

THÈSE EN COTUTELLE

En vue de l'obtention du diplôme de

Docteur de l'université de Tébessa
Spécialité : *Matériaux, Structures et Géotechnique*

Docteur de la communauté université Grenoble Alpes
Ecole doctorale SISEO
Spécialité : *Génie civil et sciences de l'habitat* (Arrêté ministériel : 25 mai 2016)

Présentée et soutenue par :

BELGHIAT Choayb

Le :

Thèse dirigée par :

- Côté français :

Pr. PLE Olivier

Dr. PLASSIARD Jean-Patrick

- Côté Algérien :

Pr. GUENFOUD Mohamed

Dr. MESSABHIA Ali

Titre de la thèse :

**Contribution à la modélisation dynamique de la
maçonnerie chaînée**

Jury :

Pr. Rouili Ahmed, Professeur, Président, Université du Larbi Tébessi.

Pr. Guenfoud Mohamed, Professeur, Rapporteur, Université du 8 mai 1945 Guelma.

Pr. Plé Olivier, Professeur, Rapporteur, Université Savoie Mont Blanc.

Pr. Nafa Zahreddine, Professeur, Examineur, Université du 8 mai 1945 Guelma.

Pr. Mebarki Ahmed, Professeur, Examineur, Université Paris-Est Marne la vallée.

Pr. Yotte Sylvie, Professeur, Examineur, Université de Limoges.

Dr. Messabhia Ali, M.C. Invité, Université Larbi Tébessi.

Dr. Plassiard Jean-Patrick, M.C. Invité, Université Savoie Mont Blanc.

Année universitaire 2018-2019

Page laissée vide

Remerciement

Je voudrais tout d'abord exprimer ma gratitude d'avoir eu l'honneur de préparer une thèse en cotutelle entre l'université de Tébessa et l'université de Grenoble. Cette occasion m'a permis de travailler avec deux équipes de recherche et de bénéficier en parallèle de leurs connaissances et expertises scientifiques.

Je tiens à remercier ALLAH qui m'a aidé et m'a donné la patience et la force durant ces longues années de recherche.

Mes profonds remerciements à mes directeurs de thèse Pr. Plé Olivier et Pr. Guenfoud Mohamed pour avoir accepté de diriger cette thèse et pour leurs précieux reculs scientifiques qui ont permis de réorienter le travail dans les moments difficiles. L'aboutissement de ce travail doit beaucoup à leurs qualités scientifiques et humaines. Mes remerciements s'adressent également à mes co-directeurs de thèse et encadrants Dr. Messabhia Ali, Dr. Perrotin Pascal, Dr. Plassiard Jean-Patrick qui m'ont apporté leurs expertises administratives expérimentales et numériques. Merci de m'avoir faites confiance en me proposant ce sujet de thèse. Je n'aurai pas pu réussir sans vous. Je vous suis extrêmement reconnaissant.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury Pr. Nafa Zahreddine, Pr. Mebarki Ahmed et Pr. Yotte Sylvie pour l'intérêt qu'ils ont me le porté en acceptant d'examiner mon travail. Je les remercie pour leur disponibilité et pour leurs commentaires et leurs critiques constructives. Je remercie également Pr. Rouili Ahmed pour m'avoir fait l'honneur de présider mon jury. Je remercie particulièrement Pr. Guenfoud Mohamed et Pr. Plé Olivier d'avoir accepté de rapporter ce travail.

Je tiens également à remercier tous les membres du LOCIE et LGCA pour la bonne humeur et les bonnes conditions de travail qui m'ont été offertes. Merci aussi à Mr. Abdelkrim Nefissi, Mr. Smaali Bouziane et Mr. Goldin Thierry pour leur temps et les efforts réalisés dans les différents travaux expérimentaux.

Je remercie du fond du cœur mes parents sans qui rien de tout cela ne serait arrivé. Maman vous m'avez toujours supporté et accompagné dans mes projets. Voyez ici une reconnaissance profonde de ce que vous m'avez apporté dans la vie. Je vous dois beaucoup.

Je tiens aussi à remercier chaleureusement tout ma famille particulièrement mon frère Yasser et mes sœurs Radia, Khadidja, Houda et Fulla pour leur encouragement et soutien morale. Merci aussi à ma fiancée Mounia et nous neveux lyad, Dia, Roa et Djana.

Un grand merci à tous mes amis (Yahia, Zinou, Walid, Halim, Hamza, Khalil, Fatah, Fouzi, Ismail et Taybob ...) pour leur soutien et leurs encouragements tout au long de cette thèse et toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Encore un grand merci, de tout cœur, à tous pour m'avoir conduit à ce jour mémorable.

Résumé :

L'objectif de ce travail est de contribuer à la modélisation numérique de la maçonnerie chaînée. Bien qu'il existe plusieurs modèles simples et complexes dans la littérature, les ingénieurs négligent souvent le mur de maçonnerie (rempli ou chaîné) dans l'analyse des structures. Pourtant son apport est indéniable et contribue à la raideur de l'ensemble du bâtiment, particulièrement avec une maçonnerie chaînée. A cet effet, plusieurs méthodes sont mises en œuvre pour prendre en compte l'influence de la maçonnerie sur le comportement des structures. Ce travail consiste également à collecter et étudier, dans un premier temps, les différents modèles existants dans la littérature. Cette analyse permettra par la suite de favoriser un modèle en termes de précision et de simplicité (compromis optimal). Les données de la littérature sont utilisées pour valider la modélisation choisie. Par la suite, une campagne expérimentale est réalisée au sien du laboratoire LOCIE en partenariat avec le laboratoire LGCA, dont le but est de valider la modélisation par des données originales et d'étudier en outre l'effet des détails de la connexion panneaux/portique sur le comportement des murs en maçonnerie chaînée.

Dans le plan expérimental, une série de tests a été réalisée sur les matériaux de construction et sur des éléments de structure. Par la suite, des tests Pushover ont été réalisés sur quatre spécimens (avec des chainages harpés et uniformes) à l'échelle 1/2. Grâce à la technique de la corrélation d'images, les deux types de spécimens ont été comparés et leur comportement a été profondément analysé. Ce travail expérimental, a en outre permis d'enrichir la littérature par des données sur la maçonnerie et ses composants.

Dans le plan numérique, des modèles analytiques ont été évalués à la prédiction des capacités latérales des spécimens étudiés. La modélisation choisie a été par la suite introduite dans le code aux éléments finis Cast3m. Elle a été initialement validée par les données originales issues des tests expérimentaux réalisés mais a également été comparée aux données de la littérature.

