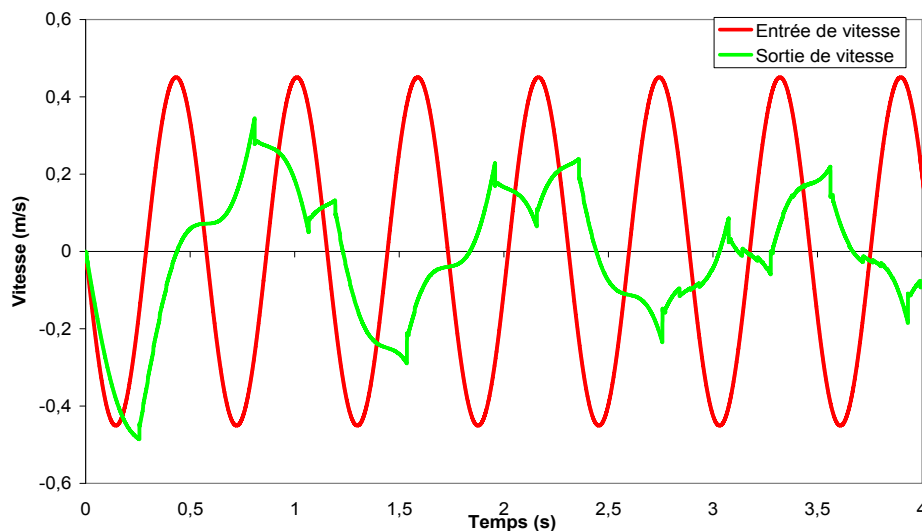


Fig. 4.94. Vitesse d'entrée à la base (support) et vitesse de sortie dans le bloc rigide (3DEC).

Deux courbes obtenues illustrées dans Fig. 4.93 montrent la pertinence de l'approche numérique par rapport l'approche analytique proposée par [HOU 1963].

6.2.2. Mouvement harmonique

Dans cette partie, nous modélisons les essais pour lesquels un mouvement harmonique est appliqué sur les maquettes de blocs de sucre. Tout d'abord le cas de la maison carrée de gros blocs de sucre, sans toiture. Une excitation de type harmonique est appliquée à la semelle, avec une incrémentation faible de la fréquence jusqu'à la rupture. Pour cette étude, on considère que l'amortissement est nul. La comparaison entre l'essai et le calcul est résumée dans le tableau ci-dessous. Comme pour l'analyse dans la partie quasi-statique, un écart important est observé pour les valeurs de fréquence de rupture et pour les valeurs d'accélération maximales mesurées expérimentalement avec celles obtenues numériquement. Par contre, les modes de rupture sont toujours bien reproduits.

A	Fréquence de rupture du premier mur sur 3DEC (Hz)	Fréquence de rupture du deuxième mur sur 3DEC (Hz)	Fréquence de rupture du premier mur au laboratoire (Hz)	Fréquence de rupture du deuxième mur au laboratoire (Hz)
2mm	5.22	5.44	4.27	4.35
3mm	4.38	4.38	3.55	3.7
3.5mm	4.03	4.03	3.3	3.5

A	Accélération maximale du premier mur sur 3DEC (g)	Accélération maximale du deuxième mur sur 3DEC (g)	Accélération maximale du premier mur au laboratoire (g)	Accélération maximale du deuxième mur au laboratoire (g)
2mm	0.22	0.24	0.147	0.152
3mm	0.23	0.23	0.152	0.165
3.5mm	0.23	0.23	0.153	0.172

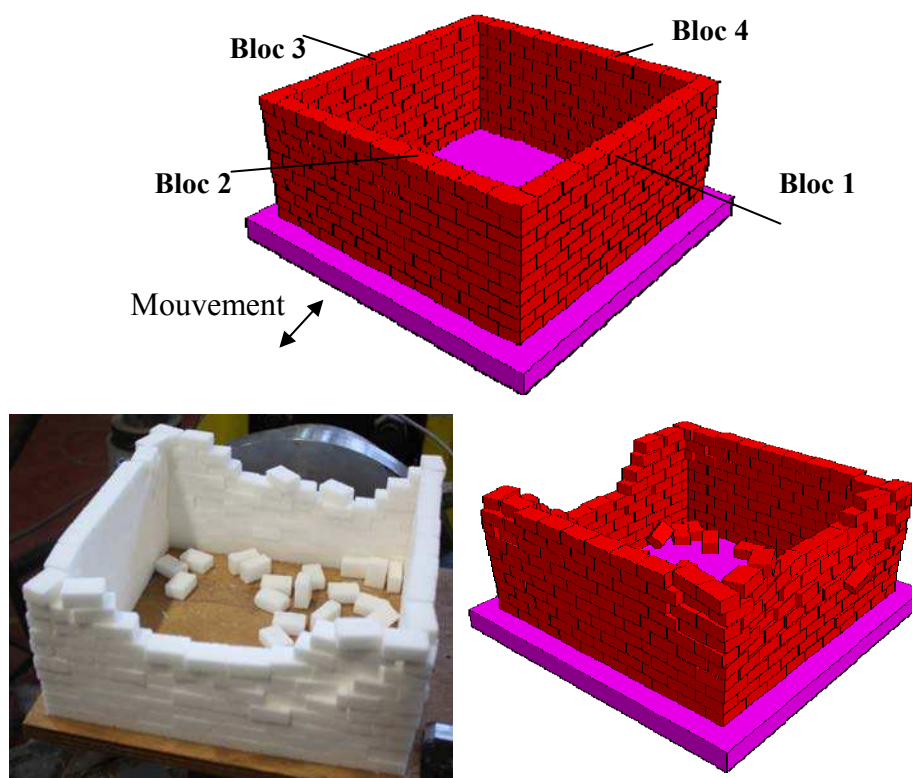


Fig. 4.95. Modes de rupture pour le cas de l'amplitude $A=3\text{mm}$: essai/calcul.

Les mouvements des blocs spécifiés à la Fig. 4.95 sont présentés dans les courbes Fig. 4.96 (pour le test $A=3\text{mm}$) :

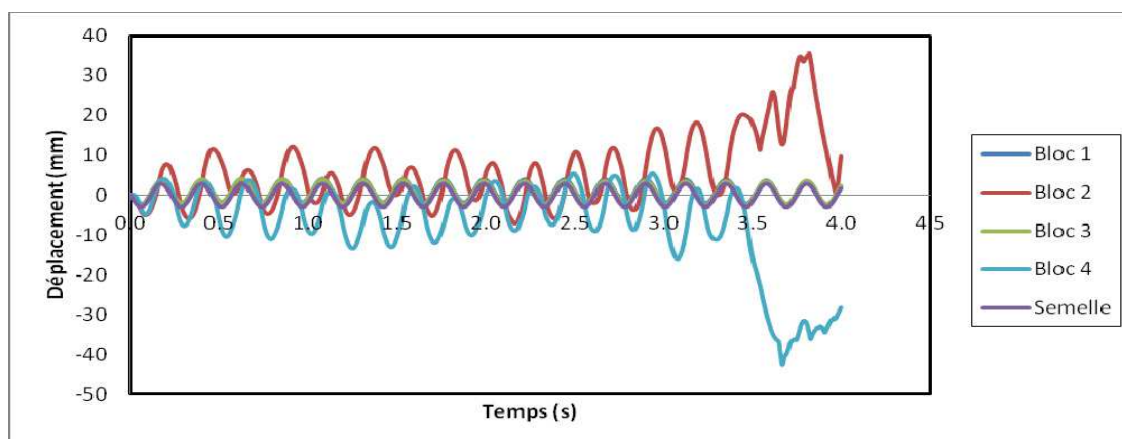


Fig. 4.96. Déplacements des blocs et de la semelle : Amplitude 3mm (fréquence 4,38Hz).

6.2.3. Discussion

Concernant l'aspect des modes de rupture, les résultats obtenus via la MED retranscrivent bien les mécanismes de ruptures observés expérimentalement. Pour ce qui est du facteur de collapse (traduit par l'angle d'effondrement ou la fréquence de rupture), un écart assez important est constaté entre le calcul et les essais. Par contre, l'influence des paramètres géométriques sur le facteur de collapse est bien reproduite par les calculs. Cet écart peut être expliqué par l'effet d'échelle (la masse des sucres est faible par rapport au défaut important) lié à notre maquette. De plus, dans notre calcul numérique en dynamique, l'effet de l'amortissement n'est pas pris en compte. Ce paramètre a certainement une influence importante pour approcher les résultats expérimentaux. En perspective, on propose de remplacer les blocs de sucre par des mini-briques fabriquées en terre cuite. Ces mini-briques sont à la même échelle géométrique $1/10^{\text{ème}}$ comme le sucre, mais leur masse volumique est plus représentative de l'échelle réelle. La masse volumique de 1700kg/m^3 est plus grande que la valeur de 1080kg/m^3 pour les blocs en sucre. De plus, dans l'approche dynamique, afin de calibrer proprement entre calculs et essais, une instrumentation adéquate aux échelles testées est nécessaire. L'utilisation de capteurs lasers serait plus pertinente pour ce cas des petites échelles où tout capteur intrusif change le comportement. Une étude est en cours et les résultats obtenus ne sont pas présentés dans cette thèse. La photo ci-dessous illustre le mode de rupture d'un test quasi-statique sur table inclinable, réalisé sur une maquette constituée de ces mini-briques.

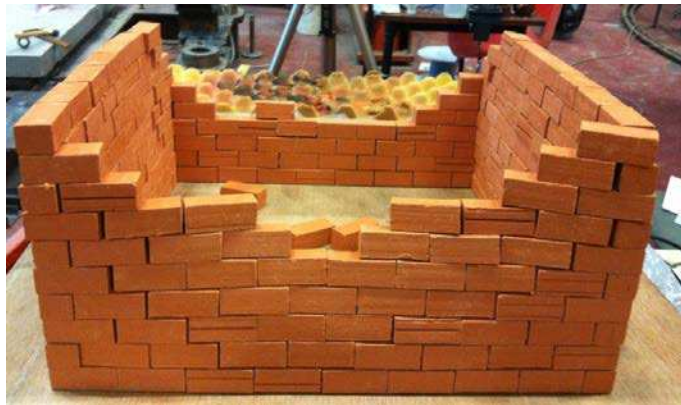


Fig. 4.97. Mode de rupture obtenue via un test quasi-statique d'une maquette de maison fabriquée par les mini-briques en terre cuite.

6.2.4. Excitation sismique

Dans cette partie, on étudie les mécanismes de collapse d'une structure maçonnée soumise à une excitation sévère de type tremblement de terre en utilisant la méthode des éléments discrets. On reprend la maquette de sucre de type maison carrée (essai 5) testée expérimentalement précédemment. Les résultats seront utilisés afin de comparer plus particulièrement les modes de rupture obtenus et ceux issus des approches quasi-statique et dynamique de type harmonique. Une excitation correspondant au séisme de Kalamata survenu en 1986, avec une accélération horizontale maximale de $0,27g$, est choisie pour exciter la base de la maquette. Les diagrammes de l'accélération, de la vitesse et du déplacement de cet événement sont présentés à la figure ci-dessous :

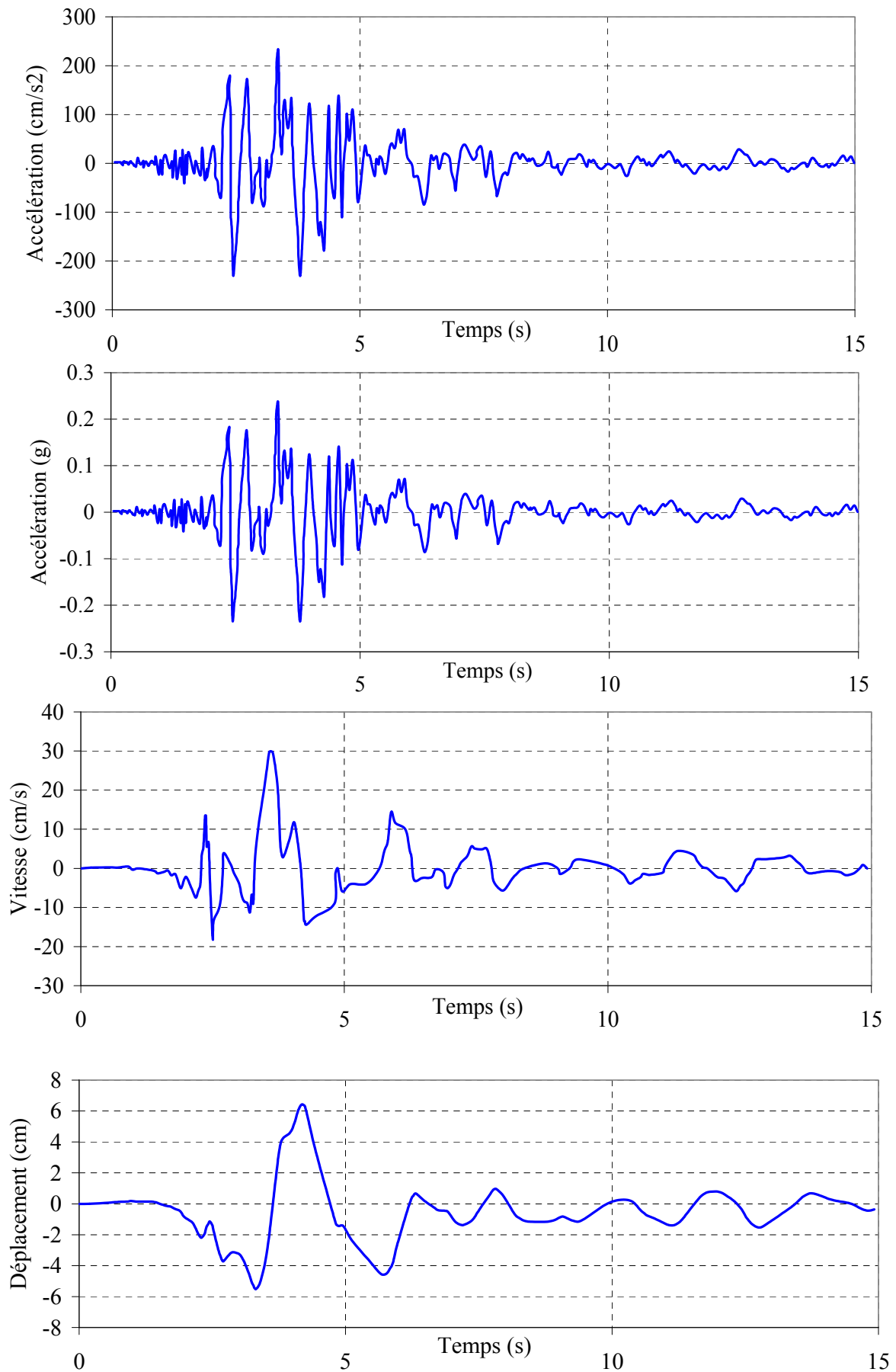


Fig. 4.98. Séisme de Kalamata-Grèce (13 Septembre 1986)

L'amplitude du mouvement a été augmentée afin d'être suffisamment importante pour induire de larges amplitudes vibratoires, et induire l'effondrement du bâti. Deux facteurs

d'amplification ont été choisis, correspondant à deux accélérations horizontales maximales la première à 0,46g et la deuxième à 0,54g. A nouveau, nous avons considéré un amortissement nul dans nos calculs.

a) Cas d'une accélération horizontale 0,45g

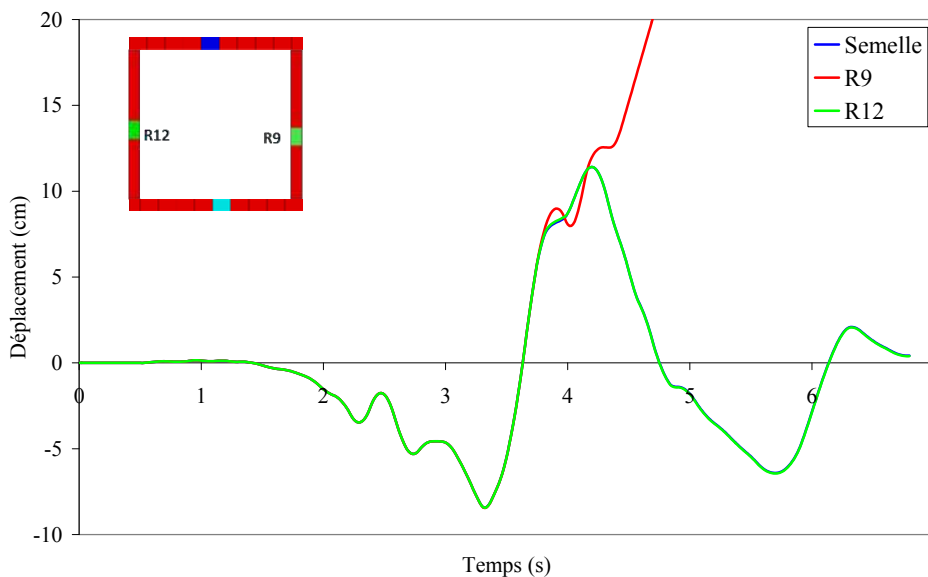


Fig. 4.99. Mouvement de la semelle et des blocs R9 et R12 (haut de maison) séisme KALAMATA 0,45g

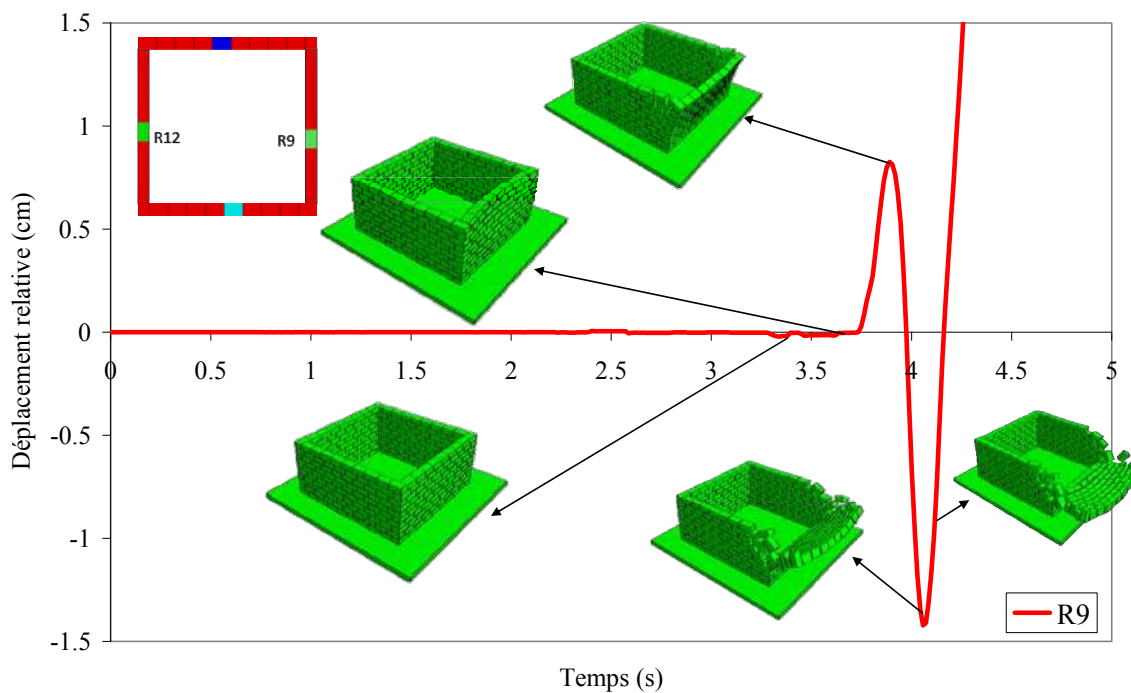


Fig. 4.100. Déplacement du bloc R9 par rapport à la semelle sous séisme KALAMATA 0,45g

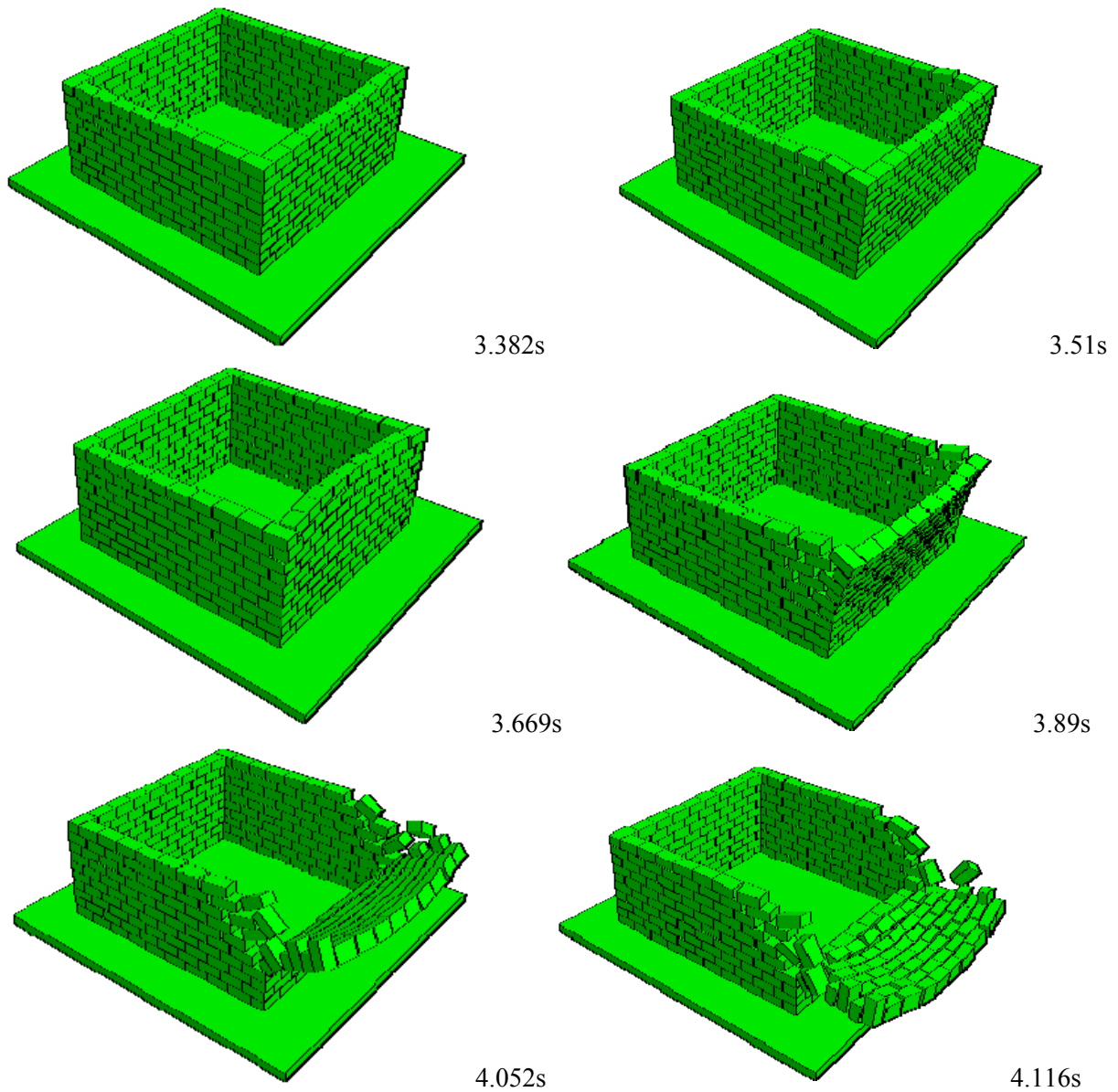


Fig. 4.101. Modes de rupture du module sous séisme KALAMATA 0,45g

b) Cas d'une accélération horizontale de 0,54g

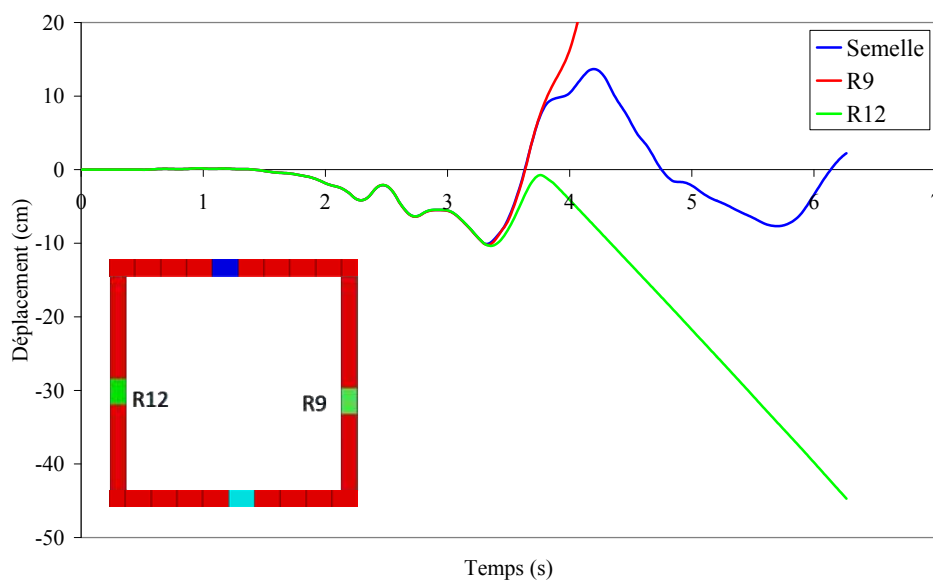


Fig. 4.102. Mouvement de la semelle et blocs R9 et R12 (haut de maison) séisme KALAMATA 0,54g