Une étude sismique a été réalisée sur les deux systèmes de construction en maçonnerie. Leurs vulnérabilités sont évaluées vis-à-vis de faible sismicité et sismicité élevée ce qui correspond respectivement à la ville de Tébessa et la ville de Chlef respectivement. La comparaison du comportement sismique des deux types de constructions parachève ce travail.

Abstract:

The objective of this work is to contribute to the numerical modeling of the confined masonry. Although there are several simple and complex models in the literature, engineers often neglect the masonry wall (filled or confined) in structural analysis. However, its contribution is undeniable and contributes to the overall stiffness of the building, especially the confined masonry. For this purpose, several methods are implemented to take into account the influence of masonry on the behavior of structures. This work also consists in collecting, in a first place, the different existing models of confined masonry modeling. This collection will subsequently promote a model in terms of precision and simplicity (optimal compromise). The data from the literature are used initially to validate the chosen modeling. Subsequently, an experimental companion is carried out at the LOCIE laboratory in partnership with the LGCA laboratory, whose aim is to validate the adopted modeling with original data and to study moreover the effect of the panel/frame connection details on the behavior of confined masonry walls.

In the experimental plan, a series of tests was carried out on the construction materials and partial structures included in the specimens. Thus, pushover tests were carried out on four specimens (with toothed and uniform confinements). Using the image correlation technique, both types of specimens were compared and their behavior was analyzed. This experimental work, more than its role, has also enriched the literature with data on masonry and its components.

In the numerical plane, analytical models were evaluated to predict the lateral capacities of the studied specimens. The adopted modeling was subsequently introduced in the software Cast3m. It was initially validated by the data of the literature but also with the original data removed according to the experimental tests carried out.

A seismic study was carried out on both masonry construction systems. Their vulnerabilities are assessed against low seismicity and high seismicity that corresponds to the city of Tébessa and the city of Chlef respectively. The seismic comparison between the two types of constructions is then completed.

ملخص

يهدف هذا العمل الى المساهمة في النمذجة الرقمية للبناء اللبني المحصور .على الرغم من وجود العديد من النماذج البسيطة والمعقدة في الطليعة، غالبا ما يهمل المهندسون الجدار اللبني (المحشو أو المحصور) في تحليل الهياكل رغم مساهمته المعتبرة في الصلابة العامة للمبنى، وخاصة في حالة البناء المحصور .لهذا الغرض، تتم عدت محاولات للأخذ تأثير الجدار اللبني على سلوك الهياكل في الاعتبار .يفتح هذا العمل بتجميع للنماذج المتوفرة لمحاكات المباني اللبنية . تسمح هذه المجموعة لاحقا باختيار نموذج مثالي من حيث الدقة والبساطة (الحل الوسط الأمثل) حيث يتم استخدام بيانات الطليعة (المؤلفات السابقة) للتحقق من صحة النموذج المختار .سلسلة من التجارب اجريت في مختبر LOCIE بالشراكة مع مختبر LGCA ، تهدف هذه السلسلة الى التحقق من صحة النموذج من خلال معطيات اصلية من جهة والى دراسة تأثير تفاصيل الاتصال جدران/هيكل على سلوك البناء من جهة اخرى .في الجانب التجريبي، أجريت سلسلة من الاختبارات على مواد البناء والهياكل الجزئية المكونة للعينات المدروسة .أجريت إذا اختبارات الدفع على أربع عينات (بعناصر ربط مسننة ومنتظمة) باستخدام تقنية ارتباط الصور، تمت مقارنة كلا النوعين وتحليل سلوكهما بشكل دقيق .كما سمح هذا العمل التجريبي الى اثناء الطليعة ببيانات حول البناء ومكوناته .في الجانب الرقمي، تم تقييم النماذج التحليلية المتاحة للتنبؤ بالقدرات الجانبية للعينات المدروسة .تم بعد ذلك عرض النموذج المختار في كود العناصر المحدودة Cast3m. حيث تم اختبار ادائه في البداية من خلال البيانات الأصلية وفقا للاختبارات التجريبية المتبناة ولكن أيضا من خلال بيانات الطليعة. تم إجراء دراسة زلزالية على كلتي طريقتي البناء. حيث تم تقييم حساسيتهما تجاه الزلزال المنخفض والزلزال العالي بالتوافق مع مدينة تبسة ومدينة الشلف على التوالي. ثم ايضا القيام بمقارنة زلزالية بين كلى نوعي الإنشاء .

Table des matières

| | |
|---|----|
| Introduction générale | 1 |
| Chapitre : I | 3 |
| Etude bibliographique..... | 3 |
| I.1. Généralités..... | 3 |
| I.1.1. Historique..... | 3 |
| I.1.2. Les composants de la maçonnerie | 3 |
| I.1.2.1 Les briques de terre cuite | 3 |
| I.1.2.2 Les blocs ou parpaing de béton | 5 |
| I.1.3. Les différents types de construction en maçonnerie | 6 |
| I.1.3.1 Mur en maçonnerie de remplissage..... | 6 |
| I.1.3.2 Mur en maçonnerie chaînée..... | 6 |
| I.1.4. Comportement mécanique de la brique et de mortier : | 7 |
| I.1.4.1 Comportement en traction..... | 8 |
| I.1.4.2 Comportement en compression | 8 |
| I.1.5. Comportement de l'interface brique-mortier | 9 |
| I.1.6. Comportement des murs en maçonnerie..... | 11 |
| I.1.6.1 Comportement sous sollicitation de compression uni-axiale | 11 |
| I.1.6.2 Comportement sous sollicitation de traction uni-axiale..... | 12 |
| I.1.6.3 Comportement bi-axial | 13 |
| I.1.6.4 Le comportement en cisaillement | 16 |
| I.1.7. Les modes de rupture de la maçonnerie de remplissage..... | 18 |
| I.1.8. Les modes de rupture de la maçonnerie chaînée..... | 19 |
| I.1.9. Conclusion | 20 |
| I.2. Les modèles analytiques | 21 |
| I.2.1. Introduction..... | 21 |
| I.2.2. Evaluation de la rigidité latérale..... | 21 |
| I.2.2.1 La rigidité latérale des murs en maçonnerie chaînée | 21 |
| I.2.2.2 Le Modèle de la poutre cisailée pour le cas de la maçonnerie de remplissage | 22 |
| I.2.2.3 Le Modèle de la diagonale équivalente..... | 23 |
| I.2.3. La résistance latérale..... | 26 |
| I.2.3.1. La résistance latérale des murs en maçonnerie chaînée | 26 |

| | |
|---|----|
| I.2.3.2. La résistance latérale des murs en maçonnerie de remplissage | 29 |
| I.2.4. Conclusion | 33 |
| I.3. Les modèles Numériques..... | 34 |
| I.3.1. Introduction..... | 34 |
| I.3.2. Approche par macro-modèles | 34 |
| I.3.3. L'approche par micro-modèles..... | 39 |
| I.3.3.1. Les techniques de la micro modélisation | 40 |
| Conclusion : | 48 |
| Chapitre : II | 49 |
| Résultats expérimentaux : Essais sur structures | 49 |
| II.1. Introduction | 48 |
| II.2. Descriptif des spécimens étudiés | 48 |
| II.3. Protocole et déroulement des tests de poussée | 51 |
| II.4. Résultats obtenus..... | 53 |
| II.4.1. Test sur le Spécimen PC1 | 54 |
| II.4.2. Test sur le Spécimen PC2 | 56 |
| II.4.3. Test sur le Spécimen PH1 | 58 |
| II.4.4. Test sur le Spécimen PH2..... | 60 |
| II.5. Discussion des résultats des tests sur les quatre spécimens | 62 |
| II.6. Conclusion | 66 |
| Chapitre : III | 67 |
| Résultats expérimentaux : Essais de caractérisation des matériaux | 67 |
| III.1. Introduction..... | 67 |
| III.2. Essais de caractérisation sur les matériaux | 68 |
| III.2.1. Test sur l'Acier | 68 |
| III.2.2. Tests sur le Béton | 70 |
| III.2.3. Test sur la Brique..... | 74 |
| III.2.4. Test sur le Mortier | 76 |
| III.3. Essais sur structures partielles | 77 |
| III.3.1. Interfaces..... | 77 |
| III.3.2. Maçonnerie | 80 |

| | |
|---|-----|
| III.4. Conclusion | 84 |
| Chapitre : IV | 85 |
| Calculs et Simulations..... | 85 |
| IV.1. Introduction..... | 85 |
| IV.2. Calcul analytique | 86 |
| IV.2.1. Calcul de la rigidité latérale..... | 86 |
| IV.2.2. Prédiction de la charge associée à la première fissure du panneau | 88 |
| IV.3. Calcul numérique | 90 |
| IV.3.1. La modélisation adoptée | 90 |
| IV.3.2. Calibration des paramètres..... | 90 |
| IV.3.3. Organigramme de calage numérique de paramètres : | 92 |
| IV.3.4. Validation expérimentale..... | 95 |
| IV.3.5. Prédiction numérique de pic et de la phase post pic de courbes : | 111 |
| IV.3.6. Application de la modélisation adoptée sur données de la littérature..... | 112 |
| IV.4. Généralisation de la modélisation : | 120 |
| IV.5. Analyse des limitations de la modélisation choisie : | 121 |
| IV.6. Conclusion | 121 |
| Chapitre : V..... | 123 |
| Etude sismique | 123 |
| V.1. Introduction : | 123 |
| V.2. Etude sismique : | 124 |
| V.3. Application de la méthode Pushover : | 126 |
| V.4. Vulnérabilité sismique de structures basée sur la méthode des déplacements : | 136 |
| V.5. Conclusion : | 137 |
| Conclusion générale et perspectives. | 138 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Fig. I. 1. 1 : Les briques pleines et les briques perforées [5]. | 4 |
| Fig. I. 1. 2 : La brique creuse à perforation verticale [5]. | 4 |
| Fig. I. 1. 3 : Les différents types des briques creuses à perforation horizontale [5]. | 5 |
| Fig. I. 1. 4 : Les différents types des blocs ou parpaing de béton [5]. | 5 |
| Fig. I. 1. 5 : La maçonnerie chaînée en harpage [6]. | 7 |
| Fig. I. 1. 6 : les diagrammes typiques contrainte-déformation pour les matériaux quasi-fragiles d'après [14]– (a) en compression –(b) en traction. | 8 |
| Fig. I. 1. 7 : Les modes de rupture d'interface: (a) le mode de rupture I en traction – (b) mode de rupture II par cisaillement [14]. | 9 |
| Fig. I. 1. 8 : La courbe typique contrainte-déplacement de la fissure pour la maçonnerie en brique d'argile pleine (la section abritée représente l'enveloppe de quatre essais) [22]. | 9 |
| Fig. I. 1. 9 : Le dispositif proposé par Van der Pluijm [21,22] pour réaliser l'essai de cisaillement par confinement sur les joints. | 10 |
| Fig. I. 1. 10 : (a) Le diagramme d'essai de Van der Pluijm [21] présentant les courbes contraintes-déplacements pour les trois valeurs d'effort normal; (b) L'angle de dilatation [22]. | 11 |
| Fig. I. 1. 11 : L'état de contrainte des composants de la maçonnerie en compression (Chaimoon [26]). | 11 |
| Fig. I. 1. 12 : Les dimensions du spécimen pour un essai de RILEM [22]. | 12 |
| Fig. I. 1. 13 : Le dispositif de l'essai de traction uni-axial dans la direction parallèle aux joints horizontaux. Backes [22,31]. | 12 |
| Fig. I. 1. 14 : La courbe expérimentale typique contrainte-déplacement pour une traction parallèle au joint horizontal d'après Backes [22,31]. | 13 |
| Fig. I. 1. 15 : Les dispositifs possibles pour des essais du chargement bi-axial d'après Lourenço [22]. (a) chargement uni-axial – (b) chargement bi-axial. | 14 |
| Fig. I. 1. 16 : La résistance des murs en maçonnerie en terre cuite d'après Page [32,33] sous différents états de contraintes bi-axiales [22]. | 14 |
| Fig. I. 1. 17 : (a) La distribution des contraintes dans la brique d'après la théorie de Mann et Müller ; (b) La distribution linéaire d'après Crisafulli [11] [40]. | 16 |
| Fig. I. 1. 18 : L'enveloppe de la résistance au cisaillement de la maçonnerie d'après Mann et Müller [39] [40]. | 17 |
| Fig. I. 1. 19 : Les modes de rupture de la maçonnerie sous une couple d'efforts de compression et de cisaillement d'après Lourenço et Rots [41] [26]. | 17 |
| Fig. I. 1.20 : Le mécanisme de ruine par cisaillement des murs en maçonnerie chaînée [9]. | 19 |
| Fig. I. 1. 21 : Le mécanisme de ruine par flexion des murs en maçonnerie chaînée [9]. | 19 |
| Fig. I. 2. 1 : La réponse d'un portique rempli [55]. | 22 |
| Fig. I. 2. 2 : La décomposition du système global [55]. | 24 |
| Fig. I. 2. 3 : Le modèle proposé par Fiorato et al. [86] pour le calcul de la charge de fissuration [87]. | 29 |
| Fig. I. 3. 1 : La forme de la bielle de compression [91]. | 35 |
| Fig. I. 3. 2 : (a) Le modèle d'une seule diagonale équivalente – (b) modèle avec une seule diagonale pour des chargements réversibles. | 35 |
| Fig. I. 3. 3 : Les modèles à plusieurs diagonales proposés par Crisafulli [11]. | 36 |
| Fig. I. 3. 4 : (a) le modèle par six diagonales proposé par Chrysostomou [96,98] – (b) Multi diagonales modèle proposé par Crisafulli et Carr [100]. | 37 |