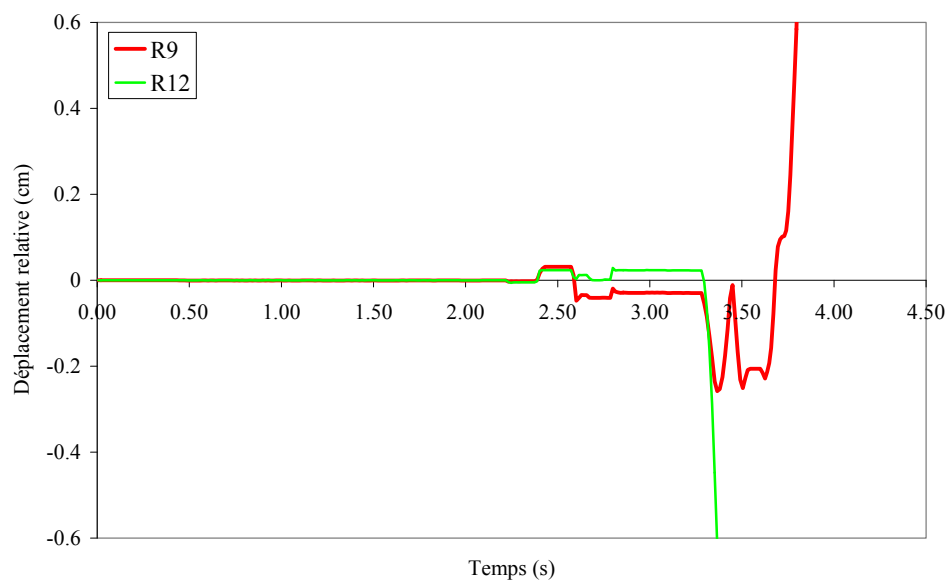
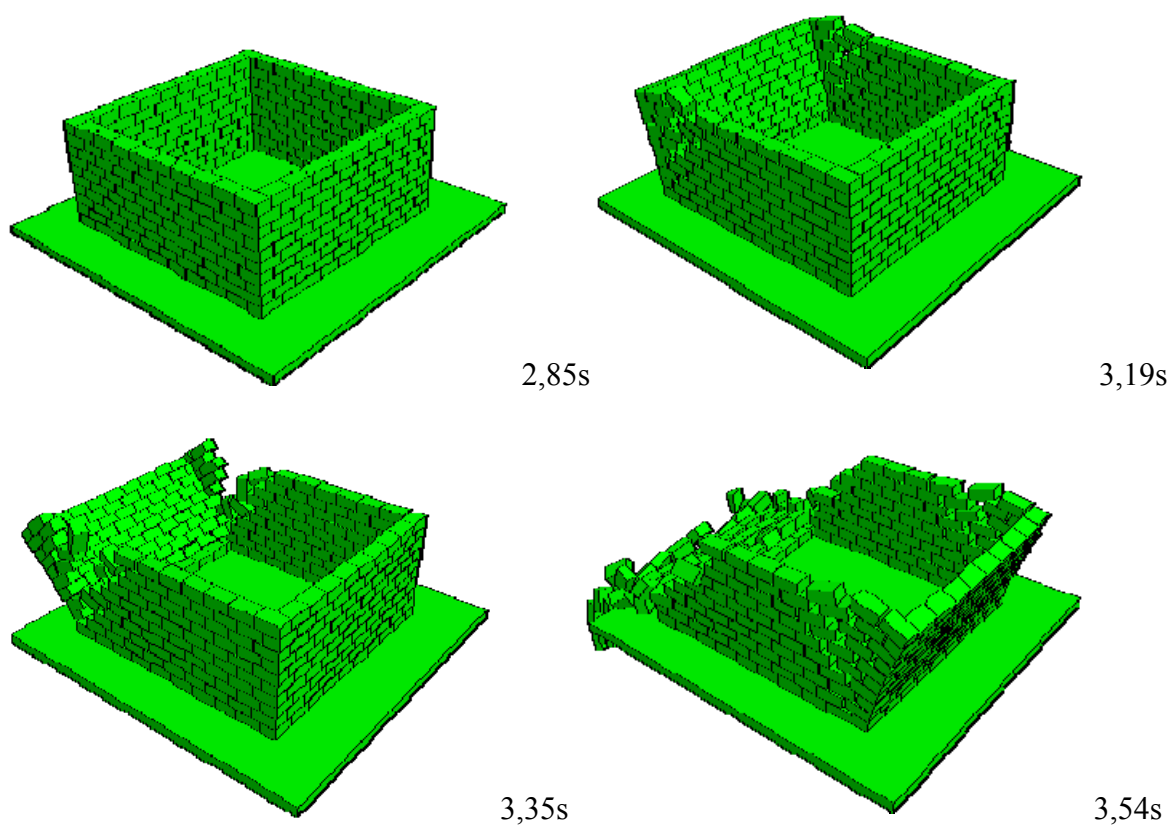


Fig. 4.103. Déplacement relatif du bloc R9 par rapport à la semelle séisme KALAMATA 0,54g



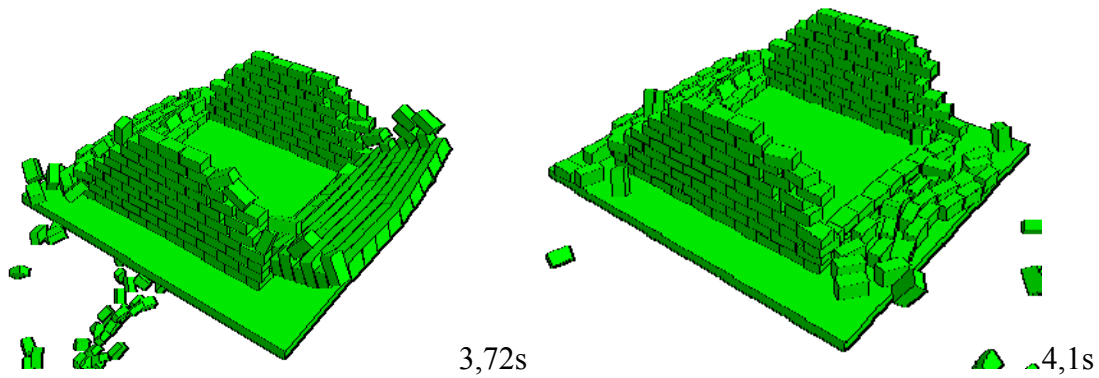


Fig. 4.104. Modes de rupture du module sous séisme KALAMATA 0,54g

En observant les résultats obtenus dans les figures ci-dessus, on constate que la simulation numérique a donné deux modes de rupture différents selon l'amplification de l'accélération longitudinale excitée. Pour l'amplitude de 0,45g, un seul mur s'effondre. Pour le cas 0,54g, les deux murs excités en flexion s'effondrent, comme à la Fig. 4.104. Ces deux modes de rupture correspondent parfaitement aux modes trouvés dans les approches quasi-statiques et dynamiques de type harmonique.

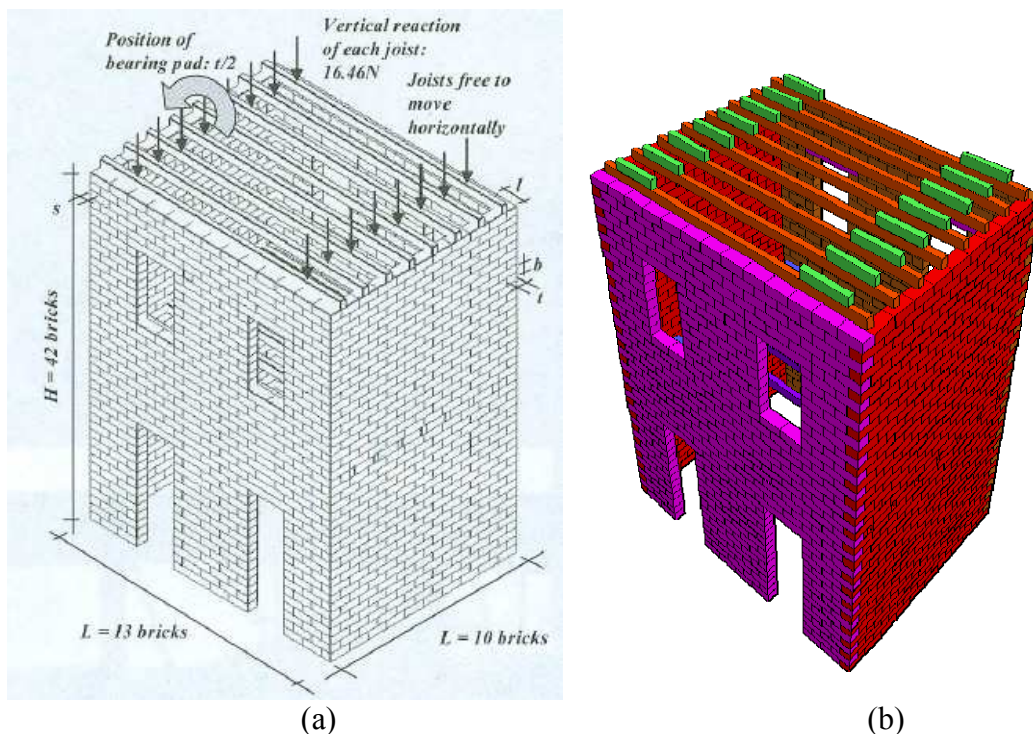


Fig. 4.105. (a) Module testé par [RES 2010] (b) Maillage 3DEC.

Le dernier calcul, toujours dans le cas de joints secs, est ensuite mené dans le cas d'une maison de deux étages, à l'échelle 1/5^{ème}, pré-chargée en compression. Ce module a été testé sur un table inclinable par [RES 2010] pour reproduire les mécanismes de rupture hors plan représentatifs des actions sismiques proposés par D'Ayala. Les tests quasi-statiques de Restrepo Vélez correspondent à un basculement de la structure. Le coefficient multiplicateur λ correspond à l'angle d'inclinaison de la plateforme.

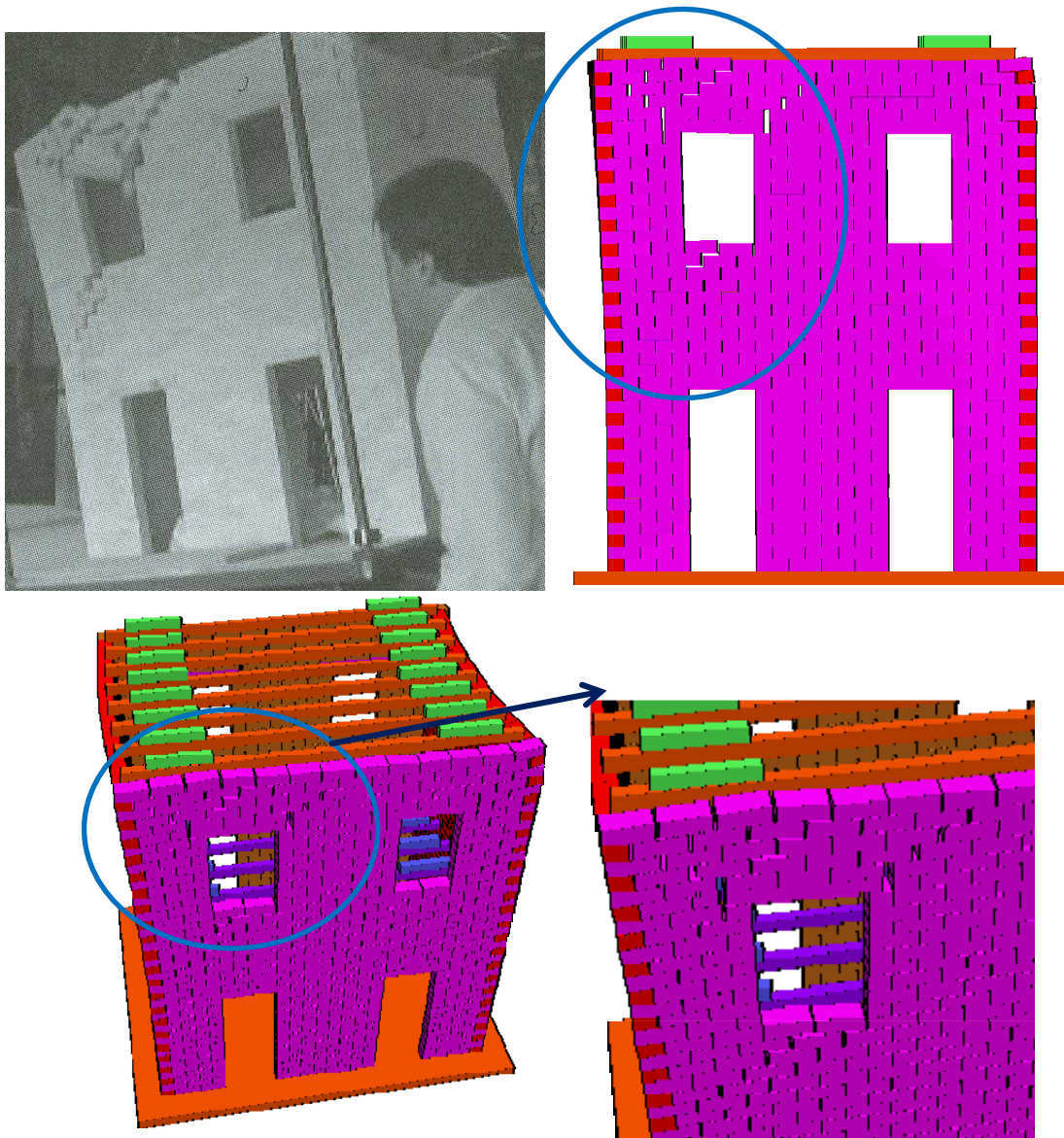


Fig. 4.106. (a) Mode de rupture expérimental [RES 2010]; (b) Mode de rupture 3DEC à 2,41s. Les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie sont décrites dans [RES 2010]. Le mur est constitué de pierres sèches de dimensions $28 \times 80 \times 40 \text{ mm}$ et de masse volumique 2732 kg/m^3 , le coefficient de frottement entre deux pierres est de 0,67. La géométrie et les dimensions des spécimens testés sont rappelées figure ci-dessus. Une même excitation du séisme Kalamata a été appliquée à cette structure, avec une amplitude deux fois plus importante, correspondant à une accélération horizontale maximale de $0,54g$. Les modes de rupture trouvés seront comparés avec ceux obtenus par l'essai dit quasi-statique ou statique sur table inclinable. Le mode de rupture trouvé par le calcul après 2,41s d'application du signal sismique corrobore pleinement celui obtenu expérimentalement. Ce mode est présenté à la figure ci-dessus.

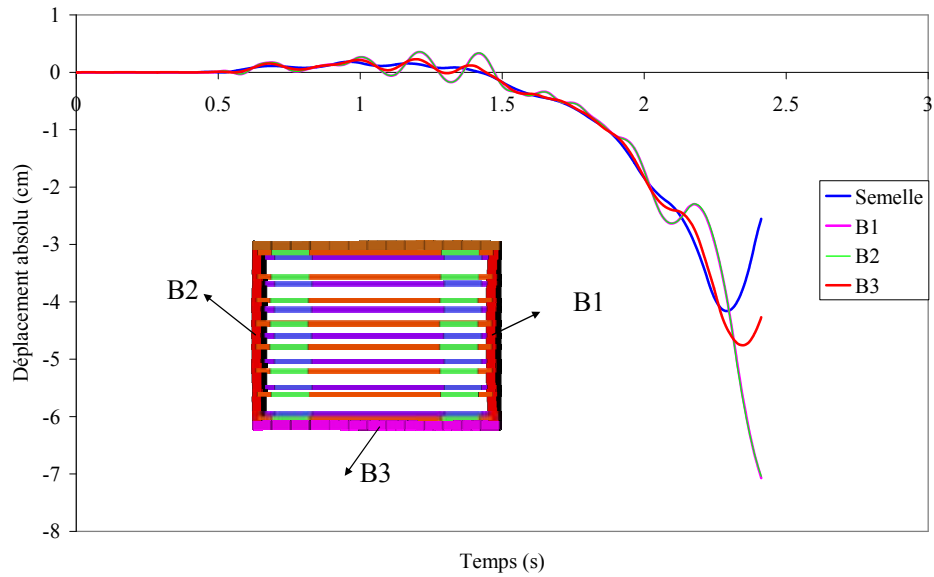


Fig. 4.107. Déplacement longitudinal absolu (par rapport à un point fixe) de 3 blocs situés en haut de maison et de la semelle.

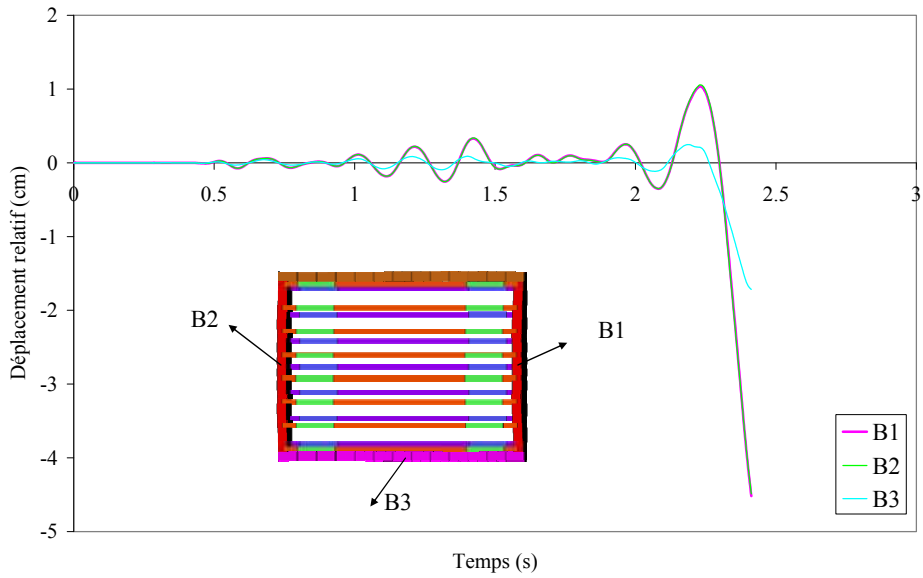


Fig. 4.108. Déplacement longitudinal relatif (par rapport à la semelle) de 3 blocs situés en haut de maison.

Les mouvements longitudinaux des blocs en haut de maison sont présentés aux figures ci-dessus.