| | |
|---|----|
| Fig. I. 3. 5 : La courbe contrainte-déformation pour le modèle diagonale équivalente proposée par Combescure [55,101]. | 37 |
| Fig. I. 3. 6 : Le comportement hystérétique de la diagonale proposé par Klingner et Bertero [11,97]. | 38 |
| Fig. I. 3. 7 : (a) La courbe de déchargement ; (b) La courbe de rechargement, proposées par Crisafulli [11]. | 38 |
| Fig. I. 3. 8 : Le comportement hystérétique du panneau sous la traction d'après la proposition de Crisafulli [11,40]. | 39 |
| Fig. I. 3. 9 : La loi de comportement de cisaillement adopté par Crisafulli [11,40]. | 39 |
| Fig. I. 3. 10 : La discrétisation du milieu par l'approche micro-modélisation détaillée [106]. | 40 |
| Fig. I. 3. 11 : La discrétisation du milieu par l'approche micro-modélisation simplifiée [106]. | 40 |
| Fig. I. 3. 12 : (a) L'élément coque utilisé par Baloevic et al. [114]. (b) Le modèle proposé par Lin et al. et Dawe et Seah [112,113]. | 41 |
| Fig. I. 3. 13 : Le modèle adopté par Krstevska et Ristic [115] Six éléments ressorts axiales non linéaires pour représenter les unités de maçonnerie. | 41 |
| Fig. I. 3. 14 : (a) Le critère de rupture Von Mises ; (b) La courbe contrainte effectives-déformation plastique [13]. | 42 |
| Fig. I. 3. 15 : (a) : La variation de la contrainte et la rigidité de traction en fonction de déformation ; (b) : Le comportement des matériaux non fissurés sous une contrainte uni axiale [13]. | 42 |
| Figure I. 3. 16 : (a) Le critère adopté par [117], (b) La loi de comportement adoptée pour la maçonnerie d'après Sanchez T. [117]. | 43 |
| Fig. I. 3. 17 : Le modèle orthotrope adopté pour la maçonnerie par Baloevic et al. [114]. | 44 |
| Fig. I. 3. 18 : L'évolution de la surface d'écoulement d'après Mehrabi et al. [13]. | 45 |
| Fig. I. 3. 19 : Le modèle multi-surfaces adopté par Sanchez T. [117]. | 45 |
| Fig. I. 3. 20 : La loi de comportement en compression adopté par Sanchez [117]. | 46 |
| Fig. I. 3. 21 : Le modèle utilisé par Krstevska et Ristic [115] formé à partir des éléments ressorts axiales non linéaires pour représenter le joint de mortier. | 46 |
| Fig. I. 3. 22 : L'élément initial gap proposé par Lin et al. [113] ; a) la rigidité normale, b) la rigidité tangentielle. | 47 |
| Fig. II. 2. 1 : Confection des parois de maçonnerie sur les longrines. | 49 |
| Fig. II. 2. 2 : Les briques de terre cuite. | 49 |
| Fig. II. 2. 3 : Ferrailage et dimensions adoptés de spécimens. | 50 |
| Fig. II. 2. 4 : Les deux types de spécimens avec chainage uniforme (a) et chainage harpé (b) (photo prise avant le coulage de béton). | 50 |
| Fig. II. 2. 5 : Les spécimens avant et après le décoffrage. | 51 |
| Fig. II. 3. 1 : Le dispositif de répartition de la charge et d'élimination de frottement. | 52 |
| Fig. II. 3. 2 : Le protocole suivi pour les tests de poussée. | 52 |
| Fig. II. 4. 1 : Test sur le spécimen PC1 (chargement monotone-panneau uniforme). | 54 |
| Fig. II. 4. 2 : La courbe Charge-déplacement Spécimens PC1. | 55 |
| Fig. II. 4. 3 : Test sur le spécimen PC2 (chargement cyclique-panneau uniforme). | 56 |
| Fig. II. 4. 4 : La courbe Charge-déplacement Spécimens PC2. | 57 |
| Fig. II. 4. 5 : Test sur le spécimen PH1 (chargement monotone-panneau harpé). | 58 |
| Fig. II. 4. 6 : La courbe Charge-déplacement Spécimen PH1. | 59 |
| Fig. II. 4. 7 : Test sur le spécimen PH2 (chargement cyclique-panneau harpé). | 60 |
| Fig. II. 4. 8 : La courbe Charge-déplacement Spécimen PH2. | 61 |
| Fig. II. 5. 1 : Fissuration du panneau du spécimen PC1 d'après l'image (d) de la figure II.4.2. | 62 |