D. Maçonnerie soumise à sollicitation de type impact

1. Structure et banc d'essai

Nous nous sommes intéressés au cas de l'impact d'un mur vertical. La force, appliquée sur une surface infime du mur, inférieure à la taille d'une brique constitutive, peut être assimilée à une force ponctuelle orthogonale au mur. L'impacteur peut être considéré comme infiniment rigide vis-à-vis du mur impacté qui est constitué de briques pleines. L'objectif de ce type d'essais, est de déterminer les comportements possibles lors de l'impact en fonction de l'énergie d'impact, en particulier la propagation des fissures jusqu'à l'apparition des lignes ou mécanismes de rupture. Dans un but de simplification par rapport à une structure réelle (habitation ou autre bâtiment), l'effet des murs de refend n'est pas pris en compte. A nouveau afin d'alimenter la modélisation numérique de type MED, et dans l'esprit d'évaluer sa pertinence et éventuellement ses limites, nous augmentons progressivement la complexité. Ainsi nous considérons tout d'abord un mur en maçonnerie à joint sec, puis nous étudions ensuite le cas d'un mur géométriquement identique, constitué de briques identiques, mais comportant des joints mortier. Les deux murs sont de dimensions $1.13\text{m} \times 0.105\text{m} \times 1.54\text{m}$ (hauteur \times épaisseur \times largeur), constitués de 20 rangées de briques pour le mur comportant des joints mortier, et de 22 rangées de briques pour le mur à joints secs. In fine pour les deux murs nous avons sensiblement la même hauteur. Les briques utilisées sont des briques pleines standards de dimensions $220\text{mm} \times 105\text{mm} \times 50\text{mm}$. Les joints de mortier (verticaux et horizontaux), coulés pour assurer la cohésion inter-briques, sont d'environ 1cm d'épaisseur. En guise de conditions aux limites, le mur vient s'enclâsser dans un profilé métallique à ces quatre extrémités (Fig. 4.109) D'autre part, un joint mortier assure le renforcement de cette liaison, évitant ainsi la présence de jeu entre les briques et le châssis métallique. Nous constatons cependant quelques imperfections minimales et éparses (au caractère ponctuel). Cette liaison ou condition aux limites s'apparente donc à un « encastrement », les déplacements et les rotations étant « bloqués ». Ce cadre métallique rigide est supporté par des bielles qui permettent de garantir un fonctionnement de type mur de réaction. Cette condition aux limites est aussi représentative du cas de la présence d'un chaînage de pourtour, configuration généralement préconisée en zone sismique, et qui se traduit par la présence d'une poutre BA le long des pourtours horizontaux et verticaux de la structure maçonnée. Par ailleurs, une charge de précontrainte verticale de 1 tonne est appliquée sur l'extrémité supérieure du mur afin de conforter le contact-frottant dans les joints inter-briques. Cette précharge verticale est imposée via une poutre IPN140 rigidifiée par l'ajout d'un profilé IPE100 soudé sur l'âme. Cet ensemble repose sur une interface bois permettant la répartition homogène de la précontrainte sur toute la surface supérieure du mur. La post-contrainte est appliquée en agissant sur deux tiges filetées, placées aux extrémités du profilé. Ce procédé permet de s'affranchir d'un mode de charge via un vérin ou autre dispositif qui rendrait l'étude de l'impact complexe, du fait du caractère évolutif et non maîtrisé de la charge axiale. L'application de la force axiale désirée, est garantie avec précision grâce aux jauges extensométriques positionnées sur les tiges filetées. Dans l'effort de précontrainte, Il convient également de prendre en compte le poids des profilés IPE100 (8.3kg/ml) d'une longueur de 1.70m et IPE140 (14.3kg/ml) de 2m de long, ce qui revient à 42.71kg, soit 43daN.

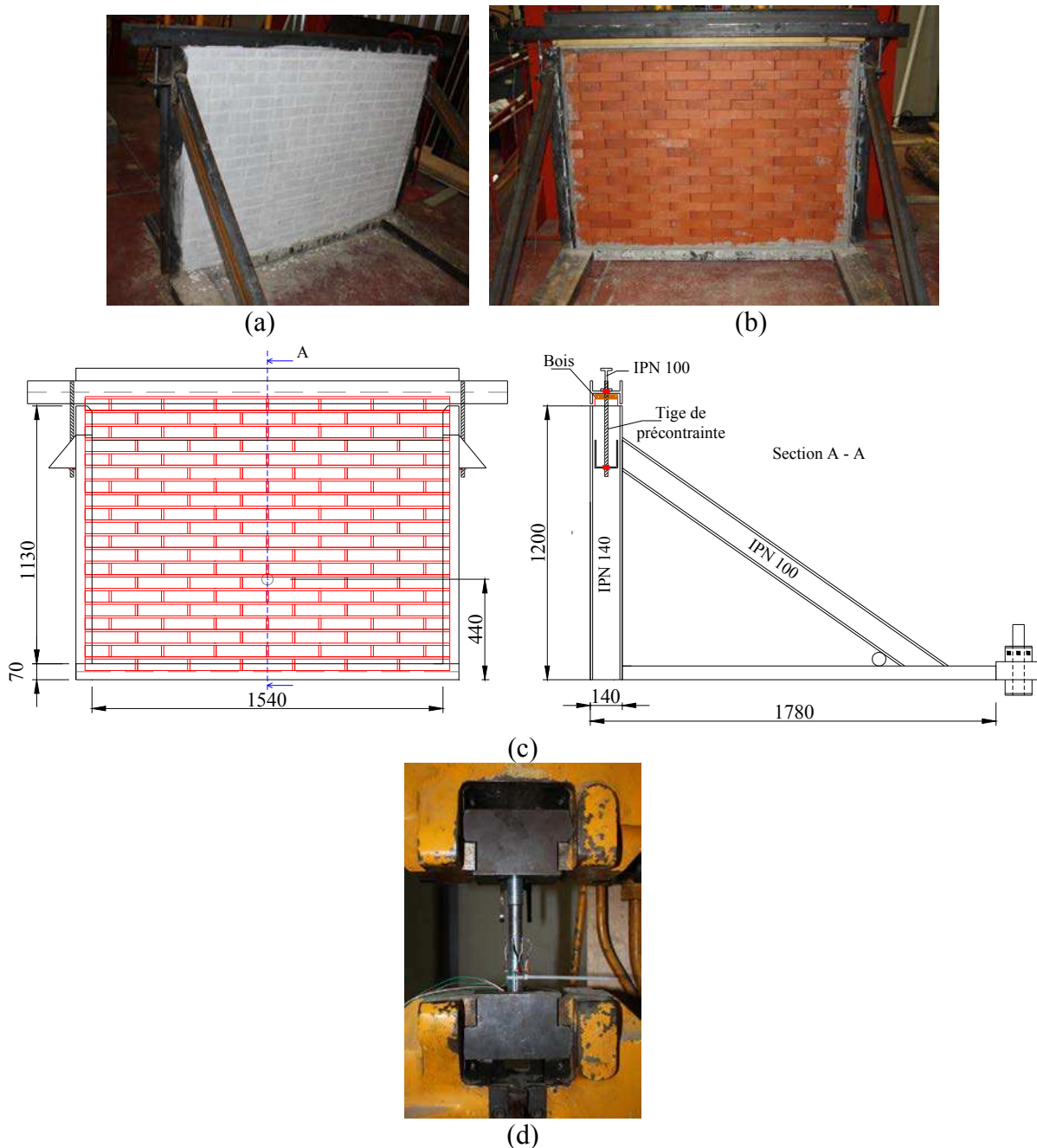


Fig. 4.109. (a) Mur avec joint mortier; (b) Mur joint sec; (c) Schéma du châssis; (d) Etalonnage des tiges de précontrainte

Pour créer le chargement de type impact, nous utilisons un banc de type pendule de mouton. Ce banc d'essai se compose d'un bâti parallélépipédique renforcé par deux axes transversaux. Le pendule est relié à un châssis rigide par quatre tiges de même longueur 1,75m par l'intermédiaire de liaisons pivot. A l'avant du bâti rigide, un butoir de forme cylindrique assure l'impact. L'énergie cinétique du pendule lors du choc est définie par la donnée de la hauteur de largage ce qui revient à l'angle d'inclinaison initial du pendule. Pour atteindre cette hauteur de consigne, le pendule est tracté par un treuil électrique, un inclinomètre permet de cibler l'angle désiré. Le mouvement du pendule est caractérisé par un champ de déplacement décrivant une translation circulaire. Le pendule impacte la cible (le mur) au moment où il passe la verticale, pour une hauteur $z=440\text{mm}$ par rapport au sol. Des accéléromètres positionnés sur le bâti rigide impactant, à mi-longueur, permettent de mesurer la décélération lors de l'impact. Un capteur de force, positionné à l'aval du butoir, ou tête cylindrique servant d'impacteur, permet la mesure de la distribution temporelle de la force, caractérisant ainsi tout le processus d'impact. L'impacteur est de forme cylindrique (4cm de diamètre), ce qui

garantit un impact localisé à l'échelle d'une brique vu les dimensions de cette dernière. Les caractéristiques du pendule sont données dans le tableau ci-dessous. La masse totale du pendule et de ces quatre barres constitutives vaut (m_1+4m_2) . L'expression de l'énergie cinétique du pendule avant impact s'écrit :

$$Ec_{pendule} = \frac{1}{2}(m_1 + \frac{4}{3}m_2)v^2 ,$$

où v est la vitesse du pendule avant impact.

	Désignation	Valeur	Unité
m_1	Masse du pendule	93,85	Kg
m_2	Masse d'une barre	36,6	Kg
L	Longueur d'une barre	1,75	m

Une centrale d'acquisition dynamique de type Cronos IMC permet l'acquisition du signal de force et des accéléromètres à une fréquence de 10kHz. Une caméra rapide Phantom v.84, positionnée en vis-à-vis de la face aval du mur, la face amont étant celle directement impactée, permet de filmer la propagation des fissures sur la surface tendue du mur et les endommagements éventuels durant l'impact. La vitesse d'acquisition est de 1200 images/seconde.

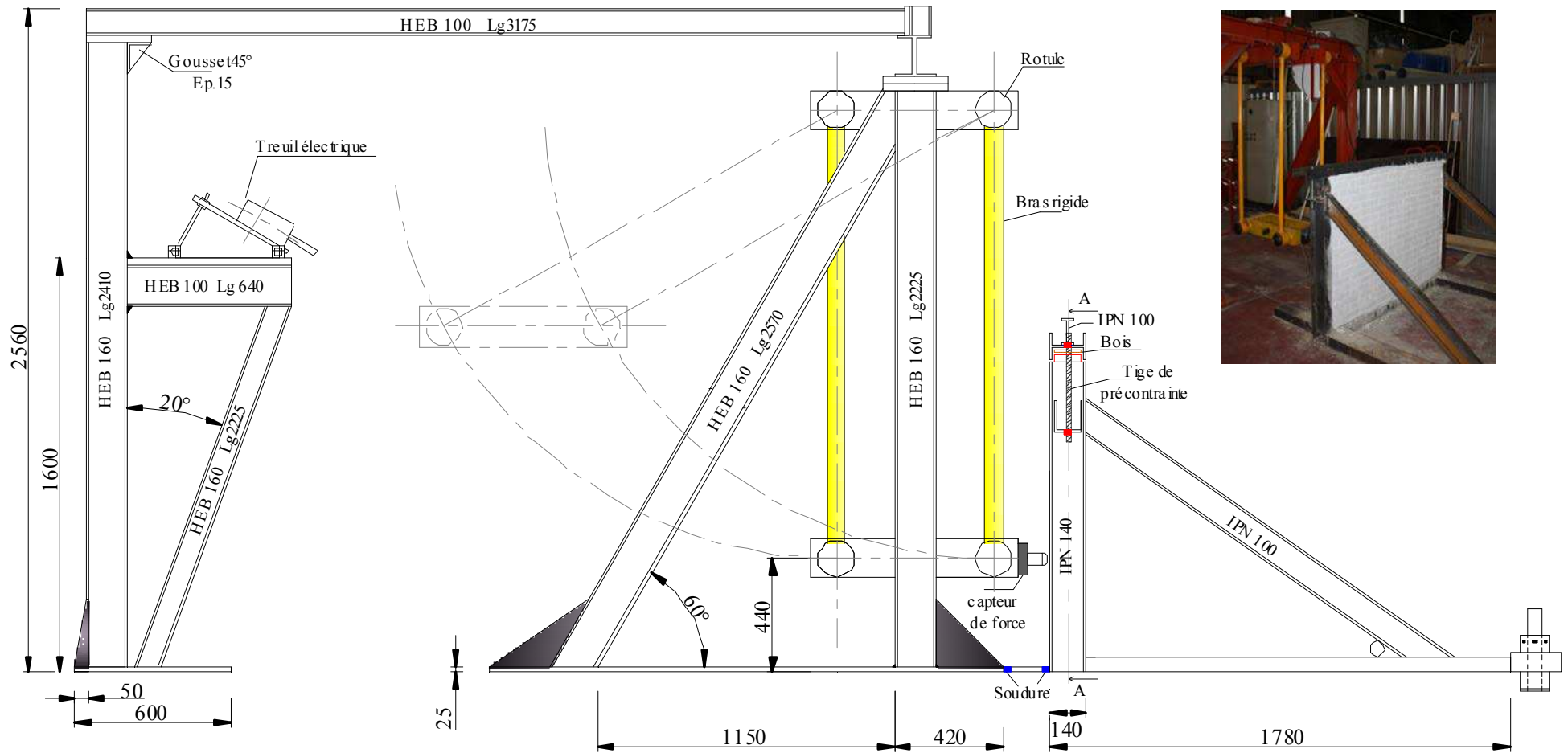


Fig. 4.110. Banc d'essai: pendule de Mouton-Charpy et support du mur (unité en mm).

2. Matériaux constitutifs et interfaces

Les différents murs testés sont construits au laboratoire en veillant à minimiser les défauts, et selon les techniques habituelles de construction. Pour les murs à joints secs, l'agencement des briques suit un schéma conforme à l'appareil en panneresse (Fig. 4.109b), on a veillé à minimiser les défauts de contacts, et à garantir l'horizontalité de chaque rangée, et in fine la verticalité du mur, le contrôle étant fait de façon similaire à la vérification faite par un maçon sur chantier (utilisation du fil à plomb). Pour les murs à joint mortier les mêmes précautions sont respectées, l'essai ne peut par contre démarrer qu'après maturation de 28 jours, afin de garantir l'atteinte des caractéristiques mécaniques visées pour le mortier.

2.1. Le mortier

Le même type de mortier, utilisé dans le cas du chargement quasi-statique, est utilisé dans le cas du chargement de type impact, ses caractéristiques ont été précisées au paragraphe 3.1 du chapitre 2.

2.2. La brique

Différents essais sont menés pour obtenir les caractéristiques mécaniques classiques, contrainte ultime et module, des briques utilisées.

2.2.1. Brique en compression

2.2.1.1. Tests qualitatifs

Afin de caractériser leur contrainte ultime en compression, les briques sont testées dans les trois directions caractéristiques, sans mesure du déplacement ou déformation, uniquement pour caractériser la contrainte à rupture. Les valeurs moyennes obtenues pour ces trois types d'essais sont précisées au tableau ci-dessous :

	Direction 1	Direction 2	Direction 3
Surface de charge (mm ²)	22000	11000	5000
Force maximale (kN)	1690	300	125
Contrainte maximale (MPa)	77	27	25

On constate que la limite en compression dépend de la direction de charge. La résistance maximale est obtenue selon la direction 1, lorsque la brique est chargée selon la direction orthogonale à son plan de plus grande surface ($\sigma_{\text{compression}}=77\text{Mpa}$), dans ce cas, le mode de rupture décrit Fig. 4.111a est brutale. Pour les deux autres directions, la charge de rupture est nettement plus basse, on note une chute de l'ordre de 67%. Le mode de rupture est décrit aux figures Fig. 4.111b & c.

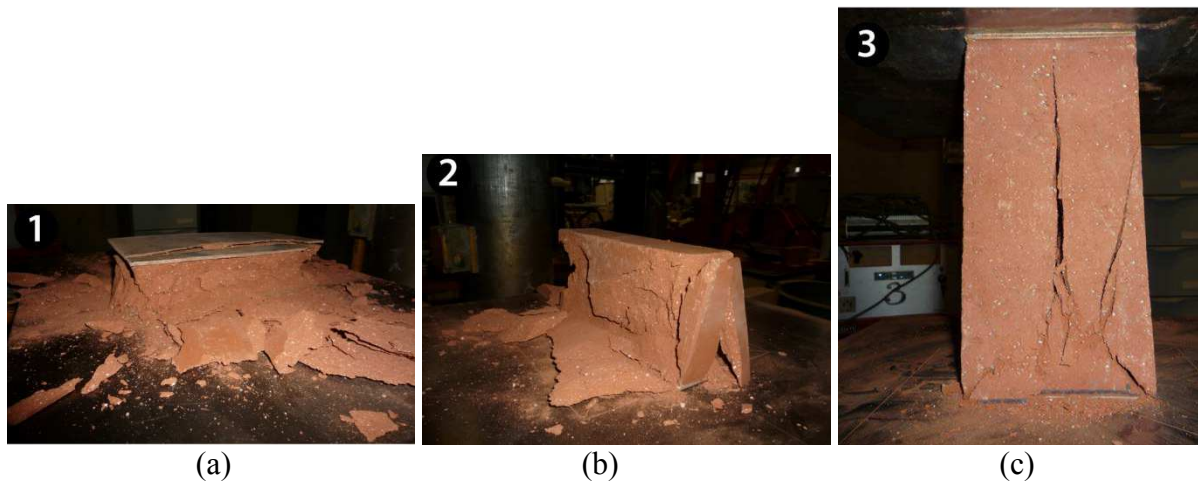


Fig. 4.111. Modes de ruptures des briques en compression selon les trois directions.

2.2.1.2. Module d'élasticité

Dans le but de déterminer le module d'Young de la brique, ces essais de compression sont dupliqués avec une instrumentation adéquate (jauges de déformation). Deux essais, illustrés Fig. 4.112, et correspondant à deux directions de compression, ont été réalisés. Pour la première configuration (Fig. 4.112a), la brique est équipée de quatre jauges de déformation sur ces quatre faces (jauge 1 et 2 sur deux faces opposées, jauge 3 et 4 sur les deux autres faces). Des plaques d'interface en contreplaqué permettent une mise en contact homogène et une meilleure diffusion de l'effort, évitant ainsi les points durs qui conduisent d'une part à des dissymétries, d'autre part à une rupture prématurée. Pour la deuxième configuration de compression, décrite à la Fig. 4.112b, uniquement deux jauges sont collées sur deux faces opposées.

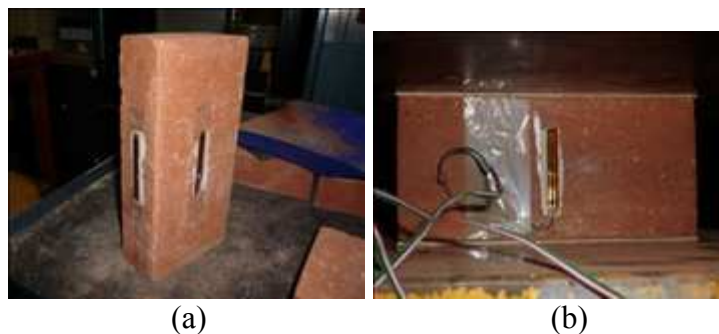


Fig. 4.112. Epreuve avec jauges: (a) compression selon direction 3; b) selon direction 2.

La contrainte de rupture de la brique, pour la configuration 1, est très proche de celle trouvée dans les tests préliminaires, soit 24,5MPa. Pour la caractérisation du module d'élasticité, nous considérons la moyenne des valeurs de déformations mesurées par les deux jauges collées sur les faces opposées (Fig. 4.113), ceci permet de réduire les incertitudes de mesures et autres problèmes liés à un chargement légèrement dissymétrique. Nous obtenons 16300Mpa pour la moyenne des jauges 1-2, et 11400MPa pour la moyenne des jauges 3-4.

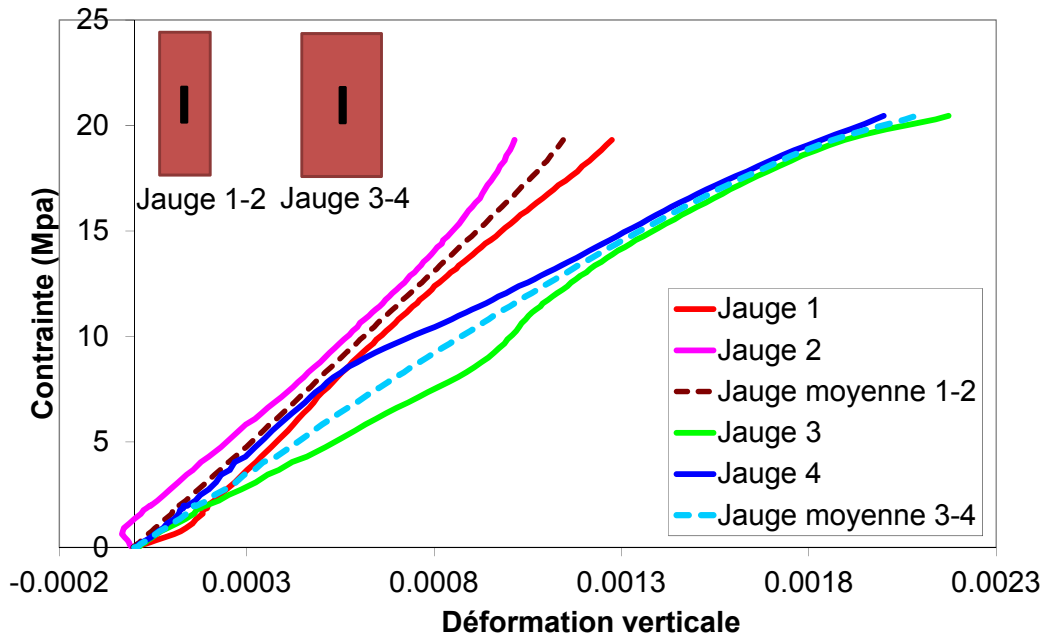


Fig. 4.113. Courbes contrainte/déformation : Config 1, $E_{1-2}=16300\text{MPa}$, $E_{3-4}=11400\text{MPa}$.

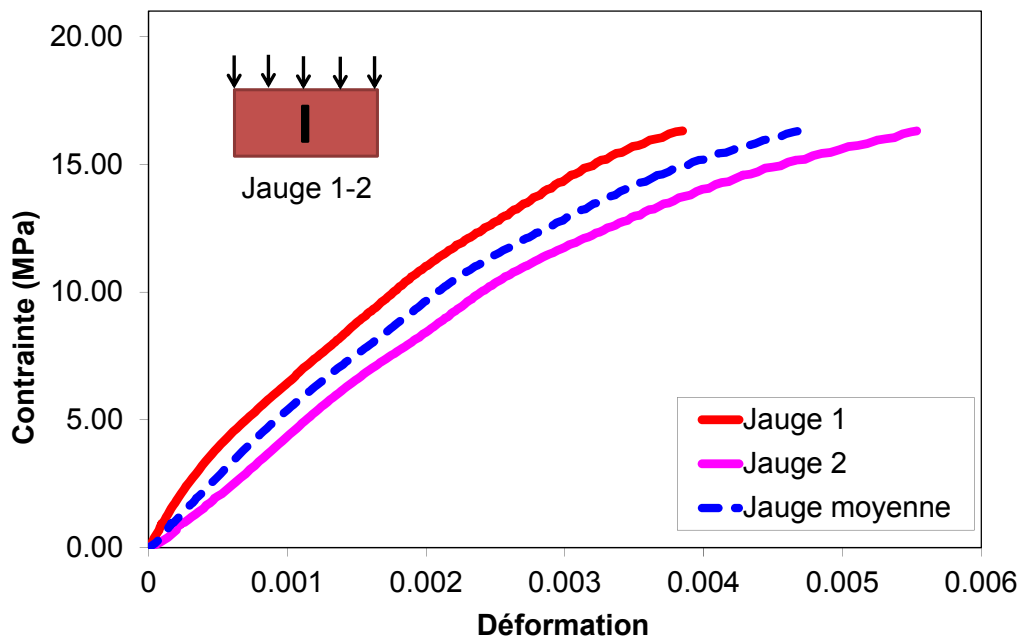


Fig. 4.114. Courbes contrainte/déformation : Config 2, $E_{1-2}=9300\text{MPa}$

Pour la deuxième configuration, le module d'élasticité est déterminé de façon identique, à partir de la courbe moyenne des deux jauges. La valeur calculée, soit 9300MPa , est plus faible que celle mesurée dans la configuration 1. Cette différence nous permet de confirmer le comportement anisotrope de ce type de brique. Les courbes contrainte/déformation obtenues via les deux jauges sont données à la Fig. 4.114. La contrainte de rupture vaut $20,4\text{MPa}$.

2.2.2. Brique en traction par flexion

Afin de déterminer la résistance en traction par flexion, des tests de type flexion 3 points ont été menés. Une interface (lamelle de contreplaqué) est positionnée sur chaque zone d'appui et de contact avec le vérin, ce afin de permettre une meilleure diffusion de l'effort ce qui permet d'éviter des ruptures prématurées.

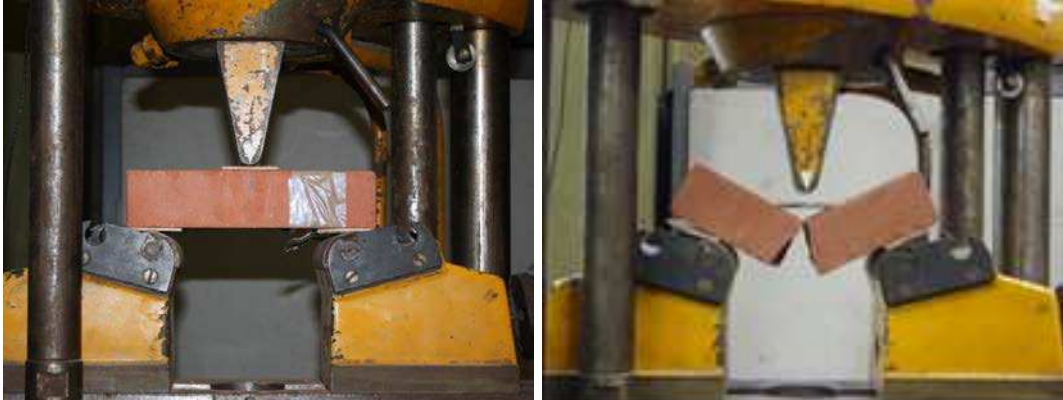


Fig. 4.115. Test de flexion trois points

La valeur moyenne de la force est $F_{\text{moy}}=6,7$ kN. On en déduit une contrainte moyenne de traction par flexion : $\sigma_t = 7,1$ MPa.

2.3. Comportement des joints secs

Une série d'essais a été menée afin d'évaluer le comportement au cisaillement des deux types de joints ici étudiés, à savoir les joints secs, puis les joints mortier. Les joints secs sont caractérisés par le contact brique-brique. Le comportement de joint avec mortier est plus complexe du fait de la cohésion entre mortier et brique, mais aussi des divers dommages qui traduiront le comportement non linéaire, ceux du joint proprement dit, et ceux de l'interface joint/brique. Ces essais nous permettent d'obtenir les paramètres caractéristiques du comportement au cisaillement de l'interface, relatifs à une approche de type critère de Mohr-Coulomb.

2.3.1. Banc d'essai

Un dispositif expérimental spécifique a été monté (Fig. 4.116) dans le but d'étudier le comportement de ces joints au cisaillement. Une schématisation et une photo de ce banc est illustré Fig. 4.116. Ce banc se compose de deux vérins, le premier (2) est un vérin pneumatique, de capacité maximale 14kN, il permet une précharge horizontale. Le vérin vertical (6), de capacité maximale 1000kN, permet l'application d'une sollicitation de cisaillement. Ce servo-vérin, associé à une centrale hydraulique, est contrôlé par un automate de régulation de type MTS qui permet un pilotage en force ou en déplacement imposé.

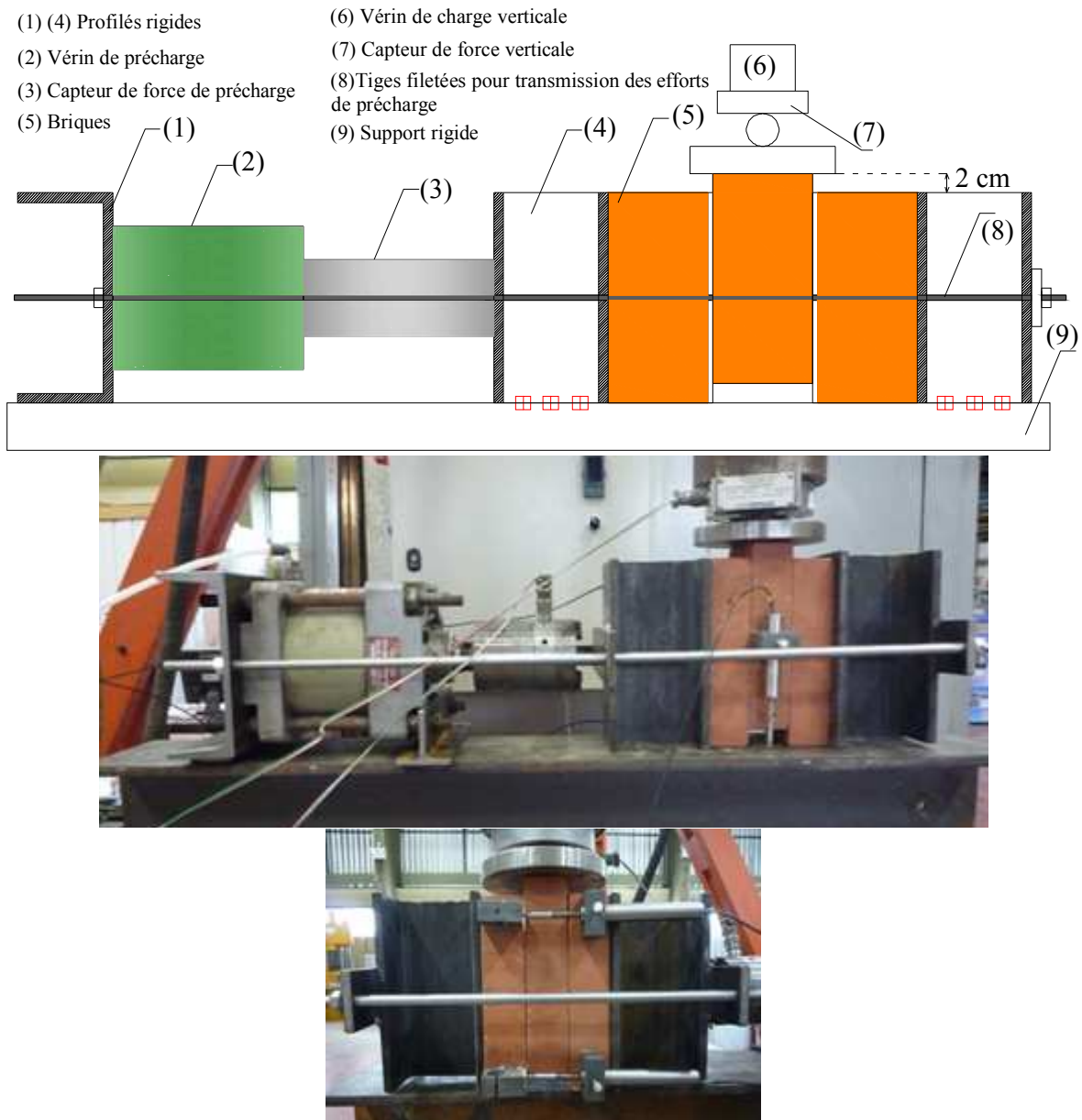


Fig. 4.116. Schéma et photos du dispositif de cisaillement

Les éprouvettes testées sont constituées de trois briques avec la présence de deux surface de joints (secs ou avec mortier) formant les deux plans de cisaillement. Les échantillons sont maintenues par deux butées (4) constituées de deux poutrelles HEB, tenues solidairement par deux tiges filetées (8) qui permettent d'appliquer la précontrainte à l'aide du vérin horizontal. Le déplacement de la brique centrale (déplacement tangent) est mesuré à l'aide d'un capteur de déplacement LVDT dont l'étendue de mesure est de 2 *mm*, la précision de 1 μm . Une pièce en PVC est collée sur la brique afin de fixer ce capteur. Deux capteurs de déplacements ont été mis en place pour déterminer les déplacements horizontaux, normal au joint. La sollicitation normale (ici horizontale) est appliquée en premier lieu, puis maintenue constante. Le chargement vertical, piloté en déplacement imposé, est appliqué sur la brique centrale au moyen du servo vérin avec une vitesse de 0.2 mm/mn .

2.3.2. Résultats

Afin d'obtenir les caractéristiques physiques des joints secs utilisées dans le critère de rupture de Mohr-Coulomb, nous avons choisi de réaliser des essais de cisaillement sous des valeurs de précontraintes suffisamment éloignées les unes des autres. Au vu de ces considérations et de la capacité maximale du vérin de préchargement, le choix s'est donc porté sur les valeurs de précontraintes suivantes : 0.1MPa ; 0.2MPa ; 0.4MPa ; 0.6MPa et 0.7MPa. Compte tenu de la précision des réglages du vérin de préchargement, nous n'obtenons pas ces valeurs de façon exacte, nous précisons ci-après les correspondances:

Valeur de précharge en consigne	Précharge effectivement obtenue (P)
0.1	0.097
0.2	0.185
0.4	0.395
0.6	0.452
0.7	0.682

Les valeurs des résistances au cisaillement obtenues pour les différentes valeurs de la contrainte normale sont reportées dans le tableau ci-après :

σ_n [MPa]	τ_{max} [MPa]
0.097	0.085
0.185	0.136
0.395	0.271
0.452	0.309
0.682	0.484

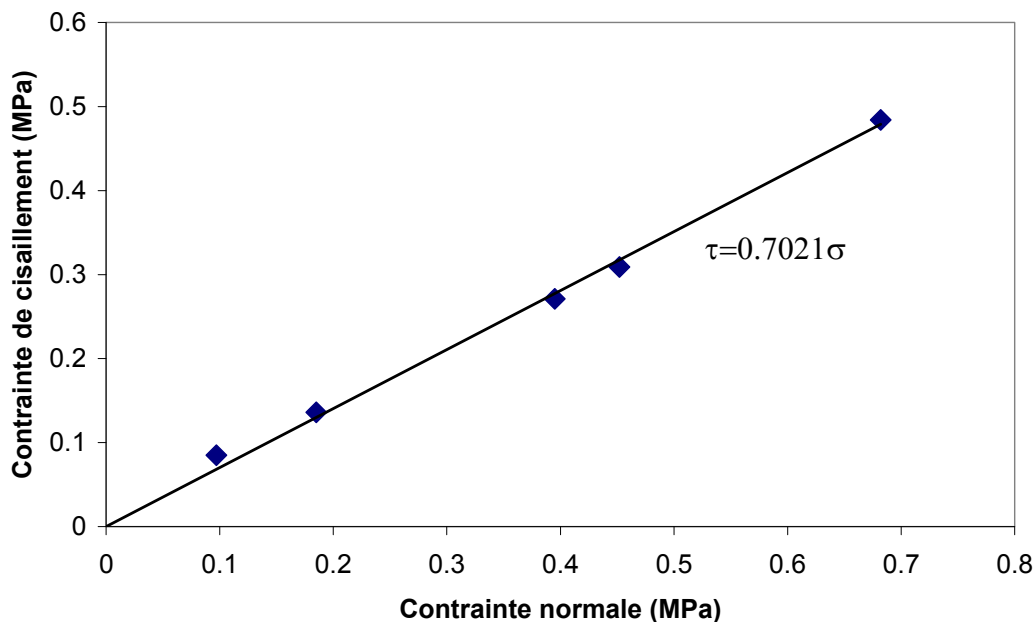


Fig. 4.117. Contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale.

La résistance au cisaillement des joints secs augmente avec la contrainte normale. Pour ce type de joint dit sec, sous l'effet simultané du cisaillement et de la contrainte normale, la résistance au cisaillement ne résulte que du frottement. La Fig. 4.117 décrit la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale. On suppose que cette évolution est linéaire de type Mohr-Coulomb, donnée par l'équation : $\tau = c + \sigma_n \tan \varphi$ où c et φ sont respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. La courbe de tendance obtenue est

$\tau = 0.011 + \sigma_n 0.6793$ (avec un coefficient de corrélation $R^2=0.9968$). Cependant, l'effet de cohésion est caduc pour ce type de joint sec, on considère que la cohésion est nulle. La courbe de tendance devrait donc passer par l'origine. On obtient ainsi $\tau = \sigma_n 0.7021$ (avec un coefficient de corrélation $R^2=0.997$, l'angle de frottement est de 35°).

Sur la base des essais précédents, plusieurs essais visant à caractériser l'interface brique/mortier ont été aussi menés. Le caractère non probant de ces essais, avec plus particulièrement une piètre répétabilité, nous ont poussé à écarter ces résultats. Notre conclusion, est que ce type de caractérisation nécessite un nombre plus conséquent de briques afin d'être représentatif. L'utilisation du banc à trois briques, est jugé non pertinent en ce sens que l'on est immédiatement à l'échelle du joint, les effets de bord, d'imperfection de charge, de légères dissymétries, d'imperfection de joint sont alors exacerbés et induisent donc un effet drastique, puisqu'ils interagissent directement avec l'interface que l'on veut étudier. Le problème de la caractérisation s'en trouve faussé puisque dans ce cas la réponse est fortement liée aux singularités des conditions aux limites. L'échelle envisagée pour ce type d'essais, est donc difficilement représentative.

3. Résultats

3.1. Le cas sans mortier

Avant d'étudier le comportement complexe d'un mur avec la présence de mortier, nous avons simplifié le comportement de l'interface entre les briques en éliminant l'influence de la cohésion engendrée par le mortier. L'étude d'impacts de mur de briques avec joints secs est tout d'abord menée. Ce type de joint existe dans certaines structures comme les monuments, les pyramides, les colonnes [PSY 2003]. Par exemple, la Fig. 4.118 nous montre quelques anciennes structures à Pérou construites par les pierres des joints secs. Une caractéristique typique de ce type de structure est la masse importante des unités (briques, blocs). En effet, les unités comme les pierres lourdes de grandes dimensions sont souvent utilisés. La masse va ainsi augmenter la résistance au cisaillement entre les pierres en mobilisant le frottement. Dans notre étude, l'unité de type brique en terre cuite est utilisée. Par contre, la masse des briques n'est pas suffisante pour créer une influence importante de la résistance au cisaillement comme dans le cas des constructions réelles de type monuments. Par conséquent, une précontrainte est appliqué verticalement au mur. Le système de précontrainte est décrit dans la partie précédente de ce chapitre. La charge de précontrainte est répartie de façon homogène sur toute la surface supérieure du mur.



Fig. 4.118. Maçonnerie en pierres des joints secs à Pérou.

Un test en quasi-statique ainsi qu'une analyse modale sont tout d'abord menés afin d'évaluer l'influence de la variation de précontrainte sur le comportement du mur sous charge hors plan localisée, ainsi que son comportement vibratoire. Pour l'essai quasi-statique, nous observons

la réponse à l'échelle locale, basée sur la courbe charge/flèche, mais aussi à l'échelle globale, avec le comportement hors plan du mur complet. Les modes de rupture sont aussi observés et analysés. Dans l'analyse modale, l'éventuelle variation de la fréquence propre sous la variation de la précontrainte sera étudiée. Les deux essais nous permettent l'évaluation qualitative de la raideur du mur avant de l'impacter localement.

3.1.1. Test quasi-statique

Pour les essais quasi-statiques, afin d'éviter d'endommager le mur dans le cas du chargement hors plan, nous avons choisi des valeurs de précontrainte assez faibles, s'échelonnant comme suit : 500N, 1000N, 2000N à 3000N. Le mur est ensuite soumis à un chargement hors plan, qui se traduit par l'application d'une force horizontale appliquée à mi-hauteur, via un vérin dont la section est de 4cm de diamètre comparativement à 220mm×105mm×50mm pour la taille d'une brique. Le chargement, considéré donc comme ponctuel, est de type force imposée et d'intensité 2N/s.

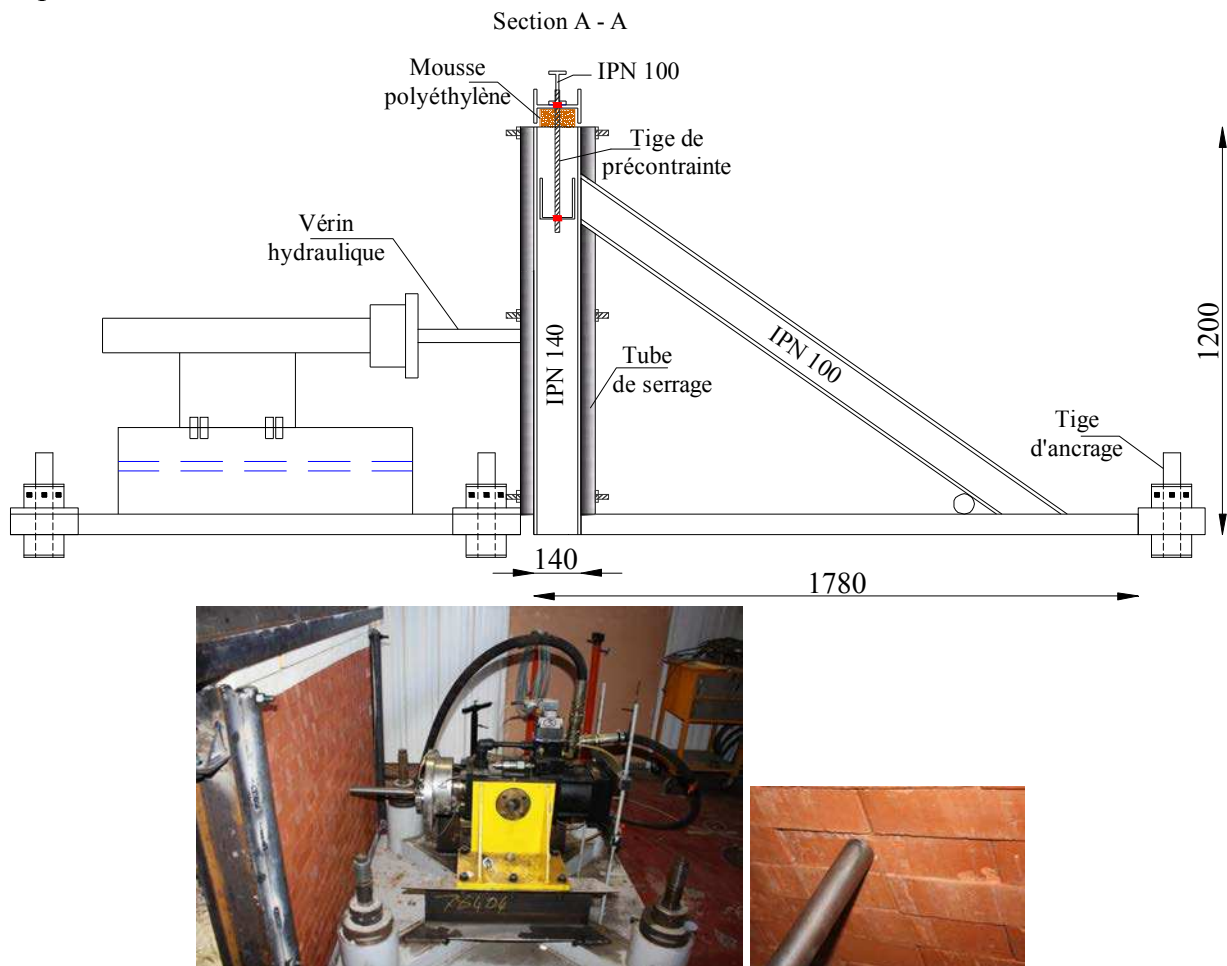


Fig. 4.119. Banc d'essais.

Le mur a été construit en prenant bien soin de limiter au maximum les jeux d'interface qui apparaissent lors du montage du fait des imperfections de forme des briques. L'alignement est vérifié pour chaque rangée et in fine pour tout le mur. Une fois le mur monté, on place des plaques de polystyrène, d'une épaisseur totale de 16cm environ, sur la rangée de briques supérieure. Cette interface permet la répartition de la charge axiale. Le dispositif permettant l'application de la précontrainte est mis en place sur le polystyrène et serré au moyen des tiges filetées. Lors de cette opération, on mesure la précontrainte appliquée via la déformation des

jauges extenso-métriques placées sur les tiges. Cette opération est relativement délicate car sa précision reste modeste, surtout pour les faibles valeurs d'efforts de précontrainte pour lesquelles les déformations indiquées par les jauges fluctuent de manière significative. De plus, à chaque opération de serrage, il convient d'attendre un certain temps pour que l'épaisseur de polystyrène se relaxe, l'effort est ensuite mesuré et l'opération réitérée jusqu'à atteinte et stabilisation de l'effort souhaité.