| | |
|---|----|
| Fig. II. 5. 2 : Fissuration du poteau de droite du PC2 d'après l'image (f) de la figure II.4.4. | 62 |
| Fig. II. 5. 3 : L'évolution de la raideur en fonction du déplacement horizontal de la poutre. | 63 |
| Fig. II. 5. 4 : L'évolution de l'énergie dissipée cumulée en fonction du déplacement du cycle atteint. | 64 |
| Fig. II. 5. 5 : Courbes enveloppes des tests de poussée sur les spécimens. | 64 |
| Fig. II. 5. 6 : Le schéma des déformations maximales de cisaillement pour : (a) PC1, (b) PH1, (c) PC2, (d) PH2. | 65 |
| Fig. III. 2. 1 : Tests de traction sur les barres d'acier (éprouvettes avant et après rupture). | 68 |
| Fig. III. 2. 2 : Courbes contrainte-déformation des tests de traction sur les barres de $\varnothing 6$ et les barres de $\varnothing 12$ | 69 |
| Fig. III. 2. 3 : Test de compression sur l'éprouvette de béton 16x32. | 70 |
| Fig. III. 2. 4: Courbes obtenues durant les tests de compression sur les éprouvettes de béton de 16x32. | 71 |
| Fig. III. 2. 5 : Test de traction par fendage sur éprouvette du béton de 16x32. | 72 |
| Fig. III. 2. 6 : Courbes contrainte-déformation associée au point central de l'éprouvette mise la traction par fendage. | 73 |
| Fig. III. 2. 7 : Test de flexion à trois points sur prisme de béton de 10x10x40. | 73 |
| Fig. III. 2. 8 : Courbes des tests de flexion sur les prismes 10x10x40 de béton. | 74 |
| Fig. III. 2. 9 : Tests de compression sur les briques dans les trois directions. | 75 |
| Fig. III. 2. 10 : Tests de flexion sur les prismes de mortier de 4x4x16 et de compression sur les tronçons de 4x4. | 76 |
| Fig. III. 3. 1 : Test de flexion a trois points sur éprouvettes composées. | 77 |
| Fig. III. 3. 2 : Courbes des tests de flexion sur les interfaces composées brique/mortier et brique/béton. | 78 |
| Fig. III. 3. 3 : Test de cisaillement sur triplets de maçonnerie. | 78 |
| Fig. III. 3. 4 : Les courbes charge déplacement de cisaillement des triplets et l'enveloppe de résistances ultimes et résiduelles de cisaillement. | 79 |
| Fig. III. 3. 5 : Test de compression verticale sur le panneau de maçonnerie. | 80 |
| Fig. III. 3. 6 : Courbe résultante du test de la compression verticale sur le panneau de maçonnerie. | 81 |
| Fig. III. 3. 7 : Briques choisies pour la détermination de module de Young. | 81 |
| Fig. III. 3. 8 : Compression diagonale sur panneau de maçonnerie. | 82 |
| Fig. III. 3. 9 : Courbe résultante de test de compression diagonale. | 82 |
| Fig. III. 3. 10 : Courbe contrainte-déformation du test de compression diagonale sur le panneau de maçonnerie. | 83 |
| Fig. III. 3. 11 : Fissure diagonale du panneau. | 83 |
| Fig. IV. 2. 1 : Les ratios de rigidités obtenus à partir des formules analytiques. | 87 |
| Fig. IV. 2. 2 : Prédiction analytique du chargement produisant la première fissure dans le panneau. | 89 |
| Fig. IV. 3. 1 : La caractérisation des matériaux et la technique d'homogénéisation [148]. | 92 |
| Fig. IV. 3. 2 : Organigramme de calage numérique de paramètres. | 94 |
| Fig. IV. 3. 3 : Test de flexion a trois points sur les éprouvettes composées : (a) modèle physique, (b) modèle numérique. | 95 |
| Fig. IV. 3. 4 : Courbes expérimentales et numériques des tests de flexion a trois points sur les éprouvettes composées brique/béton et brique/mortier. | 96 |
| Fig. IV. 3. 5 : L'état de l'interface : (a) les directions des déplacements par logiciel 7D, (b) les déformations volumiques par la variable TEPS. | 97 |
| Fig. IV. 3. 6 : La ruine par traction des interfaces : (a) le modèle physique, (b) le modèle numérique. | 97 |

| | |
|--|-----|
| Fig. IV. 3. 7 : Test de flexion a trois sur les éprouvettes composées : (a) modèle physique, (b) modèle numérique..... | 98 |
| Fig. IV. 3. 8 : Enveloppes de résistances initiales et résiduels des interfaces (Triplets)..... | 99 |
| Fig. IV. 3. 9 : Phénomène de glissement de la brique intermédiaire : (a) direction des déplacements par logiciel 7D, (b) les déformations par la variable EPE1..... | 99 |
| Fig. IV. 3. 10 : La ruine des triplets par cisaillement des interfaces : (a) modèle physique, (b) modèle numérique..... | 100 |
| Fig. IV. 3. 11 : Effet du pas de chargement sur la réponse numérique d'éprouvette composée et de triplet. | 100 |
| Fig. IV. 3. 12 : Effet du joint virtuel sur la réponse numérique d'éprouvette composée et de triplet. | 101 |
| Fig. IV. 3. 13 : Test de compression verticale sur panneau de maçonnerie : (a) modèle physique, (b) modèle numérique. | 102 |
| Fig. IV. 3. 14 : Courbe charge déplacement de test de compression verticale sur panneau. | 103 |
| Fig. IV. 3. 15 : Modes de ruine survenus dans le modèle numérique et expérimental. | 103 |
| Fig. IV. 3. 16 : Test de compression diagonale (a) modèle physique, (b) modèle numérique. | 104 |
| Fig. IV. 3. 17 : Courbe charge-déplacement des tests de compression diagonale sur le panneau de maçonnerie. | 104 |
| Fig. IV. 3. 18 : Courbes expérimentales et numériques du test de compression diagonale. | 105 |
| Fig. IV. 3. 19 : Mode de ruine du panneau sous la compression diagonale : (a) les déformations logarithmiques par logiciel 7D, (b) les déformations par la variable TEPS..... | 106 |
| Fig. IV. 3. 20 : La géométrie des spécimens introduite dans le code par élément finis Castem. | 107 |
| Fig. IV. 3. 21 : L'ensemble de courbes obtenues numériquement et expérimentalement pour tous les spécimens..... | 109 |
| Fig. IV. 3. 22 : Les schémas de propagation de fissures numérique Vs expérimental pour les quatre spécimens..... | 110 |
| Fig. IV. 3. 23 : La dégradation de la raideur numérique Vs expérimentale des tests cycliques. | 111 |
| Fig. IV. 3. 24 : L'énergie dissipée cumulée numérique Vs expérimentale des tests cycliques. | 111 |
| Fig. IV. 3. 25 : Courbes pushover prolongées numériquement PC1, PC2, PH1 et PH2. | 112 |
| Fig. IV. 3. 26 : (a) Le triplet confiné de Riddington JR [154], (b) Le modèle numérique de Manos et al [146], (c) le modèle adopté dans le présent travail..... | 113 |
| Fig. IV. 3. 27 : Les courbes de la variation de la contrainte normale en fonction de la contrainte de cisaillement (σ - τ) pour les trois travaux [154], [146] et le présent travail..... | 114 |
| Fig. IV. 3. 28 : (a) Le modèle physique de Manos et al [146], (b) Le modèle numérique de Manos et al [146], (c) le modèle adopté dans le présent travail..... | 115 |
| Fig. IV. 3. 29 : Courbes de variation de contrainte de cisaillement en fonction de déformation tangentielle : Expérimentale et numérique des travaux de Manos et al. [146] et le modèle adopté dans le présent travail..... | 116 |
| Fig. IV. 3. 30 : (a) L'endommagement correspond à la valeur de pic dans : (a) Le modèle physique de Manos et al. [146]; (b) Le modèle numérique [146] ; (c) Le modèle adopté dans ce travail. | 117 |
| Fig. IV. 3. 31 : (a) Le modèle physique de Mehrabi AB. [13], (b) Le modèle numérique adopté dans le présent travail. | 117 |
| Fig. IV. 3. 32 : Les courbes traduisent la variation de la résistance latérale du portique en fonction de son déplacement tangentiel : Expérimentale des travaux de Mehrabi AB. [13,155] et numérique de notre modèle adopté. | 119 |