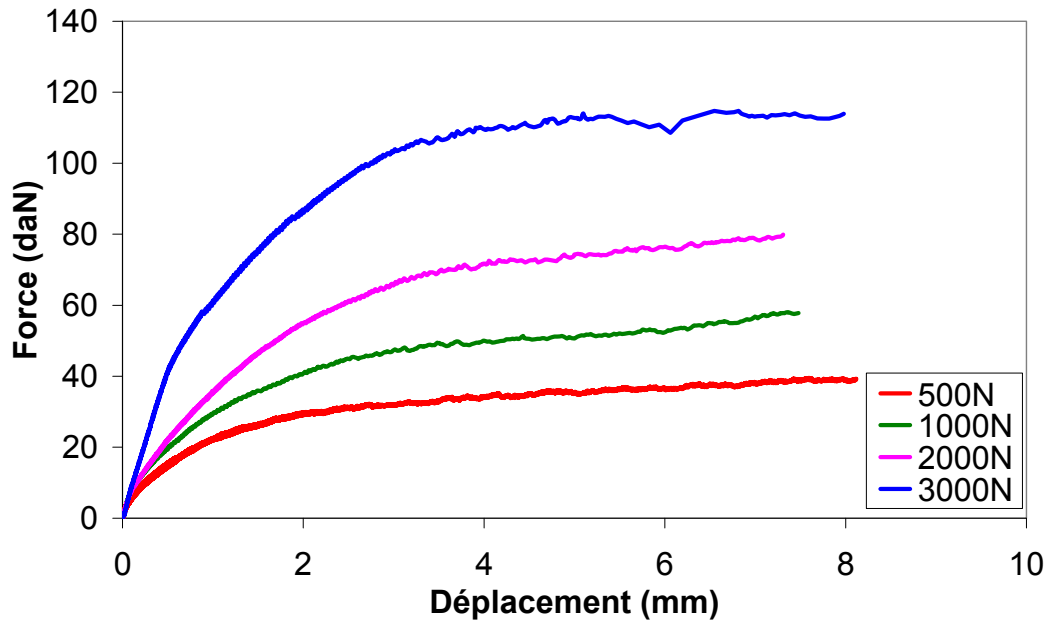


Fig. 4.120. Courbe de charge/flèche hors plan

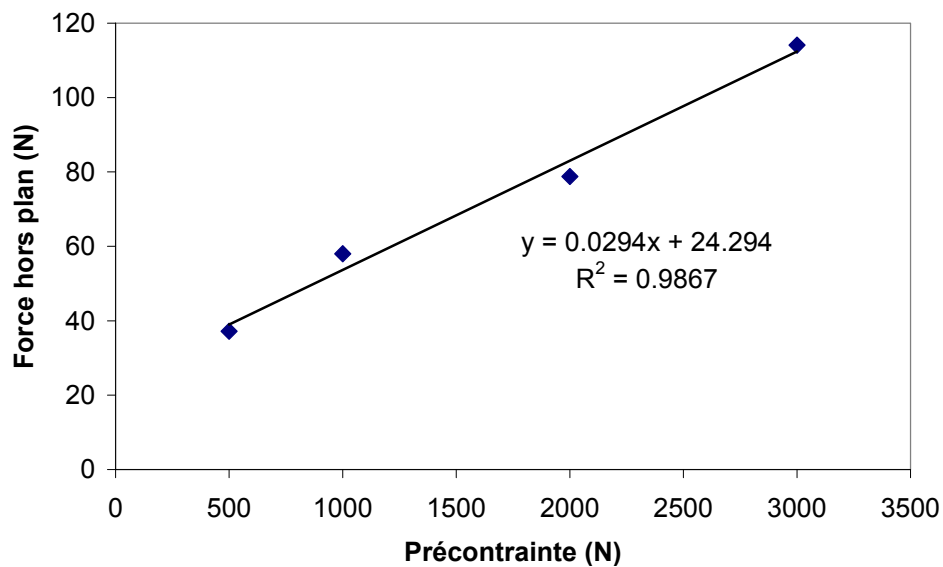


Fig. 4.121. Courbe d'interaction ou seuil (au glissement) de la charge hors plan en fonction de la précontrainte

Les essais de chargement par le vérin horizontal sont ensuite menés de la manière suivante :

-Mise en contact du vérin avec le mur. Cette opération est obligatoire pour démarrer l'essai puisque le chargement est de type force imposée, ce qui nécessite un contact initial.

-Chargement du mur à mi-hauteur selon une vitesse de 2N/s.

-Arrêt du chargement lorsque l'on constate que le déplacement croît brutalement. L'essai est donc arrêté avant la ruine réelle du mur qui peut être considérée comme un déplacement rapide de la brique de quelques millimètres, ainsi que l'atteinte d'un plateau en force. Ce choix fut essentiellement dicté par un souci technique concernant la bonne gestion et le non endommagement du matériel (capteurs).

-En fin d'essai, le mur est gardé tel quel, et l'on remet en place les quelques briques qui ont subi un déplacement. Pour se faire, on prend soin de soulager le mur de sa précontrainte verticale.

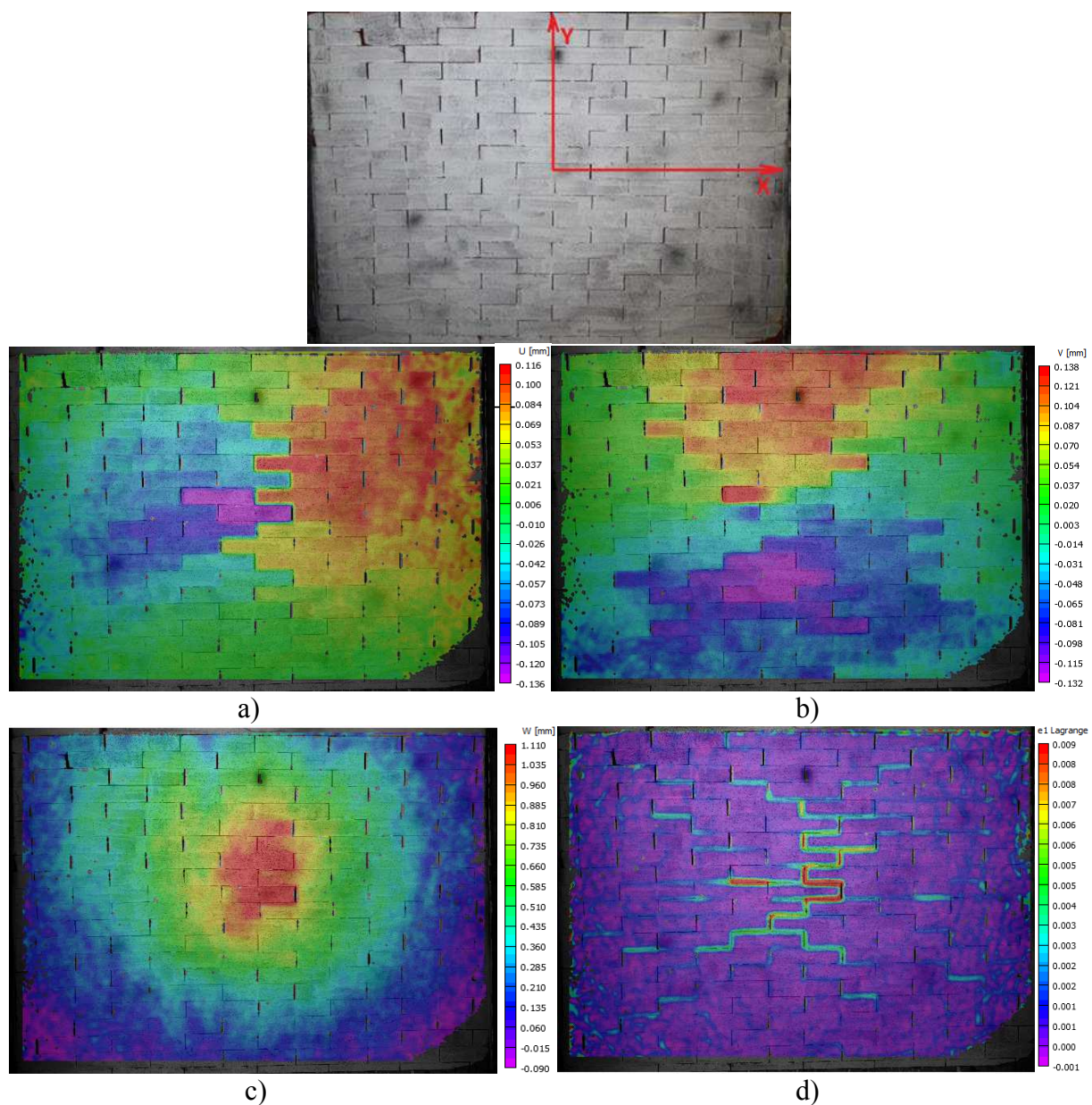


Fig. 4.122. F=23daN – Pré-Compression 50daN

L'idée de cet essai est de passer d'un comportement très local, à l'échelle de la brique et sollicitant ses interfaces uniquement, lorsque la précontrainte est nulle ou faible, à un comportement un peu plus complexe, faisant intervenir un ensemble de briques pour une précontrainte un peu plus conséquente, jusqu'à un comportement de type mur monolithique lorsque la précontrainte est suffisamment forte. L'intensité de la précontrainte permet donc de changer les échelles caractéristiques de la réponse. Cependant pour nos essais, il n'est pas évident de s'absoudre totalement de la précontrainte, ainsi même lorsqu'elle est nulle, la brique centrale sollicitée par le vérin subit préalablement le poids des briques supérieures. Ce qui explique, que dans le cas du mur sans mortier, même avec une faible précontrainte, le développement de l'ouverture des fissures a une tendance à suivre la théorie des lignes de rupture, ce qui traduirait un comportement de type mur monolithe plutôt qu'un comportement confiné à l'échelle de la brique. Cela peut s'expliquer par la présence de la précontrainte induite par le poids propre des briques supérieures. Il faudrait pour mettre en exergue de façon plus sensible, les différentes échelles de réponse, celle de la brique et de ses interfaces, puis celle de quelques briques et de leurs interfaces, jusqu'à celle associée au mur monolithe dont les échelles géométriques caractéristiques sont la largeur et la hauteur, exciter par une charge hors plan une brique d'extrémité du mur associée à un bord libre.

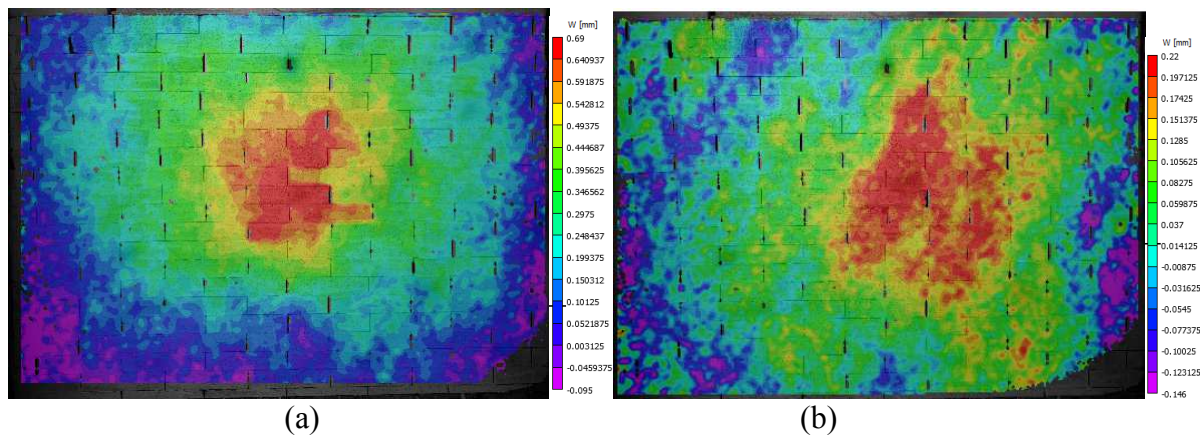


Fig. 4.123. $F=18\text{daN}$: a) Pré-Compression 500N ; a) Pré-Compression 3000N

La figure ci-dessus nous montre les iso-valeurs de déplacement hors plan des murs sous une même valeur de charge hors plan de 18daN, mais pour une valeur différente de la pré-compression (500N et 3000N). La diffusion de la flexion est plus étendue dans le cas de l'augmentation de la pré-charge, à l'extrême, l'absence de la pré-charge conduira à un comportement très localisé.

3.1.2. Analyse modale

Afin de conforter l'idée d'une réponse de structure monolithe, nous explorons la réponse vibratoire. Si l'empilement de brique n'a aucune « cohésion » (au sens global) nous ne pourrions capturer de modes vibratoires, notamment les modes élevés (au-dessus des premiers modes globaux).

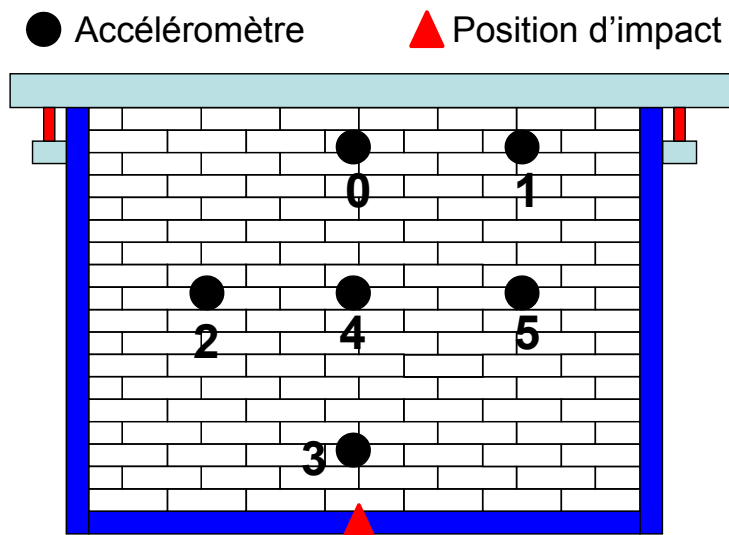


Fig. 4.124. Position des accéléromètres et position de l'impact marteau

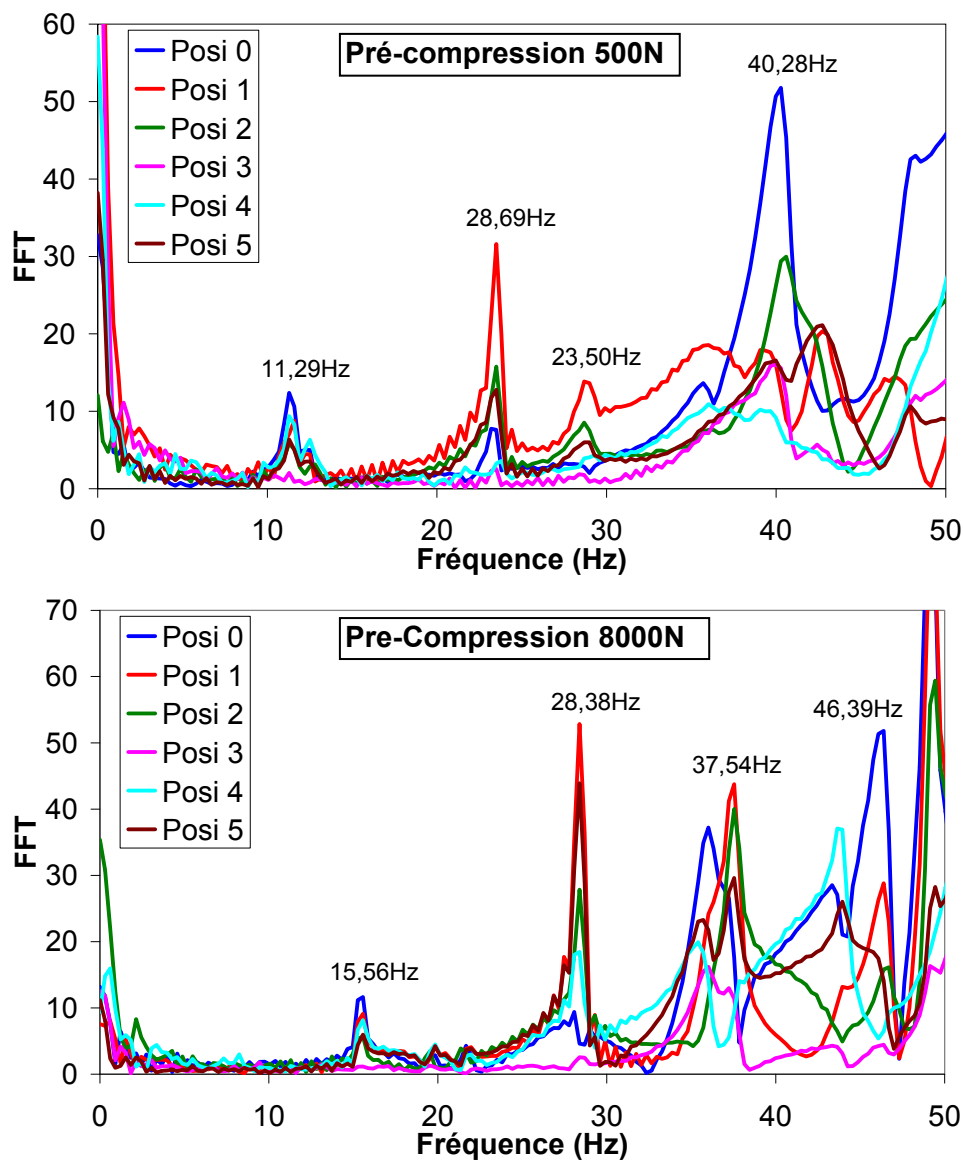


Fig. 4.125. Courbes FFT/Fréquence

Nous n'avons pas pu obtenir de modes vibratoires pour des pré-charge inférieures à 500N. Ceci traduit le fait que la structure constituée d'éléments discrets sans liaison (ou de très faibles liaisons) ne peut avoir un comportement monolithe (l'approche élément fini est dans ce cas caduque). Il est cependant intéressant de quantifier à partir de qu'elle pré-charge la vibration est proprement appréhendée et en phase avec un calcul analytique ou MEF, ceci permettrait de proprement quantifier les rigidités d'interface.

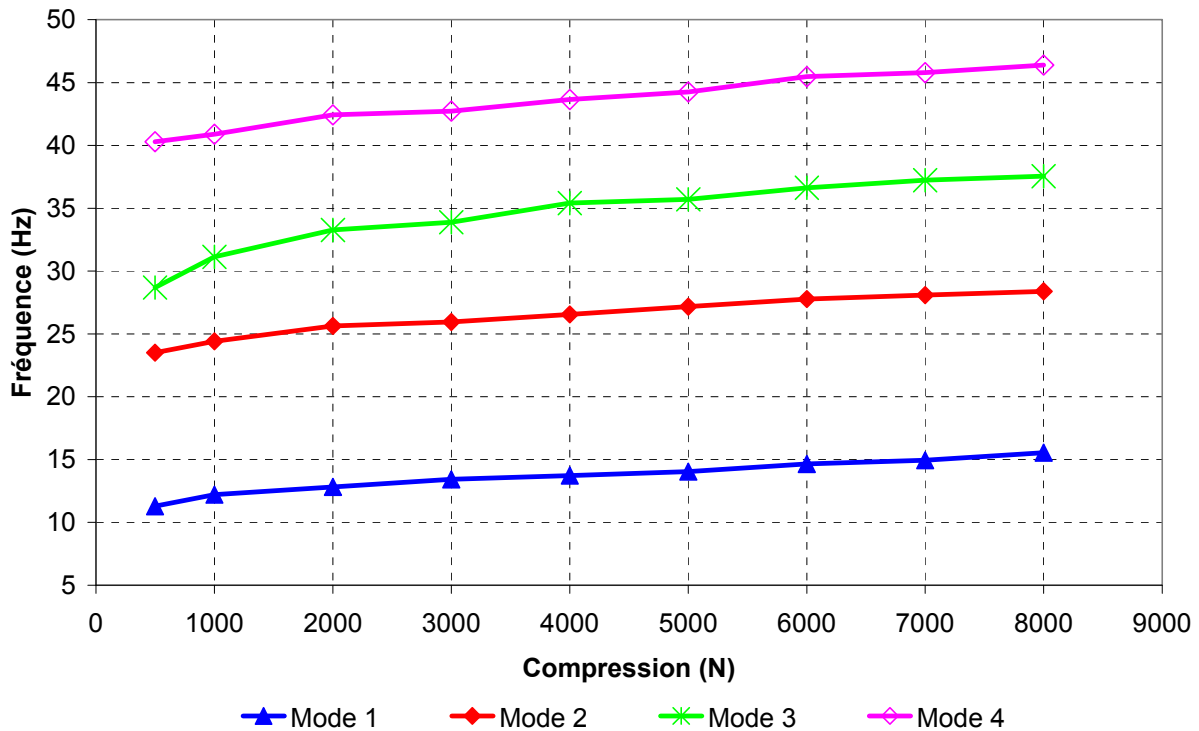


Fig. 4.126. Fréquence propre des quatre premiers modes en fonction de la précontrainte.

3.1.3. Test dynamique

Toujours pour des murs en maçonnerie à joints secs, nous avons aussi mené des essais en dynamique sous impact localisé, à l'aide du pendule de Charpy. Les impacts sont faits pour différents niveaux d'énergie ou angle d'inclinaison du pendule : 10° ; 20° ; 30° (1,02m/s ; 1,70m/s ; 2,38m/s)

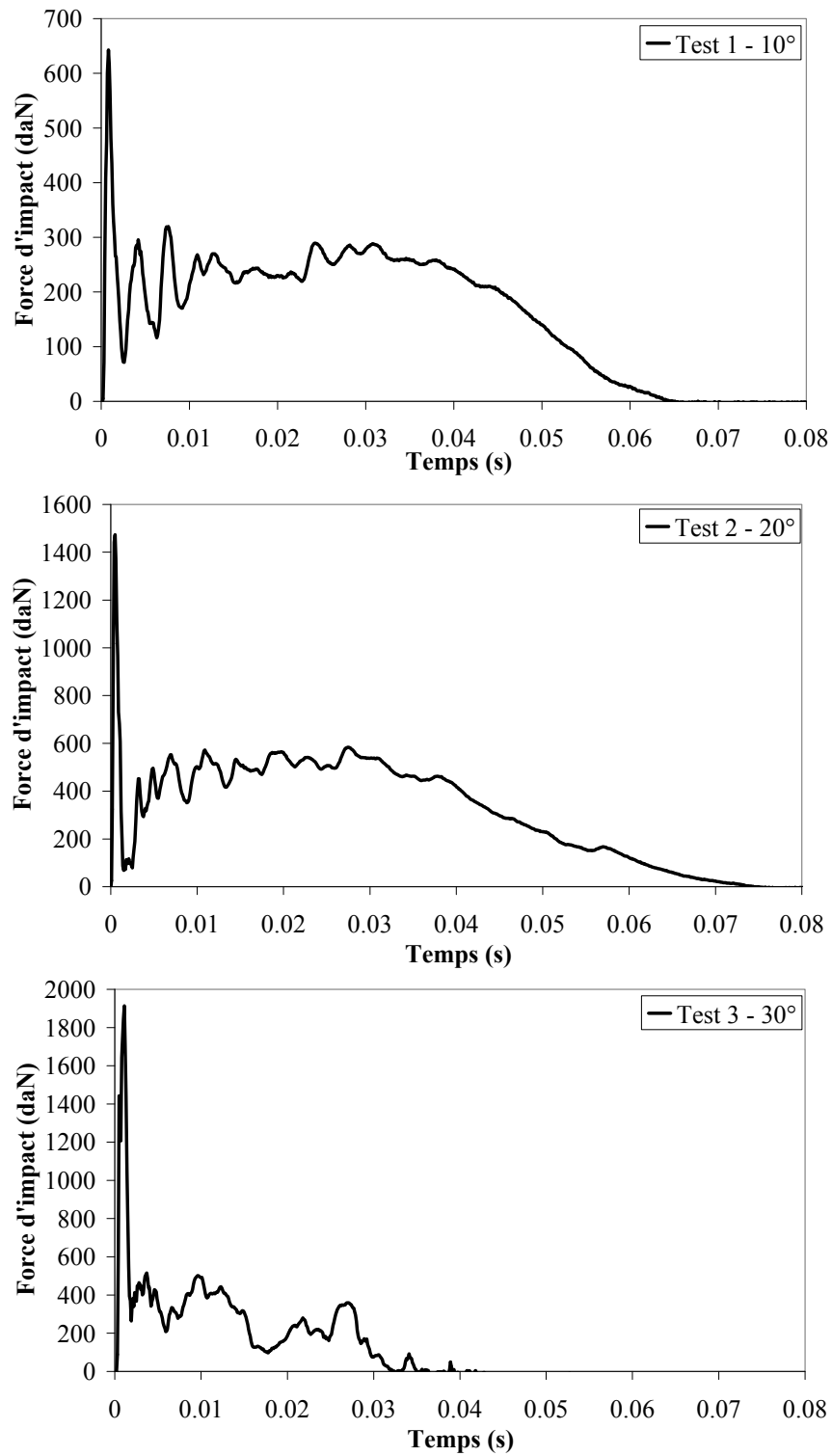


Fig. 4.127. Forces d'impact en fonction du temps, pour les 3 essais : a) 10° ; b) 20° ; c) 30°

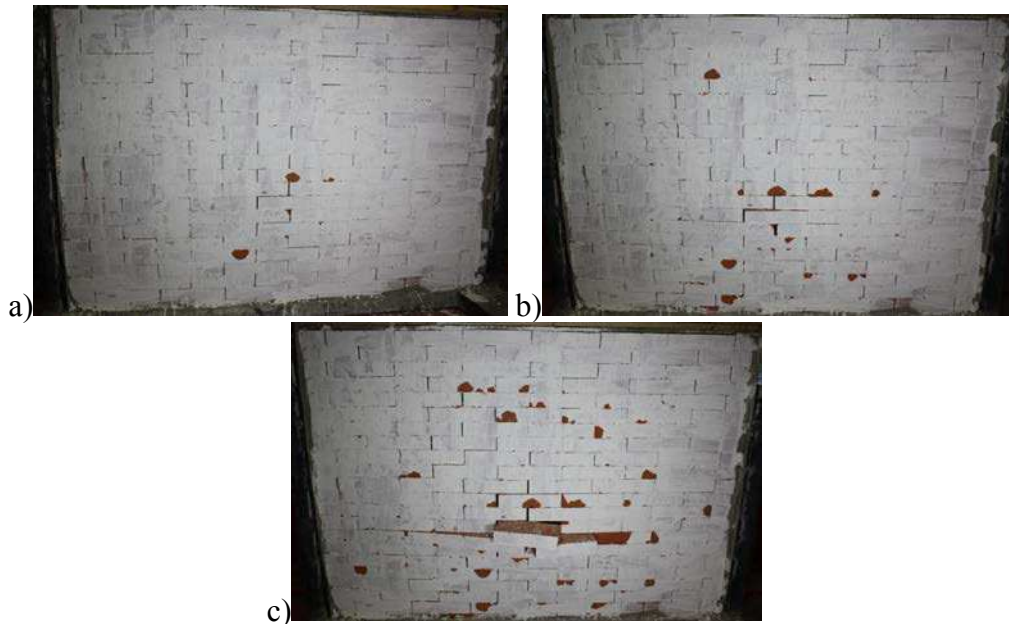


Fig. 4.128. Ecaillages et modes de rupture pour les trois essais : a) 10° ; b) 20° ; c) 30°

On suppose le mur est monolithique pour son analyse modale. Le module élastique choisi est de 16300MPa (le cas le plus conservatif) en se basant sur les essais réalisés. Le mur de dimension 1.13m×0.105m×1.54m (hauteur×épaisseur×largeur) est modélisé en 3D à l'aide d'éléments massifs de type C3D8R du code Abaqus. Pour les conditions aux limites, nous faisons l'hypothèse d'un encastrement sur le pourtour du mur. Le premier mode de vibration trouvé numériquement est de 2774Hz ce qui correspond à un temps caractéristique de 0,00361 seconde (t_{model}). Le temps caractéristique correspondant au pic de charge obtenu expérimentalement (le cas de l'impact à 10°) vaut 0,0008 seconde (t_{pic}). L'écart important de $t_{\text{model}} > t_{\text{pic}}$ nous permet de confirmer le comportement dynamique du test d'impact.

Par ailleurs, grâce à la caméra rapide, on observe que le premier écaillage apparaît sur la surface tendue du mur pour environ $t=0,000833$ seconde ($t_{\text{écaillage}}$). La vitesse des ondes en compression au travers de l'épaisseur du mur est de 2167,3 m/s. Cette vitesse est calculée en

se basant sur la formule :
$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} .$$

Où : $E = E_{\text{mur}} = E_{\text{bloc du mur}} = 9300$ MPa (correspond à la direction de propagation des ondes compressives dans l'épaisseur du mur) ; $\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$ et $\nu = 0,2$. Le temps nécessaire pour que les ondes de compression traversent l'épaisseur du mur est environ $t = 0,105/2197,3 = 0,0000484$ seconde (t_{onde}). On voit que $t_{\text{onde}} \ll t_{\text{écaillage}}$.

On remarque que $t_{\text{écaillage}} = 0,000833 \text{ s}$ correspond à une fréquence de 1200Hz. Cette fréquence est proche de celle du 10^{ème} mode de vibration calculé par la MEF $f_{10} = 1211 \text{ Hz}$.

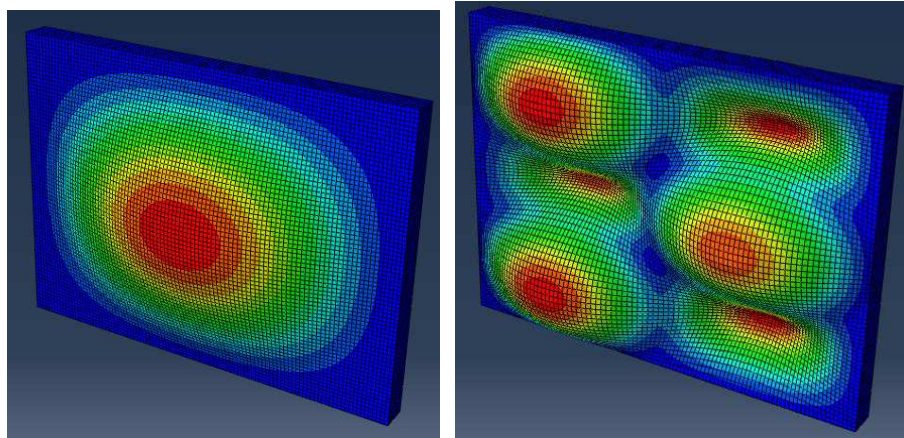


Fig. 4.129. La déformation modale obtenue numériquement par MEF : a) Mode 1 $f_1=276,94\text{Hz}$; b) Mode 10 $f_{10}=1211\text{Hz}$.

L'écaillage est constaté, via la caméra rapide, sur une durée largement supérieure au temps caractéristique du pic d'impact, ou au temps caractéristique de propagation d'une onde dans l'épaisseur du mur, ce qui nous amène à conclure qu'il est bien induit par les allers et retours des ondes dans l'épaisseur du mur, entre les deux faces d'extrémité du mur.

3.2. Le cas avec mortier

Le premier test a été fait avec une faible énergie correspondant à un angle initial de 35° du pendule de mouton. La vitesse du pendule, avant l'impact, est mesurée à l'aide de la caméra rapide, elle est de $2,72\text{m/s}$. Cet impact engendre une énergie cinétique de 528J calculée par la formule ci-dessous:

$$E_{c\text{ pendule}} = \frac{1}{2}(m_1 + \frac{4}{3}m_2)v^2 = \frac{1}{2}(93,85 + \frac{4}{3}36,6) \times 2,72^2 = 527,7\text{J}$$

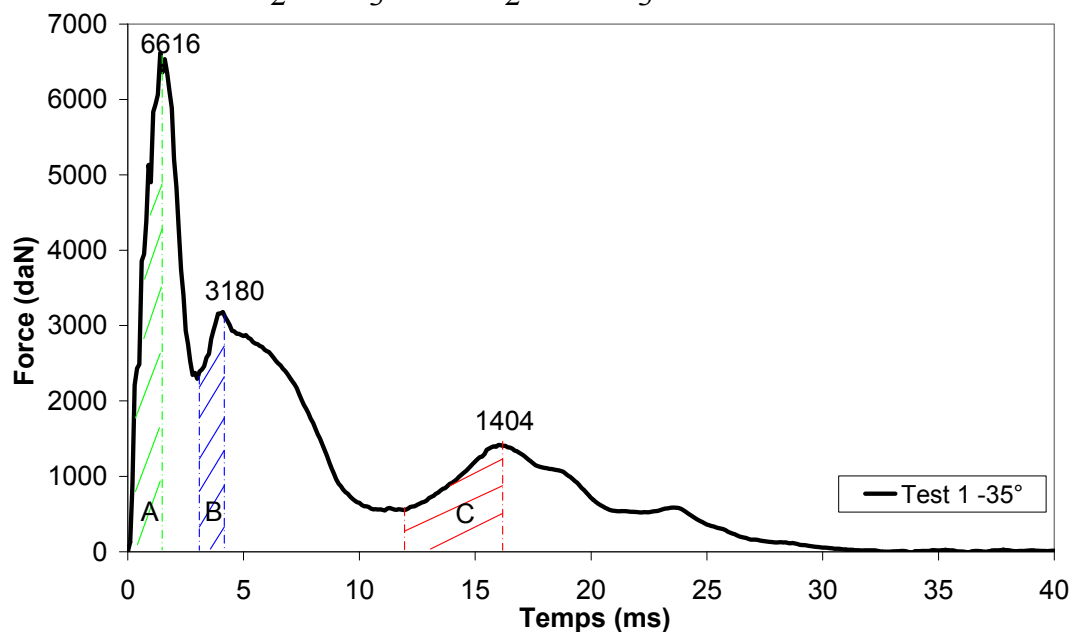
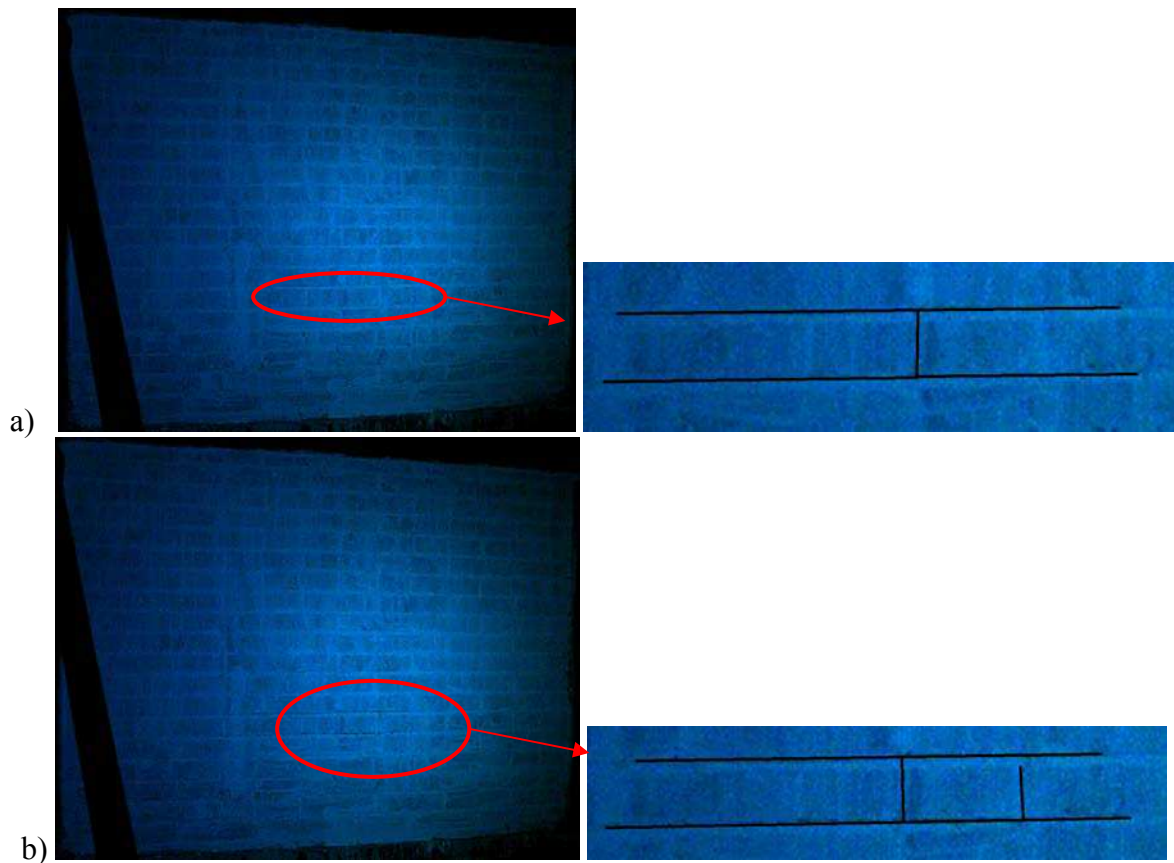


Fig. 4.130. Force d'impact en fonction du temps – Test 1 de 35°

La Fig. 4.130 illustre la courbe force/temps traduisant l'impact du mur pour cette énergie d'impact. Le pic d'effort ou force d'impact vaut 6616daN, s'ensuit une chute de charge jusqu'à 2294daN, puis on constate un nouvel accroissement de la charge pour atteindre 3180daN (phase B). Une nouvelle décroissance, plus progressive, précède une troisième remontée de la force (phase C de la courbe). En effet, dès l'impact, le mur réagit très localement autour de la zone d'impact (phase A), on constate une rupture locale de deux briques au voisinage immédiat de la zone de contact avec le pendule. Lorsque cette zone est endommagée ou fissurée, la force se relaxe. La redistribution de contraintes permet cependant une nouvelle phase où l'on constate un accroissement de l'effort, la zone de réponse ou l'échelle excitée est plus conséquente (à l'échelle du mur) ce qui explique la propagation de l'endommagement ou fissures selon les lignes de rupture, rayonnant vers les conditions aux limites. Les fissures se propagent vers les quatre coins du mur. La remontée de l'effort dans la phase B est expliquée par cette réaction des conditions aux limites. Enfin, à cause de la faible énergie d'impact, les fissures du mur peuvent se refermer, ceci peut expliquer l'augmentation de la force dans la phase C de la courbe. Normalement, ce phénomène ne sera pas trouvé si l'énergie d'impact est très grande par rapport la capacité portante de la structure.



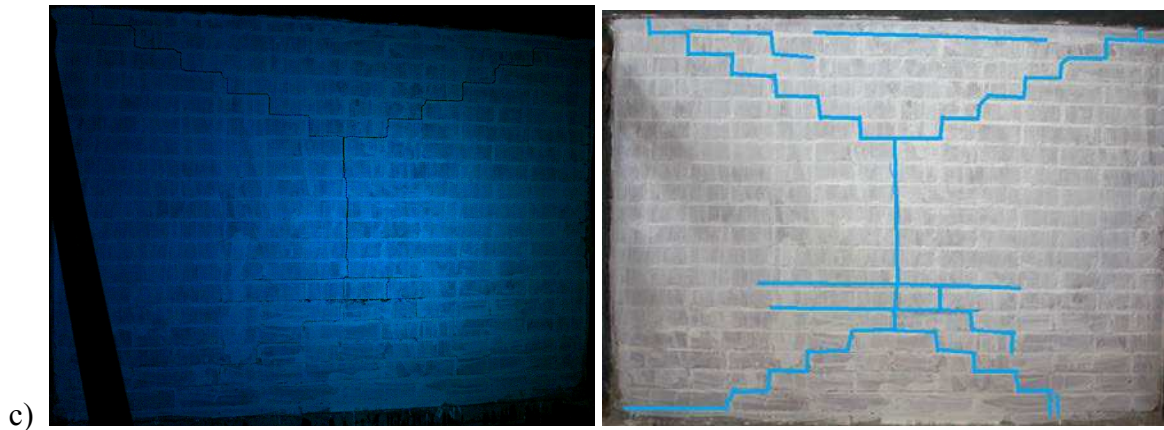


Fig. 4.131. Propagation des fissures sur la face avale ou face tendue du mur.

La caméra rapide (1200 images/s), installée en vis-à-vis de la face tendue du mur, nous a permis d'observer les mécanismes de rupture qui peuvent être décomposés en trois phases. Premièrement, une rupture locale est apparue au droit de la zone où se confine l'impact. Deux blocs sont désolidarisés et partiellement éjectés du mur, on constate l'apparition de fissures dans les joints autour de ces deux briques (Fig. 4.131a). Puis (après 1,67ms), un des deux blocs s'est rompu à mi-longueur (Fig. 4.131b). Ces observations rappellent le caractère hétérogène des structures maçonnées avec une dégradation éventuellement indépendante entre mortier et brique. Dans la deuxième phase, la propagation des fissures suit un chemin qui correspond au mode de rupture donnée par la théorie des lignes de rupture propre au béton armé (Fig. 4.131c). Le faciès de rupture se décompose en une fissure verticale au milieu du mur induite par la flexion dans une direction, et les fissures diagonales qui propagent vers les quatre coins, et qui sont induites par la flexion dans les deux directions. Lors de la dernière phase, on constate la fermeture des fissures.

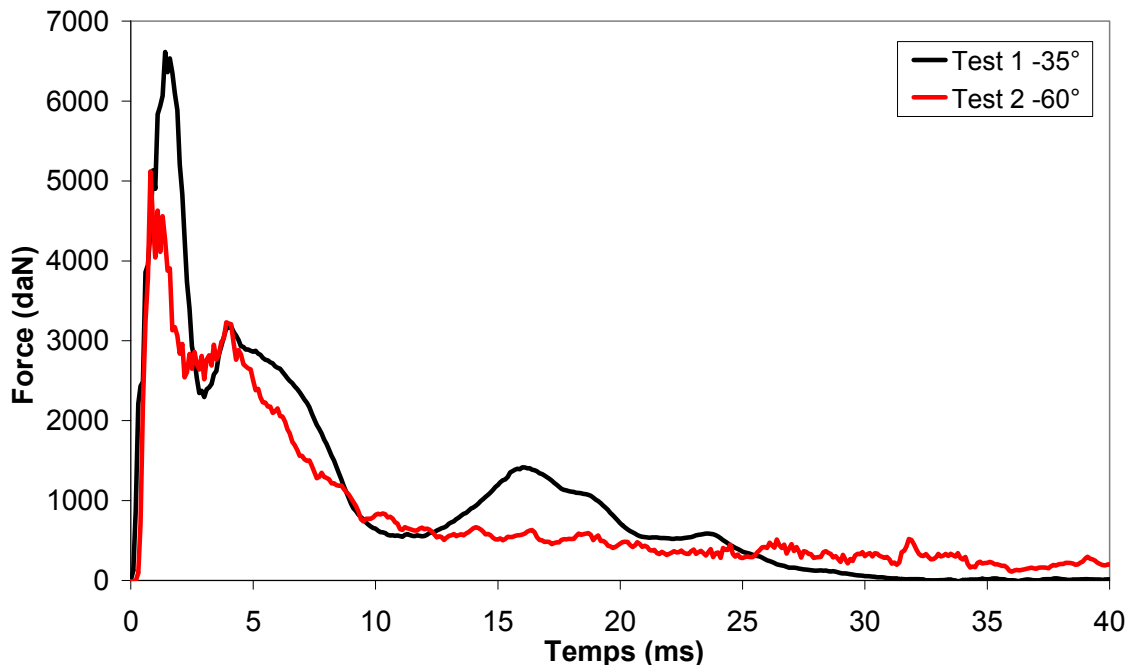


Fig. 4.132. Distribution temporelle de la force d'impact : Test 1 à 35° et test 2 à 60°.

Un deuxième essai a été mené sur le même mur mais avec une énergie plus importante afin d'évaluer les caractéristiques du mur après endommagement, et éventuellement d'étudier le mode d'effondrement. Le mouton est déclenché pour une inclinaison de 60°. La vitesse du

pendule au moment de l'impact est mesurée grâce à la caméra rapide, elle est de 4,43m/s. L'énergie cinétique $E_c=1400J$ est calculée par la formule ci-dessous:

$$E_{c_{pendule}} = \frac{1}{2}(m_1 + \frac{4}{3}m_2)v^2 = \frac{1}{2}(93,85 + \frac{4}{3}36,6) \times 4,43^2 = 1399,75J$$

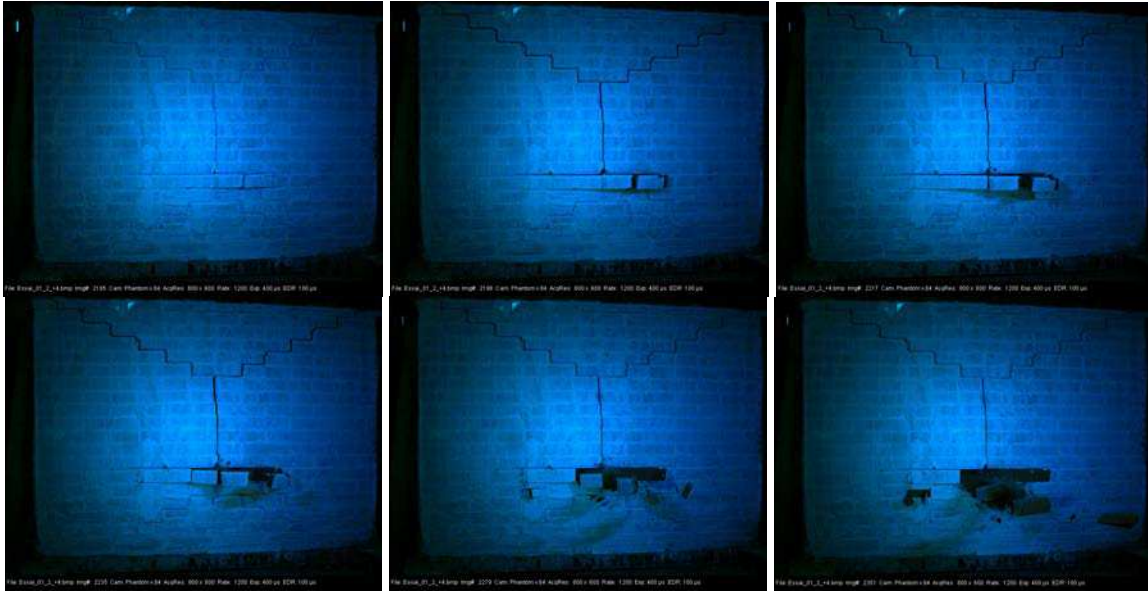


Fig. 4.133. Processus de collapse du mur impacté avec un angle de 60°.