| | |
|--|-----|
| Fig. IV. 3. 33 : L'endommagement à la valeur de pic dans : (a) Le modèle physique de Mehrabi [155] ; (b) Le modèle numérique adopté dans ce travail..... | 119 |
| Fig. IV. 4. 1 : Courbes charge déplacement : expérimentale, numérique avec paramètres initiaux de Mehrabi [13] et numérique avec paramètres modifiés..... | 120 |
| Fig. V. 2. 1 : Maisons d'habitation largement répandus en Algérie..... | 124 |
| Fig. V. 2. 2 : Carte de zonage sismique de l'Algérie [8]. | 124 |
| Fig. V. 2. 3 : Carte géologique de l'Algérie [163]..... | 125 |
| Fig. V. 2. 4 : Vu en plan et en élévation de la structure étudiée..... | 126 |
| Fig. V. 3. 1 : Spectres de demande élastiques des villes Chlef et Tébessa au format ADRS..... | 127 |
| Fig. V. 3. 2 : Représentation graphique de l'effet d'échelle | 128 |
| Fig. V. 3. 3 : Contraintes et dimensions de spécimen réduit et réel | 129 |
| Fig. V. 3. 4 : L'effet d'échelle sur la courbe de réponse des prototypes harpé et uniforme..... | 130 |
| Fig. V. 3. 5 : Idéalisations de courbes de réponse. | 130 |
| Fig. V. 3. 6 : Modélisation de la structure (systèmes MDOF et SDOF)..... | 131 |
| Fig. V. 3. 7 : Spectres de capacité idéalisés (Elasto-plastique spectres) | 132 |
| Fig. V. 3. 8 : Intersection de spectres de demande sismique de la ville de Tébessa et les spectres de capacité idéalisés du spécimen PC et PH. | 133 |
| Fig. V. 3. 9 : Intersection de spectres de demande sismique de la ville de Chlef et les spectres de capacité idéalisés du spécimen PC et PH. | 133 |
| Fig. V. 3. 10 : Intersection de spectres inélastiques de demande sismique de la ville de Chlef et les spectres de capacité idéalisés du spécimen PC et PH..... | 135 |
| Fig. V. 4. 1 : Etats limite d'endommagement selon [171]. | 136 |

Liste des tableaux

| | |
|---|-----|
| Tableau I-1 : Les modes de ruines possibles en fonction de l'angle d'orientation et de l'état de chargement (Dhanasekar et al. [28]). | 15 |
| Tableau I-2 : Les modes de rupture les plus commun d'après Crisafulli [11]. | 18 |
| Tableau I-3 : Les modèles analytiques estimant la rigidité des murs en maçonnerie chaînée. | 22 |
| Tableau I-4 : Les expressions proposées de la largeur de la diagonale équivalente. | 25 |
| Tableau I-5 : Les modèles analytiques développé à la base de la théorie de frottement. | 27 |
| Tableau I-6 : Les modèles analytiques développé à la base de la théorie d'élasticité et autres. | 28 |
| Tableau I-7 : Les modes de rupture les plus communs d'après Mehrabi et al. [13,87] et leurs formules correspondent. | 31 |
| Tableau II-1 : Dénomination des murs testés. | 53 |
| Tableau III-1 : Les caractéristiques physiques des barres d'acier utilisées. (Contraintes en MPa et les déformations %). | 69 |
| Tableau III-2 : Caractéristiques du béton à la compression pour chaque spécimen. | 71 |
| Tableau III-3 : Les moyennes des résistances à la traction par fendage du béton du chaque spécimen. | 72 |
| Tableau III-4 : Résistances à la traction par flexion. | 74 |
| Tableau III-5 : Caractéristiques mécaniques des briques utilisées. | 75 |
| Tableau III-6 : Résistances du mortier obtenues à la traction par flexion et à la compression. | 76 |
| Tableau III-7 : Résistances à la traction par flexion des interfaces (brique-béton et brique mortier). | 78 |
| Tableau III-8 : Caractéristiques mécaniques de l'interface. | 79 |
| Tableau III-9 : Etude statistique sur l'ensemble de paramètres identifiés. | 84 |
| Tableau IV-1 : Les modèles analytiques existants pour l'évolution de la rigidité des spécimens. | 86 |
| Tableau IV-2 : La largeur de la diagonale équivalente suite aux différentes formules existantes. | 87 |
| Tableau IV-3 : Formules pour prédire l'effort de la première fissure du panneau de maçonnerie. | 88 |
| Tableau IV-4 : Jeux de paramètres adoptés (Tests de flexion a trois points). | 96 |
| Tableau IV-5 : Le jeu de paramètres adopté (Test de compression verticale). | 102 |
| Tableau IV-6 : Le jeu de paramètres adopté (Test de compression diagonale). | 105 |
| Tableau IV-7 : Les jeux de paramètres adoptés (Test Pushover sur les spécimens). | 108 |
| Tableau IV-8 : Le jeu de paramètres utilisé dans la simulation de Manos et al. [146] ; et dans la présente simulation. | 114 |
| Tableau IV-9 : Le jeu de paramètres utilisé dans les simulations de Manos et al. [146] ; et dans la présente simulation. | 115 |
| Tableau IV-10 : Le jeu de paramètres utilisé dans les travaux de Mehrabi [13,155] ; et dans la présente simulation. | 118 |
| Tableau V - 1 : Les facteurs introduisant l'effet de l'échelle | 129 |
| Tableau V - 2 : Paramètres de d'obtention des spectres inélastiques. | 134 |
| Tableau V - 3 : Points de performances et déplacements cibles. | 135 |

Introduction générale

La maçonnerie est un élément hétérogène constitué par différents composants (briques, pierres, mortier...). Elle s'agit de bâtir une construction par l'assemblage de matériaux élémentaires minéraux ou végétaux, liés généralement par un mélange d'un liant et d'agrégats avec de l'eau (Mortier). Dans le domaine de la construction, elle est parmi les plus anciennes méthodes de construction. Aujourd'hui, ce système constructif remis au goût du jour est concurrentiel par rapport à des systèmes plus moderne tout en béton armé. Le grand intérêt pour son utilisation autour du monde est dû à la disponibilité de sa matière première et d'autres avantages tels que : l'esthétique, la solidité, la durabilité, la bonne isolation phonique et thermique et la protection contre le feu. Malgré sa nature fragile due à sa morphologie, elle peut suffisamment résister aux forces de tremblement de terre et de vent (comme charge horizontale). Depuis longtemps, la maçonnerie s'est trouvée dans les structures avec différentes formes mais récemment sous forme de murs porteurs ou cloisons de séparation intégrées dans des portiques en béton armé. L'Algérie est parmi tous les pays celui qui adopte le plus ce système constructif. Cependant, deux manières sont généralement utilisées dans ce pays pour construire, avec ce système, des bâtiments résidentiels, commerciaux et industriels. Pour la première manière, il s'agit d'un portique avec remplissage en maçonnerie dans laquelle, le portique en béton armé est réalisé avant la mise en place du panneau. Tandis que pour la deuxième manière, il s'agit d'un portique avec maçonnerie chaînée (confinée) où le mur en maçonnerie est enfermé par les éléments de l'ossature (poteaux et poutres en béton armée). Ces derniers sont moulés après la mise en place du panneau afin d'assurer un lien approprié entre les deux parties de la structure. Restant dans le même système, il est recommandé d'utiliser l'harpage des blocs avec les chaînages et de créer des aspérités pour clavier le béton et les blocs afin de prévenir leur dissociation pendant les déformations. Cette manière s'appelle alors le chaînage en harpage de la maçonnerie.

Depuis des nombreuses années, les ingénieurs négligent la maçonnerie dans l'analyse des structures à cause de la complexité de sa prise en compte dans les calculs et notamment dans un calcul dynamique. Ils considèrent généralement le mur en maçonnerie comme étant un élément non structural. Pourtant son apport est indéniable et contribue à la raideur d'ensemble du bâtiment. A cet effet, plusieurs méthodes sont mises en œuvre pour prendre en compte l'influence de la maçonnerie sur le comportement des structures. Ces méthodes restent grossières et insuffisantes du point de vue de la qualité des calculs. Pour cette raison plusieurs recherches sont axées sur le développement de nouveaux modèles ou d'améliorer d'autres existants. Dans les pays sujets à des séismes, les règlements parasismiques exigent, afin d'améliorer la résistance au séisme des structures avec maçonnerie, l'usage des chaînages horizontaux et une distribution uniforme des murs dans les deux directions [1]. Par ailleurs, ils recommandent l'introduction des chaînages verticaux et l'utilisation de matériaux de très bonne qualité [1].

Notre contribution porte sur une étude expérimentale et numérique sur des portiques en béton armé avec panneaux en maçonnerie chaînée. La contribution expérimentale consiste en une série de tests de caractérisation de matériaux ainsi que des tests Pushover sur des grands spécimens. Elle permet d'étudier le comportement de ce type de structure et

de comparer, en outre, deux types de chaînage (chaînage régulier et chaînage en harpage). Cette étude comparative vise à déterminer également l'apport de l'harpage de la maçonnerie au comportement de portique en béton armé vis-à-vis de la poussée conjuguée par le chargement vertical. Par ailleurs, la contribution numérique s'attache à sélectionner, dans la littérature, un modèle numérique approprié en termes de simplicité et précision de calcul. Ce modèle est ensuite validé par nos travaux expérimentaux originaux. L'aptitude des modèles existants à reproduire le comportement des portiques en béton armé avec des panneaux en maçonnerie chaînée est ainsi évalué.

Les travaux réalisés durant ces longues années de recherche sont rapportés dans la présente thèse en cinq chapitres :

Le premier chapitre représente une étude bibliographique rassemblant tout ce qui touche de près ou de loin à la maçonnerie et ses composants. Elle s'initie par l'histoire de ce matériau ainsi que des généralités sur ses composants, il agglomère par la suite les différents modèles de la maçonnerie existants dans la littérature, soit pour les méthodes analytiques ou pour les modèles numériques simples ou complexes.

Le deuxième chapitre est consacré aux travaux expérimentaux réalisés sur les grands spécimens. Quatre tests Pushover ont été alors réalisés avec chargement monotone et avec cycles charge-décharge. Les deux types de spécimens adoptés ont été comparés. En outre, une analyse expérimentale a été achevée à l'aide de la technique de corrélation d'images.

Le troisième chapitre est consacré aux travaux expérimentaux concernant la caractérisation des matériaux élémentaires et les structures partielles confectionnées. Ce chapitre permet alors d'enrichir la littérature par des données originales sur les briques, le béton, l'acier, le mortier et la maçonnerie. Il permet en outre de caler les différents paramètres nécessaires pour la simulation des grands spécimens.

Les travaux numériques réalisés durant cette thèse sont organisés au quatrième chapitre en deux parties. La première porte sur la validation de la modélisation choisie par nos données originales des tests sur les grands spécimens. Dans la deuxième partie, cette modélisation est validée encore une fois par des données de la littérature. Cette partie contient aussi la calibration des modèles pour chaque test de caractérisation et le calcul analytique effectué.

Le cinquième chapitre est consacré à une étude sismique des deux systèmes de construction en maçonnerie. Leurs vulnérabilités sont évaluées vis-à-vis de faible sismicité et sismicité élevée ce qui correspond à la ville de Tébessa et la ville de Chlef respectivement. Ce chapitre se termine par une comparaison sismique entre les deux types de constructions vis-à-vis du séisme.

Le travail se termine par des conclusions attachées aux différentes tâches réalisées dans cette thèse ainsi que les réponses sur nos problématiques. Par la suite, nous proposons quelques perspectives.