Une chute de 23% de la force d'impact maximale est obtenue pour ce deuxième essai (Fig. 4.132). Les fissures initiales sont élargies, deux blocs dans la zone d'impact sont totalement éjectés. Un écaillage de peau des briques est observé sur la face tendue au voisinage de la zone d'impact. Ce phénomène s'explique par la propagation des ondes sous impact, notamment les contraintes de traction générées lors de la réflexion de l'onde sur la face aval du mur. Ceci met en exergue une nouvelle échelle géométrique et temporelle, complexifiant celles naturellement mises en exergue par les matériaux constitutifs (échelle de la brique, échelle du mortier ou interface). Ces phénomènes montrent les limites de la modélisation discrète, lorsque l'on considère les échelles classiquement mises en interaction par l'approche quasi-statique. Finalement, on observe une perforation localisée (Fig. 4.134) qui traduit la pénétration de l'impacteur. Les échelles caractéristiques de la brique et de l'interface ne sont pas représentatives de cette perforation.



Fig. 4.134. Modes de rupture de la face avale et amont du mur après impact ($\theta=60^\circ$).

E. Conclusions

Nous avons mis au point divers essais de vibration de sollicitation harmonique et d'impact sur des maquettes de différentes échelles plus ou moins représentatives de configurations réelles. L'objet est de disposer d'un ensemble de résultats pour lesquels la modélisation MED peut être convenablement conduite puisque les caractéristiques des matériaux et des interfaces sont bien cernées. L'ensemble des calculs paraissent probants dans le cas des études vibratoires et des sollicitations harmoniques sur maquettes. Les essais dynamiques d'impact montrent à nouveau comme les essais quasi-statiques que la théorie des lignes de rupture semble globalement adéquate. Cependant différentes échelles géométriques et temporelles sont excités dans le cas de l'impact. L'écaillage constaté ne semble pas pouvoir être capturé par l'approche classique MED ici envisagé, car les dimensions géométriques reprennent essentiellement celle du bloc et celle du joint. Précisons que nos essais dynamiques d'impact n'ont pas été simulés, nous plaçons cet objectif dans les perspectives.

Conclusion générale

Ce mémoire de thèse s'articule autour de deux grandes parties qui ont structuré mon travail :

– un volet expérimental

Un important travail a été accompli concernant l'aspect expérimental. L'ensemble des essais et bancs associés ont été mis en place et validés dans le cadre de cette thèse, soulignons par ailleurs que l'étude de la maçonnerie est un sujet nouveau au laboratoire. Les difficultés inévitables issues du « caractère nouveau » de la manipulation pour les tests mécaniques de caractérisation des éléments constitutifs, mais aussi pour la fabrication des structures, de la mise en œuvre des essais ne nous ont pas permis d'aller aussi loin qu'escompté en termes de nombre d'essais. Le temps nécessaire pour un essai à l'échelle, rend prohibitif, dans le cadre d'une thèse, d'envisager plusieurs essais. Cependant, nous avons choisi de diversifier la nature des essais mais aussi de puiser dans la littérature, l'objet étant au-delà de l'étude d'un cas particulier de structure et de charge, de disposer d'une base expérimentale suffisante pour étudier les pertinences et les limites de la MED.

Nous avons ainsi caractérisé le comportement d'un mur en maçonnerie à l'échelle, composé de 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. Au-delà les effets des conditions aux limites, celles le plus couramment utilisées dans les systèmes constructifs, à savoir une semelle filante ou une dalle ainsi que la présence de murs de refend, ont été analysés. Le confortement de la semelle nous donne une amélioration du chargement ultime de la structure. Notre étude montre aussi clairement, l'interaction importante entre le mur principal et les deux murs de refend, en particulier l'effet de torsion induit dans la zone de liaison ou jonction des deux murs (principal et refend). Tous ces résultats montrent la sensibilité aux conditions aux limites, et la nécessité pour toute simulation, expérimentale ou numérique, de reproduire précisément les conditions aux limites réelles de la structure afin de capturer le mode de ruine et la capacité portante associée. Enfin, les modes de rupture observés sur le mur principal sont similaires à ceux issus de la théorie des lignes de rupture préconisées pour les dalles en béton armé. La rigidification de toute condition aux limites, basale ou verticale, est nécessaire si l'on veut atteindre une capacité portante optimale. Au-delà, si l'on veut accroître de façon substantielle la capacité portante, nous avons montré que le procédé de renforcement à l'aide de bandes en composite (fibre de carbone + résine epoxy) permet un gain de charge supérieur à 140% lorsque l'on considère un confortement important, chaque bloc étant renforcé.

Enfin, nous avons mené divers essais sur des éléments de structures représentatifs en termes de fonctionnement et modes de ruine, même si les éléments constitutifs et au-delà la structure, ne sont pas en similitudes géométriques, et encore moins en similitude en termes de lois de comportement des matériaux constitutifs et des interfaces. Ces études, suffisamment instrumentées et dont les matériaux et interfaces sont proprement caractérisés, permettent cependant d'interroger la MED, d'abord dans le cas de comportement simple puis complexe du fait d'interaction entre divers éléments constitutifs de la structure. Ces études ont porté sur la maçonnerie à joint sec puis à joint mortier.

Au-delà des cas de charge quasi-statiques, nous avons aussi investigué le cas du chargement dynamique localisé correspondant à des impacts sur des murs en maçonnerie à joint sec ou

mortier. Il a été mis en évidence les différents mécanismes de la rupture dynamique de la maçonnerie, notamment par la visualisation "ultra rapide". Divers cas tests ont été établis, la mesure précise de la sollicitation, des caractéristiques des cellules constitutives, du comportement des interfaces, devraient permettre de conduire des modélisations numériques de type MED à des fins de validation.

– un volet numérique

Des modélisations à l'aide de la MED sont proposées pour pratiquement tous les cas étudiés. La modélisation MED a été validée dans le cas de structures planes (murs en briques) soumises à des chargements membranaires, ou des chargements hors plan excitant la flexion. Pour les premiers cas de charge, la simulation donne d'excellents résultats, et les paramètres du modèle, ou loi d'interfaces entre les briques constitutives, peuvent être déterminées de façon simple et robuste. Pour le deuxième cas de charge, moyennant une bonne estimation des paramètres d'interface entre les blocs constitutifs, la modélisation numérique corrobore assez bien les comportements observés, avec plus particulièrement l'initiation et la propagation des dommages, jusqu'à l'atteinte de la charge ultime. Les paramètres de rigidité caractérisant les interfaces, nécessitent cependant un recalage sur la base de l'essai qui permet l'obtention de la rigidité globale de la structure.

Nous avons aussi amené des éléments de réflexion et des réponses quant aux calculs des vibrations des structures maçonnées. La question de leurs caractéristiques spectrales n'est pas anodine, elle est légitime pour des structures jointées, mais pas évidente pour une maçonnerie à joint sec. Au-delà du périmètre « physique » de cette question, la méthodologie de calcul est aussi une question ouverte sachant que ce n'est pas le cas pour la MEF. Nous avons montré, par un calcul indirect, le moyen de capturer fréquence et modes propres. L'outil MED devient alors plus puissant que la MEF, l'anisotropie induite par les éléments constitutifs étant naturellement prise en compte et donc restituée par la méthode des éléments distincts.

– Des perspectives

Ce travail, par le protocole proposé et l'expérience de manipulation et de caractérisation de la maçonnerie, ouvre la voie à de nouvelles recherches autant dans le domaine quasi-statique que des sollicitations dynamiques. De nombreuses autres pistes de recherche sont ainsi envisagées en continuité de ce travail.

Dans le domaine du quasi-statique, et pour des chargements hors plan, nous proposons d'étudier l'effet de singularités telles que les ouvertures afin de complexifier les lignes de rupture et de voir si la MED permet de retrouver les mécanismes d'effondrement très tributaires de ces lignes de rupture. Puis l'effet d'une pré-charge axiale, de membrane, toujours dans le cas quasi-statique nous semble intéressant car plus représentatif de la réalité des structures maçonnées.

Des améliorations des modèles numériques sont aussi possibles, par l'approfondissement des hypothèses des lois d'interface afin de mieux simuler les interactions le long des joints, mais aussi, pour certains cas, l'amélioration de la loi de comportement associée aux briques constitutives au-delà du comportement élastique. La gestion de l'endommagement par fissuration à ce niveau serait un plus pour permettre de capturer les fissures longues traversant les blocs observées dans certains cas.

Dans le domaine des vibrations, les outils et méthodologies acquises dans le cadre de notre contribution, pourront être utilisés et confortés, dans le cas de maçonneries comportant des singularités telles que les ouvertures. L'effet des dommages sur les fréquences et modes

propres devra être à nouveau quantifié expérimentalement et étudié via la MED, l'objet étant in fine de disposer d'indicateurs de dommages.

Dans le cas des impacts, nous disposons maintenant d'un banc et de l'instrumentation adéquate pour mener des études paramétriques ou vitesse, inertie de l'impactant, ainsi que pic d'effort, seront des variables maîtrisées expérimentalement. Ceci doit permettre, dans le cas des murs impactés, de discriminer les faciès de fissurations et de rupture propres au quasi-statique et ceux induits par le caractère dynamique des charges. Enfin, l'étude de l'impact par pendule de Charpy, des éléments de structures autres que les murs, telles que les poutres et les colonnes, permettraient de proposer, une fois la modélisation numérique validée, des études paramétriques visant la proposition de règles de dimensionnement. Rappelons que dans le cadre de notre travail, la modélisation des essais d'impact dynamique reste à faire.

Enfin la résistance et les modes de rupture dans le cas d'une explosion générant un Dirac de pression est aussi une question que nous pensons essentielle à traiter pour à nouveau valider la modélisation MED et par la suite procéder aux calculs paramétriques nécessaires à l'optimisation du design des structures pour ce type de sollicitations. Un banc d'essai est en cours de validation au laboratoire.

Bibliographies

- [ABD 1976] Abdou L., Saada R.M., Meftah F., Mebarki A., “Experimental investigations of the joint-mortar behavior”, *Mechanics*, 33, pp. 370–384, 2006.
- [ABD 2009] Abdallah M., “Vulnérabilité des ouvrages en maçonnerie à des mouvements de terrain : méthodologie d’analyse par méthodes statistiques et par plans d’expériences numériques sur les données de la ville de Joeuf”, PhD thesis, Nancy-Université, 2009.
- [ACA 2001] Acary V., “Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés”, PhD thesis, Université de la Méditerranée Aix-Marseille II, 2001.
- [AFP 2006] AFPS, “Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie”, 2006.
- [ALH 2012] Al-Heib M., “Distinct Element Method Applied on Old Masonry Structures”, *Numerical Modelling*, InTech, editeur Peep Miidla, Chapitre 14, p.303-328, 2012.
- [ANA 1991] Anandarajah A., Lu N., “Structural Analysis by Distinct Element Method”. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 117, No. 9, 2156-2163, 1991.
- [ANC 1998] Ancey C., “Guide Neige et Avalanche : Connaissances, Pratiques, & Sécurité”, Édisud (Aix-en-Provence, France), 1998.
- [AND 1976] Anderson C., “Lateral loading tests on concrete block walls”, *Struct Eng*, 54 (7), pp. 239–257, 1976.
- [AND 2007] Andersen P., Brincker R., Goursat M., Mevel L., “Automated modal parameter estimation for operational modal analysis of large systems”, *Proc. 2nd IOMAC (2007)*.
- [ARY 2006] Arya A.S., “Repair, Restoration and Retrofitting of Masonry Buildings in Earthquake Affected Areas of Jammu & Kashmir”, GoI-UNDP Disaster Risk Management Programme, Ministry of Home Affairs Government of India, 2006.
- [AST 2010] Astroza M., Cabezas F., Moroni M., Massone L., Ruiz S., Parra E., Cordero F., Mottadelli A., “Intensidades Sísmicas en el Área de Daños del Terremoto del 27 de Febrero de 2010”, Universidad de Chile, Santiago (in Spanish) (<http://www.eqclearinghouse.org/20100227-chile/wp-content/uploads/2010/04/Informe-de-Intensidades-M.-Astroza-y-otros.pdf>)
- [AUG 1995] Auge A., F. Ousset, Marco O., “E et d'une digue sur l'écoulement d'un aérosol. Comptes rendus Les apports de la recherche scientifique à la sécurité neige, glace et avalanche, Chamonix, coordonné par F. Sivardière (1995, Cemagref) 235_240.
- [AZE 2000] Azevedo J., Eeri M., Sincaian G., Lemos J.V., “Seismic Behavior of Blocky Masonry structures”, *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 2, 2000.
- [BAK 1973] Baker L.R., “Structural action of brickwork panels subjected to wind loads”, *Journal of the Australian Ceramic Society*, Vol 9 No. 1, 1973
- [BAZ 1984] Bažant Z.P., “Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal”, *J. Eng. Mech. ASCE*, Vol. 110, p. 518–535, 1984.
- [BAZ 1991] Bažant Z., Xi Y., Reid S., “Statistical Size Effect in Quasi-Brittle Structures: I. Is Weibull Theory Applicable?”, *J. Eng. Mech.*, 117(11), 2609–2622, 1991.
- [BAZ 1994] Bažant, Z., Ožbolt, J., and Eligehausen, R. (1994). ”Fracture Size Effect:

- Review of Evidence for Concrete Structures”, *J. Struct. Eng.*, 120(8), 2377–2398, 1994.
- [BAZ 1997] Bažant Z.P., “Scaling of quasi brittle fracture: Asymptotic Analysis.”, *Int. J. of fracture* 83(1), 19-40, 1997.
- [BAZ 1999] Bažant Z.P., “Size effect.” *International Journal of Solids and Structures* 37 (200), 69-80, 1999.
- [BER 2007] Berthet-Rambaud P., Limam A., Roenelle P., Rapin F., Tacnet J.-M., Mazars J., “Avalanche action on rigid structures: Backanalysis of Taconnaz deflective walls’ collapse in February 1999”, *Cold Reg. Sci. Technol.*, 47, 16–31, 2007.
- [BIC 2002] Bicanic N., Stirling C., Pearce C.J., “Discontinuous modeling of structural masonry”, *Fifth World Congress on Computational Mechanics*, Vienna, Austria, 2002.
- [BIC 2007] Bicanic N., “Discrete Element Methods. Encyclopedia of Computational Mechanics”, Edited by Erwin Stein, René de Borst and Thomas J.R. Hughes. Volume 1: Fundamentals. John Wiley & Sons, 2007.
- [BIN 2004] Binda L., Cantini L., Fernandes F., Saisi A., Tedeschi C., Zanzi L., “Diagnostic Investigation on the historical masonry structures of a castle by the complementary use of non destructive techniques”, *Proceedings of the 13th IB2MaC Amsterdam*, July 4-7, 2004.
- [BLO 2003] Blondet, M., Villa Garcia, G., and Brzev, S., 2003. *Earthquake-Resistant Construction of Adobe Buildings: A Tutorial*. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, and IAEE, Tokyo, Japan. (EERI adobe tutorial)
- [BLO 2004] Blondet M., Villa-Garcia G., “Earthquake resistant earthen buildings?”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 2447, 2004.
- [BLO 2005] Blondet M., Torrealva D., Villa Garcia G., Ginocchio F., Madueño I., “Using industrial materials for the construction of safe adobe houses in seismic areas”, In *Earthbuild: Proceedings of Earthbuild 2005: Conference Held at the Faculty of Design, Architecture and Building, University of Technology, Sydney*, 76–90, 2005.
- [BOU 2012a] Boukria Z., Limam A., “Experimental Damage Analysis of Concrete Structures Using the Vibration Signature - Part I: Diffuse Damage (Porosity)”, *International Journal of Mechanics*, Issue 1, Volume 6, pp. 17–27, 2012.
- [BOU 2012b] Boukria Z., Limam A., “Experimental Damage Analysis of Concrete Structures Using the Vibration Signature - Part II: Located Damage (Crack)”, *International Journal of Mechanics*, Issue 1, Volume 6, pp. 28–34, 2012.
- [BRU 1994] Bruneau M., “State of the art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings”. *Journal of structural engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 1, 230-251, 1994.
- [BSI 1999] BSI. BS EN 1052-2: 1999 Method of test for masonry. Part 2: determination of flexural strength. London: BSI, 1999.
- [BSI 2005] BSI. BS EN 1996-1-1: 2005 Eurocode 6 – design of masonry structures. Part 1-1 general rules for reinforced and unreinforced masonry structures. London: BSI, 2005.
- [BUI 2009] Bui T.T, Limam A., Bertrand D., Ferrier E., “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), Saint-Malo, France, 2009.
- [BUI 2010] Bui T.T, Limam A., Bertrand D., Ferrier E., Brun M., “Masonry walls submitted to out-of-plane loading: Experimental and numerical study”. International Masonry Society Proceedings, volume 2, F-243, pp.1153-1162, 2010.
- [BUI 2011a] Bui T.T, Limam A., “Modélisation expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plans”. 10ème Colloque National en Calcul des Structures, Association Calcul des Structures et Modélisation (CSMA), Giens France, 2011.
- [BUI 2011b] Bui T.T, Limam A., “Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plans”. Revue de Mécanique Appliquée et Théorique (RMAT), Vol. 2, 5. 465-473, 2011.
- [BUI 2012] Bui T.T, Limam A., “Masonry Walls under Membrane or Bending Loading Cases: Experiments and Discrete Element Analysis”, in B.H.V. Topping, (Editor), Proceedings of the Eleventh International Conference on Computational Structures Technology, Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, Paper 119, 2012.
- [BUI 2013] Bui T.T, Limam A., “Vibration et caractérisation du dommage de structures maçonnées: Analyse expérimentale et numérique”. 31ème Rencontres de l’Association Universitaire de Génie Civil (AUGC), ENS-CACHAN, France, 2013.
- [CAS 2008] Casapulla C., “Lower and upper bounds in closed form for out-of-plane strength of masonry structures with frictional resistances”, Structural Analysis of Historic Construction: Preserving Safety and Significance, 1191 -1206, Jul 2008.
- [CEC 2005] Cecchi A., Milani G., Tralli A., “Validation of analytical multiparameter homogenization models for out-of-plane loaded masonry walls by means of the finite element method”, J Eng Mech – ASCE, 131 (2), pp. 185–198, 2005.
- [CEC 2008] Cecchi A., Milani G., “A kinematic FE limit analysis model for thick English bond masonry walls”, International Journal of Solids and Structures, 45(5), pp. 1302-1331, 2008.
- [CHE 1996] Chee L. N., “Experimental and theoretical investigation of the behaviour of brickwork cladding panel subjected to lateral loading”, Thèse de doctorat, University of Edinburgh, College of Science & Engineering, School of Engineering & Electronics, Edinburgh, 1996.
- [CHO 1992] Chong V.L., Southcombe C., May I.M., “The behaviour of laterally loaded masonry panels with openings”, The British Masonry Society, 3rd Int. Masonry Conference, London, Oct. 1992.
- [CHU 1985] Chu T.C., Ranson W.F., Sutton M.A., Peters W.H., “Applications of Digital image Correlation Techniques to Experimental Mechanics”, Experimental Mechanics, 25 (3), 232–244, 1985.
- [CIT 2011] Citto C., Wo S., Willam K., Schuller M., “In-Place Evaluation of Masonry Shear Behavior Using Digital Image Analysis”, ACI Materials Journal, V. 108, No. 4, p. 413-422, 2011.
- [CLE 2001] Clerc P., “Mesure de champs de déplacements et de déformations par stéréovision et corrélation d’images numériques”, Thèse de doctorat, INSA Lyon/LMSO, 2001.

- [COL 2009] Colas A.S., “Mécánica des murs de soutènement en pierre sèche modélisation par calcul à la rupture et expérimentation échelle 1”, PhD Thesis, ENTPE, Vaulx-en-Velin, 2009.
- [COR 1974] Corazao M, Blondet M. “Estudio Experimental del Comportamiento Estructural de las Construcciones de Adobe Frente a Solicitaciones Sísmicas”, Banco Peruano de los Constructores, Lima, Perú, 1974.
- [CUN 1971a] Cundall P. A., “A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems”, Proc. Int. Symp. Rock Fracture, ISRM, Nancy, Vol. 1, Paper II–8, 1971a.
- [CUN 1971b] Cundall P. A., “The measurement and analysis of acceleration in rock slopes”, Ph.D. Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London, 1971b.
- [CUN 1982] Cundall, P.A., “Adaptive Density-Scaling for Time-Explicit Calculations”. In Proceedings of the 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics (Edmonton, 1982), pp.23-26, 1982.
- [CUN 1988] Cundall P. A., “Formulation of a three-dimensional distinct element model – Part I: A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks”, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 25(3): 107-116, 1988
- [DAL 2008] Dallot J., Sab K., Godet O., “Experimental validation of a homogenized plate model for the yield design of masonry walls”, C. R. Mecanique 336, 487-492, 2008
- [DAY 2003] D’Ayala D., Speranza E., “Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of masonry structures”, Earthquake Spectra, Volume 19, Issue 3, 479-509, 2003.
- [DEJ 2009] DeJong M.J., “Seismic Assessment Strategies for Masonry Structures”, Ph.D. Dissertation, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 2009.
- [DER] Derakhshan H., “Seismic assessment of out-of-plane loaded unreinforced masonry walls”, PhD thesis. Auckland, New Zealand: University of Auckland; 2011.
- [DOH 2002] Doherty K., Rodolico B., Lam N.T.K, Wilson, J.L., Griffith, M.C., “Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 833-850, 2002.
- [DOW 2004] Dowling D.M., “Improved Adobe Mudbrick in Application – Child-Care Centre Construction in El Salvador”, Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper 705, 2004.
- [DOW 2005] Dowling D.M., Samali B., Li J., “An improved means of reinforcing adobe wall units – external vertical reinforcement”, Proceedings of SismoAdobe 2005, Lima, Peru, 16-19 May 2005.
- [DRA 2005] Draidi Z., Limam A., “Flambage des coques multicouches acier/composite : Approche expérimentale et numérique”. Revue des Composites et des Matériaux Avancés, Hermès, Volume n° 15, n°1, pp 89-103, 2005.
- [DRY 1988] Drysdale R., Essawy A., “Out-of-Plane Bending of Concrete Block Walls”, J. Struct. Eng., 114(1), 121–133, 1988.
- [DRY 1994] Drysdale R.G., Hamid A.A., Baker L.R., “Masonry Structures-Behavior and Design”, Prentice Hall, NJ, 1994.
- [DUA 1993] Duarte R.B., “A study of the lateral strength of brickwork panels with

- openings”, PhD Thesis, University of Edinburgh, 1993.
- [ELG 2006] ElGawady M.A., Lestuzzi P., Badoux M., “Retrofitting of Masonry Walls Using Shotcrete”, NZSEE Conference, Paper 45, 2006.
- [ELM 2010] Elmenshawi A., Sorour M., Parsekian G., Duchesne D., Paquette J., Mafti A., Jaeger L., Shrive N., “Out-of-plane dynamic behaviour of unreinforced stone masonry”, In: Proceedings of the 8th International Masonry Conference in Dresden, 1643-1652, 2010.
- [ESS 2004] Essawy, A. S., “Strength of Block Masonry Walls Subject to Lateral Loading”, Thèse de doctorat, McMaster University,
- [EUR 1998] EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. European Committee for Standardization, 1998.
- [EUR 2003] Eurocode 6 - Design of masonry structures, 2003.
- [FEL 2001] Felice G., Giannini R., “Out of plane seismic resistance of masonry walls”, *Journal of Earthq.Eng.*, 5 (2), 253-271, 2000.
- [FRA 2004] Fraige F.Y., Langston P.A., “Integration schemes and damping algorithms in distinct element models”, *Advanced Powder Technol.*, Vol. 15, No. 2, 227-245, 2004.
- [FRE 2008] Freyssinet, “Foreva TFC”, *Avis Technique* 3/07-540, 29 mai 2008.
- [GAB 2006] Gabor A., Ferrier E., Jacquelin E., Hamelin P., “Analysis and modeling of the in-plane shear behavior of hollow brick masonry panel”, *Construction and Building materials*, 20, pp 308 – 321, 2006.
- [GAZ 1985] Gazzola E.A., Drysdale R.G., Essawy A.S., “Bending of concrete masonry walls at different angles to the bed joint”, *Proc. 3rd North. Amer. Mas. Conf.*, Arlington, TX, USA, Paper 27, 1985.
- [GAZ 1986] Gazzola E.A., Drysdale R.G., “A component failure criterion for blockwork in flexure”, *Proc., Structures ASCE*, S.C. Anand, ed., New Orleans, 134-153, 1986.
- [GIH 2007] Gihad M., Lourenço P.B., “Mechanics of hollow concrete block masonry prisms under compression: review and prospects”, *Cement Concrete Compos.*, 29 (3), pp. 181–192, 2007.
- [GIO 2002] Giordano A., Mele E., De Luca A., “Modelling of historical masonry structures : comparison of different approaches through a case study”. *Engineering Structures*, Vol. 24, 1057-1069, 2002.
- [GIV 2004] Givry M., Perfittini P., “Construire en montagne la prise en compte du risqué 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.
- [GRI 2000] Griffith M.C., “Experimental study of the flexural strength of URM (brick) walls”, *Research report*, University of Adelaide. Dept. of Civil and Environmental Engineering, no. R 169, 2000.
- [GRI 2005] Griffith M.C., Lawrence S.J., Willis C.R., “Diagonal bending of unreinforced clay brick masonry”, *Masonry Int*, 18 (3), pp. 125–138, 2005.
- [GRI 2007] Griffith M.C., Vaculik J., “Out-of-plane flexural strength of unreinforced clay brick masonry walls”, *TMS Journal*, 53-68, Sep 2007.
- [H.R. 1991] Lotfi H.R., Shing P.B., “An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis”, *Computers & Structures*, Volume 41, Issue 3, Pages 413-425, 1991.
- [HAN 2007] Han Y., “A study of two-way bending in unreinforced masonry”, PhD Thesis, University of Newcastle (N.S.W.). School of Engineering, 2007.
- [HEN 1973] Hendry A.W., “The lateral strength of unreinforced brickwork”. *Struct.*

- Eng., 51(2): 43-50, 1973.
- [HEN 2004] Hendry A.W., Sinha B.P, Davies S.R., “Design of masonry structures. London”, E&FN Spon, 136-141, 2004.
- [HER 2011] Herbert D.M., Gardner D.R., Harbottle M., Thomas J., Hughes T.G., “The development of a new method for testing the lateral load capacity of small-scale masonry walls using a centrifuge and digital image correlation”, *Construction and Building Materials*, 25 (12), p 4465–4476, Dec 2011.
- [HOG 2000] Hogg V., Choo B. S., “A study of scale effects in masonry arch bridges”, *The structural Engineer*, 78(5), 24-29, 2000.
- [HOU 1963] Housner G., “The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 403–417, 1963.
- [HUG 1980] Hugues D.M., Zsembery S., “A method of determining the flexural bond strength at right angles to the bed joint”, in: *Proc. Second Canad. Mas. Symp.*, Ottawa, Canada, p. 73-86, 1980.
- [HUR 2002] Hurez M., Juraszek N., Pelcé M., “Dimensionner les ouvrages en maçonnerie – Guide d’application”, Eyrolles, AFNOR, 2009.
- [ITA 2002] Itasca, 3DEC – Three Dimensional Distinct Element Code, Version 4.0, Itasca, Minneapolis, 2002.
- [JIN 2003] Jing L., “A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering”, *International journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 40, 283-353, 2003.
- [JIN 2007] Jing L., Stephansson O., “Fundamentals of Discrete Element Methods for Rock Engineering : Theory and Applications”, *Developments in Geotechnical Engineering*, Elsevier, 2007.
- [JOH 1972] Johansen, K.W., “Yield-line formulae for slabs, Cement and Concrete Association”, London, 1972.
- [KEL 2003] Kelman I., Spence R., “A Limit Analysis of Unreinforced Masonry Failing Under Flood Water Pressures”, *Masonry International*, vol. 16, no. 2, pp. 51-61, 2003.
- [KHE 1975] Kheir A.M.A., “Brickwork panels Under lateral loading”, M.Phil, University of Edinburgh, 1975.
- [KOR 2005] Korany Y., “Rehabilitation of masonry walls using unobtrusive FRP techniques for enhanced out-of-plane seismic resistance”, PhD Thesis, McMaster University (Canada), 341 pages, 2005.
- [LAE 2011] Laefer D.F., Truong-Hong L., Erkal A., Long J.H., Cording E.J., “Manufacturing, assembly, and testing of scaled, historic masonry for one-gravity, pseudo-static, soil-structure experiments”, *Construction and Building Materials*, 25 (12), pp. 4362–4373, 2011.
- [LAG 2009] Lagomarsino S., Magenes G., “Evaluation and reduction of the vulnerability of masonry buildings”. *The state of Earthquake Engineering Research in Italy: the ReLUIS-DPC 2005-2008 Project*, 1-50, Doppiavoce, Napoli, Italy. G. Manfredi, M. Dolce (eds), 2009
- [LAG 2009] Lagomarsino S., Resemini S., “The assessment of damage limitation state in the seismic analysis of monumental buildings”, *Earthq Spectr* 25(2): 323–346, 2009.
- [LAW 1975] Lawrence S.J., “Flexural strength of brickwork normal to and parallel to the bed joints”, *J. Austr. Ceram. Soc.*, II(1), 1975.
- [LAW 1975b] Lawrence S.J., Morgan J.W., “Strength and modulus of elasticity of

- brickwork in lateral bending”, Proceedings of the British Ceramic Society, N24, pp.79-90, September 1975.
- [LAW 1983] Lawrence S.J., “Behaviour of brick masonry walls under lateral loading”, PhD-thesis, University of New South Wales, Australia, 1983.
- [LAW 2005] Lawrence S.J., Willis C.R., Griffith M.C., “Further Developments in the Design of Masonry Walls in Bending”, Proceedings of the Australian Structural Engineering Conference, Newcastle, New South Wales, September 2005.
- [LEM 2007] Lemos J.V., “Discrete Element Modeling of Masonry Structures”, International Journal of Architectural Heritage, 1:190-213, 2007.
- [LIM 2001] Limam A., Mathon C., Vincensini M-P., “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, URG-Structures, INSA-Lyon, 2001.
- [LIM 2010] Limam A., Nicot F., “Neige, paravalanches et constructions”, Paris : Hermes science publ. : Lavoisier, 2010.
- [LOF 1991] Lofti H.R., Shing P.B.: “An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis”, Computer and Structure, vol.41, issue 5, p.413-425, 1991.
- [LOU 1996] Loureço P.B., “Computational strategies for masonry structures”, Ph.D. Thesis, Delft University Press, Holland, February, 1996.
- [LOU 1997a] Lourenço P. B., Rots J.G., “A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures”, J. Engrg. Mech., ASCE , 123 (7), 660–668, 1997.
- [LOU 1997b] Lourenço P.B., “An anisotropic macro-model for masonry plates and shells: Implementation and validation”. Rep. No. 03.21.1.3.07, Univ. of Delft, Holland and Univ. of Minho, Guimaraes, Portugal, 1997.
- [LOU 1998] Lourenço P.B., “Simulations of size effect in masonry structures”, in: Fracture Mechanics of Concrete Structures, Eds. H. Mihashi and K. Rokugo, Aedificatio, Freiburg, Germany, p. 2001-2010, 1998.
- [LOU 2000a] Lourenço P.B., Barros J.A.O., “Size effect on masonry subjected to out-of-plane loading”, Proc. 12th Int. Brick/Block Masonry Conf., Madrid, Spain, p. 1085-1098, 2000.
- [LOU 2000b] P.B. Lourenço, “Aspects related to the out-of-plane numerical modeling of masonry”, Mas Int, 14:31–4, 2000.
- [LOU 2005] Lourenço P.B., Oliveira D. V., Roca P., Orduna A., “Dry Joint Stone Masonry Walls Subjected to In-Plane”, Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 11, 1665-1673, 2005.
- [LOU 2005] Lourenço P.B., Oliveira D.V., Roca P., Orduna A., “Dry Joint Stone Masonry Walls Subjected to In-Plane Combined Loading”, Journal of Structural Engineering, 131(11), pp. 1665-1673, 2005.
- [LOU 2006] Lourenço P.B., Roca P., Modena C., Agrawal S., “Structural Analysis of Historical Constructions: Possibilities of numerical and experimental techniques”, Proceedings of the 5th International Conference, Vol.1, New Delhi, India, 6-8 November 2006.
- [LUR 1990] Lurati F., Thürlimann B., “Tests in concrete masonry walls (in German)”, Report No. 8401-3, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Zurich, Switzerland, 1990.
- [MA 2008] Ma Y., “Analyse de l'effet d'une avalanche de neige sur un ouvrage de protection type Galerie Paravalanche : Expérimentation – Modélisation”,

- Thèse de doctorat, Université de Savoie, LOCIE, 2008.
- [MAN 2008] Manzoni E., Dusi A., Mezzi M., “Polymeric grid for a cost effective enhancement of the seismic performance of masonry buildings”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, Paper 14-S11-008, 2008.
- [MAS 2007] Masia M. J., Han Y., Player C.J., Correa M.R.S., Page, A.W. “Torsion shear test for mortar joints in masonry: Preliminary experimental results.” Proc., 10th North American Masonry Conf., The Masonry Society, Boulder, Colo, 2007.
- [MAY 2002] Mayrhofer C., “Reinforced masonry walls under blast loading”, International Journal of Mechanical Science, 44, pp. 1067–1080, 2002.
- [MAY 2004] Mayorca P., Meguro K., “Proposal of an efficient technique for retrofitting unreinforced masonry dwellings”, Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.2431, 2004.
- [MEI 1992] Meier U., Deuring M., Meier H., Schwegler G., “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, pp. 243–251, 1992.
- [MEM 1999] Memari A.M., Aghakouchak A.A., Ghafory-Ashtiany M., Tiv M., “Full-scale dynamic testing of a steel frame building during construction”, Engineering Structures, 21, pp. 1115–1127, 1999.
- [MIL 2006] Milani G., Lourenço P.B., Tralli A., “Homogenization Approche for the Limit Analysis of Out-of-Plane Loaded Masonry Walls”. Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 10, October 1, 2006.
- [MOH 2011] Mohammed A., Hughes T., Mustapha A., “The effect of scale on the structural behaviour of masonry under compression”. Construction and Building Materials 25, pp. 303-307, 2011.
- [MUN 2004] A. Munjiza, “The combined finite-discrete element method”, New York: Wiley, 2004.
- [NAJ 2013] Najafgholipour M.A., Maheri M.R., Lourenço P.B., “Capacity interaction in brick masonry under simultaneous in-plane and out-of-plane loads”, Construction and Building Materials, Volume 38, Pages 619-626, January 2013.
- [NFE 2006] NF EN 196-1, Méthodes d'essais des ciments - Partie 1 : détermination des résistances mécaniques, Avril 2006.
- [NFP 1983] NF P 14-402, Blocs en béton pour murs et cloisons. Dimensions et tolérances, sept. 1983
- [NIC 2010] Nicot F., Duret P., Givry M., “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, p.329-358, 2010.
- [OLI 2003] Oliveir D.V., “Experimental and numerical analysis of blocky masonry structure under cyclic loading”, Thèse de doctorat, Université de Minho, 2003.
- [ORD 2003] Orduna A., “Seismic Assessment of Ancient Masonry Structures by Rigid Blocks Limit Analysis”, PhD Thesis, November 2003.
- [PER 2007] Perales R., “Modélisation du comportement mécanique par éléments discrets des ouvrages maçonnés tridimensionnels. Contribution à la définition d’éléments de contacts surfaciques”, PhD thesis, Université Montpellier II, 2007.

- [PSY 2003] Psycharis I.N., Lemos J.V., Papastamatiou D.Y., Zambas C., Papantonopoulos C., “Numerical study of the seismic behaviour of a part of the Parthenon Pronaos”, *Earthquake Eng Struct. Dyn.*, 32: 2063–2084, 2003.
- [RAF 2008] Rafiee A., “Contribution à l’étude de la stabilité des massifs rocheux fracturés : caractérisation de la fracturation in situ, géostatistique et mécanique des milieux discrets”, PhD thesis, Université Montpellier II, 2008.
- [RAM 2007] Ramos L.F., “Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures”, PhD thesis, University of Minho, Portugal, November 2007.
- [RES 2010] Restrepo-Vélez L.F, Magenes G., “Static Tests on Dry Stone Masonry and Evaluation of Static Collapse Multipliers”, Research Report ROSE 2010/02, Iuss Press, Pavia, Italy, 2010.
- [RON 1802] Rondelet J.B., “Traite Theorique et Pratique de l’Art de Batir”, Paris 1802.
- [ROT 1985] Rots J.G., Nauta P., Kusters G.M.A., Blaauwendraad J., “Smearred crack approach and fracture localization in concrete”, *Heron*, 30(1), p.3-48, 1985.
- [ROT 1997] J.G. Rots, “Structural masonry: an experimental/numerical basis for practical design rules”, Rotterdam: Balkema, 1997.
- [SAL 1997] Salawu O.S., “Detection of structural damage through changes in frequency: a review”, *Engineering Structures*, 19, pp. 718–723, 1997.
- [SAU 2004] Saussine G., “Contribution à la modélisation de granulats tridimensionnels: application au ballast”. PhD thesis, Université Montpellier II, 2004.
- [SCH 1999] Schwartz B. J., Richardson M. H., “Experimental modal analysis”, CSI Reliability week, Orlando, FL, Octobre 1999.
- [SCH 2008] Schmidt U., Hannawald J., Brameshuber W., “Influence of Torsion on Flexural Strength of Masonry”. In: *Proceedings of the 8th International Masonry Conference, Dresden, (Jäger, W. ; Haseltine, B. ;Fried, A. (Eds.)), p.1713-1722, 4th - 7th July 2010.*
- [SCH 2008] Schmidt U., Hannawald J., Brameshuber W., “Theoretical and Practical Research on the Flexural Strength of Masonry”, In: *Proceedings of the 14th International Brick and Block Masonry Conference, Sydney, 17-20 February 2008.*
- [SHI 2007] Shi Y., D’Ayala D., “Analysis of In-Plane Damage of Unreinforced Masonry Walls”, In: *7th International Masonry Conference, London UK, November 2007.*
- [SHI 2008] Shiu W.J., “Impact de missiles rigides sur structures en béton armé : analyse par la méthode des éléments discrets”, PhD thesis, Université Joseph Fourier – Grenoble 1, 2008.
- [SIN 1975] Sinha B.P., Hendry A.W., “Tensile Strength of Brickwork Specimens”. *Proceedings of the British Ceramic Society, No 24, September 1975.*
- [SIN 1978] Sinha B.P., “A simplified ultimate load analysis of laterally loaded model orthotropic brickwork panels of low tensile strength”, *The Struct. Engr.*, London, England, 56 (4), 81–84, 1978.
- [TAF 2013] Taforel P., “Apport de la Méthode des Éléments Discrets à la Modélisation des Maçonneries en Contexte Sismique : Vers une Nouvelle Approche de la Vulnérabilité Sismique”, Thèse de doctorat, Université MONTPELLIER II, 2013.
- [THO 1971] Thomas K., “Structural Brickwork – materials and performance”, *The Structural Engineer*, 49 (10). 441 – 450, October 1971.

- [THU 1988] Thürlimann B., Guggisberg R., “Failure criterion for laterally loaded masonry walls: Experimental investigations”, in: Proc. Eight Int. Brick/Block Mas. Conf., Dublin, Republic of Ireland, p. 699-706, 1988
- [TUN 2008] Tung S.H., Shih M.H., Sung W.P., “Development of digital image correlation method for analyzing crack of brick wall. Experimental Techniques”, *Sadhana - Academy Proceedings in Engineering Science*, 33: Part 6, 767-779, 2008.
- [TUR 2007] Turer A., Korkmaz S. Z., Korkmaz H.H., “Performance improvement studies of masonry houses using elastic post-tensioning straps”, *Earthquake engineering and structural dynamics* 36: 683–705, 2007.
- [VAC 2010] Vaculik J., Griffith M.C., Magenes G., “Collapse load predictions for masonry walls in bending”, Dresden, Germany: Proceedings, 8th International Masonry Conference, 4–7 July 2010.
- [VAN 1997] Van Der Pluijm R., “Non-linear Behaviour of Masonry under Tension”, *Heron*, Vol. 42, No. 1, p. 25-54, 1997.
- [VAN 2010] Van Der Pluijm R., “Out-of-Plane Bending of Masonry Behaviour and Strength”, PhD-thesis, Eindhoven, 1999.
- [WAL 1999] Wallace J., Skolnik D., “Forced Vibration Testing. An Earthquake Damaged Reinforced Concrete Building”, *Structure magazine*, pp.26-30, July 2007.
- [WAN 2006] Wang W., Li X., Zuo Y., Zhou Z., Zhang Y., “3DEC modeling on effect of joints and interlayer on wave propagation”, *Transactions of Nonferrous Metals Society of China*, 16, 728-734, 2006.
- [WES 1971] West H.W.H., Hodgkinson H.R., Webb W.F., “The resistance of clay brick walls to lateral loading”, *Proceedings of the 4th Symposium on load bearing brickwork*, London, 1971.
- [WES 1977] West H.W.H., Hodgkinson H.R., Haseltine B.A., “The lateral resistance of brickwork walls without precompression”, *Proceedings of the Sixth International Symposium on Load Bearing Brickwork*, London, December 1977.
- [WES 1977] West H.W.H., Hodgkinson H.R., Haseltine B.A., “The Resistance of Brickwork to Lateral Loading, Part 1, Experimental Methods and Results of Tests on Small Specimens and Full Sized Walls”, *Struct. Engr.*, 55, p. 411-21, 1977
- [WES 1997] West H.W.H., Hodgkinson H.R., Haseltine B.A., “The resistance of brickwork to lateral loading: part 1 – experimental methods and results of tests on small specimens and full sized walls”, *Struct Eng*, 55 (10), pp. 411–421, 1997.
- [WIL 2004] Willis C.R., Griffith M.C., Lawrence S.J., “Horizontal bending of unreinforced clay brick masonry”, *Masonry Int*, 17 (3), pp. 109–121, 2004.
- [WIL 2009] Willis C.R., Yang Q., Seracino R., Griffith M.C., “Damaged masonry walls in two-way bending retrofitted with vertical FRP strips”, *Construct Build Mater*, 23 (4), pp. 1591–1604, 2009.
- [WOR 2004] Worden K., Dulieu-Barton J.M., “An overview of intelligent fault detection in systems and structures”, *Structural Health Monitoring*, 3 (1), pp. 85–98, 2004.
- [WOR 2004] Worden K., Dulieu-Barton J.M., “An overview of intelligent fault detection in systems and structures”, *Structural Health Monitoring*, 3 (1), pp. 85–98, 2004.
- [ZUC 2009] Zuccarello F.A., Milani G., Olivito R.S., Tralli A., “A numerical and

experimental analysis of unbonded brickwork panels laterally loaded”,
Construction and Building Materials, vol.23, issue 5, p.2093-2106, May
2009.

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE SOUTENUE DEVANT L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUEES DE LYON

NOM : BUI

DATE de SOUTENANCE : 28 Juin 2013

Prénoms : Tan Trung

TITRE : Etude expérimentale et numérique du comportement des voiles en maçonnerie soumis à un chargement hors plan

NATURE : Doctorat

Numéro d'ordre :

Ecole doctorale : Mécanique, Energétique, Génie civil, Acoustique

Spécialité : Génie Civil - Structure

RESUME :

Cette contribution, en s'appuyant sur expérimentation et modélisation numérique, vise à une meilleure compréhension du comportement de structures en maçonnerie. Nous traitons tout d'abord le cas des murs soumis à un chargement hors plan de type pression uniforme. Les applications en ingénierie sont multiples, par exemple le cas de la maison individuelle construite en montagne en zone bleu, zone où les structures sont susceptibles de subir un impact de type avalanche de neige ; ou encore le cas de la maçonnerie soumise à une pression latérale induite par une charge accidentelle telle qu'une explosion dans une zone Seveso ou plus généralement en ville suite à l'explosion d'une conduite de gaz. Notre étude se confine au cas quasi-statique, l'objet étant une meilleure compréhension du comportement d'un mur en maçonnerie soumis à pression latérale uniforme. Nous avons aussi testé différentes configurations de renforcement par matériau composite. Puis nous évaluons pas à pas, les possibilités de la modélisation via la méthode des éléments discrets (DEM). Des essais judicieusement choisis, maçonnerie à joint sec ou mortier, nous permettent d'en évaluer les pertinences et les limites. Nous abordons ensuite sur maquettes, les essais sous charge ponctuelle hors plan en quasi-statique et le cas de l'impact en dynamique, puis nous traitons des essais vibratoires et des sollicitations dynamiques harmoniques. La modélisation DEM est aussi évaluée dans certains cas tels que les vibrations et les sollicitations modales, voir l'application d'une sollicitation sismique unidirectionnelle. L'étude des sollicitations dynamiques est limitée à la vibration et l'impact, plus facile à gérer en laboratoire que les essais dynamiques de « type souffle », non ici abordés mais que nous mettons en perspective

MOTS-CLES : maçonnerie, MED, hors plan, avalanche, dans plan, TFC, impact, séisme

Laboratoire (s) de recherche : LGCIE – Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale

Directeur de thèse: M. A. LIMAM

Président de jury :

Composition du jury : F.NICOT, M. AL HEIB, L.DAUDEVILLE, D.DUREISSEIX, F.DUBOIS, J.MERCIER, LIMAM.A