Chapitre : I

Etude bibliographique

I.1. Généralités

I.1.1. Historique

La première apparition de l'argile dans la construction était à la fin de la préhistoire sous forme de Bauge (mélange de l'argile et de paille hachée ou de foin) ou Torchis (mélange de l'argile et des fibres végétales ou poils d'animaux). Dans la période entre le VIII^e et le I^{er} siècle av. J.-C., l'argile a été connue comme étant le matériau de construction fondamentale, la technique de construction en terre a été alors transmise à l'Afrique du Nord, Espagne et au Sud de la France à travers les colonies phéniciennes et grecques entre le VIII^e et le VI^e siècle av. J.-C [2]. Dans l'aube de l'histoire l'emploi de l'argile moulé est apparu dans la Tunisie et l'Espagne. Ensuite, l'argile cuite est apparu et généralisé à l'époque romaine [2]. Les études des archives des ateliers qui reviennent à l'époque Abbaside démontrent l'usage répandu de la terre cuite et moulée dans la capitale Algérienne pour des raisons de prévention et de sécurité, le fait qu'elle était sujette au bombardement naval. A la fin du 15^{ème} siècle, les immigrés Andalous ont reconstruit la ville de Cherchel par des éléments de terre moulée avec toutes leurs connaissances architecturales apprises depuis l'Espagne [3]. La même technique a également été découverte dans la ville de Sétif depuis les grands travaux d'arpentage et de fouilles archéologiques [4]. Parmi les formes de l'usage de ce matériau, nous trouvons des maisons, des constructions industrielles, militaires et religieuses. La brique, cette invention orientale (Pays du Mashrek), s'est répandue dans tout le bassin méditerranéen. Le développement du moulage des briques d'argile sur site a eu lieu probablement en Afrique du Nord avant l'arrivée des Romains et se répandit par la suite dans les pays de la Méditerranée occidentale à différentes périodes de l'histoire [4]. Le point de départ de la fabrication industrielle des briques a commencé avec l'introduction du four d'Hoffman Kiln en 1858 dans lequel se font toutes les procédures de fabrication à partir de la phase de préparation jusqu'à la cuisson [1].

I.1.2. Les composants de la maçonnerie

La maçonnerie est un ensemble composé de différents éléments (briques, parpaings de béton... etc.) liés généralement par des joints de mortier et se comporte comme un tout. Elle est couramment utilisée dans la construction des murs, qu'il s'agisse de panneau porteur ou de remplissage entre poteaux et poutres. Ce matériau composite a des caractéristiques mécaniques intrinsèques, qui sont fortement influencé par son environnement et sa mise en place. Comme revêtement, la souplesse est une caractéristique principale de la maçonnerie. Cette souplesse est due essentiellement à l'assemblage des blocs par mortier, qui est susceptible de se déformer avec une amplitude relativement grande [5].

I.1.2.1 Les briques de terre cuite

La brique est une pierre artificielle obtenue par cuisson de terres argileuses. Il existe alors deux différents types : les briques pleines ou perforées et les briques creuses.

a. Les briques pleines ou perforées

Elles sont des parallélépipèdes rectangles obtenues par pression ou par filage. Elles peuvent rester apparentes ou être enduites. Dans le cas des briques perforées, les perforations sont perpendiculaires au plan de pose. Cependant, la somme des sections des trous est inférieure ou égale à 40% de la section totale, cette valeur est portée à 50 % pour les briques à enduire [5]. Les briques pleines sont à utiliser pour les éléments porteurs apparents et les briques perforées également pour les éléments porteurs isolants. Par ailleurs, elles sont humidifiées et posées à bain de mortier puis mises en place avec une pression uniforme afin que l'épaisseur du joint soit de l'ordre de 8 à 20 mm [5].

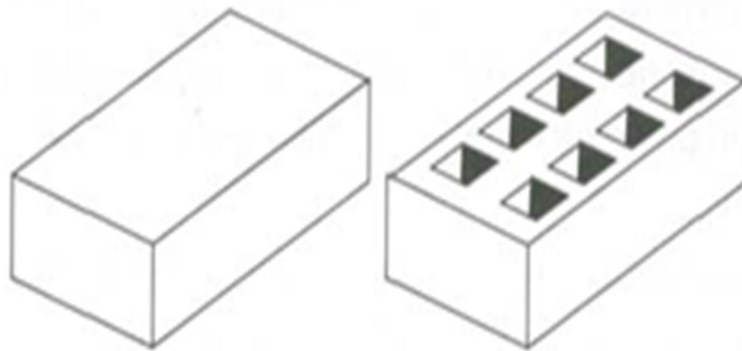


Fig. I. 1. 1 : Les briques pleines et les briques perforées [5].

b. Les briques creuses à perforation verticale

Ces briques sont généralement destinées à être enduites, elles dépendent de l'épaisseur de la paroi à bâtir. Les briques creuses sont perforées perpendiculairement à la face de pose dont la somme des sections des trous est inférieure ou égale à 60% de la section totale. Elles contiennent également des nombreuses longues alvéoles ce qui favorise leur résistance thermique (de 12 à 20 alvéoles suivant l'épaisseur). Par ailleurs, ces briques sont couramment posées sur un lit de mortier dont l'épaisseur est d'environ 15 mm [5].

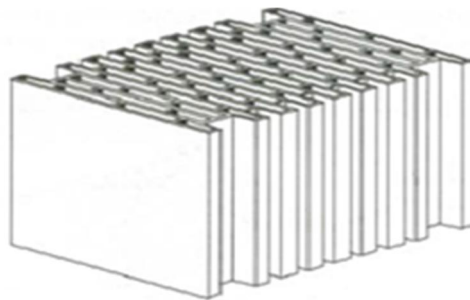


Fig. I. 1. 2 : La brique creuse à perforation verticale [5].

c. Les briques creuses à perforation horizontale

Ces éléments possèdent des alvéoles parallèles au plan de pose dont la somme des sections est supérieure à 40% de la section totale [5]. On distingue :

- Les briques plâtrières, qui permettent de réaliser des cloisons de distribution ou de doublage.

- Les briques de moyens et de grands formats, elles sont pour réaliser des parois porteuses ou des parois de remplissage. Elles sont à poser à joints décalés sur un lit de mortier dont l'épaisseur est de 10 à 15 mm.
- Les briques à rupture de joints (briques RJ), ce sont des briques améliorées pour l'isolation thermique des parois extérieures.
- Les briques "G" sont caractérisés par un nombre élevé d'alvéoles (7 à 15) et par leurs parois minces. Elles présentent l'intérêt d'avoir une meilleure résistance thermique.

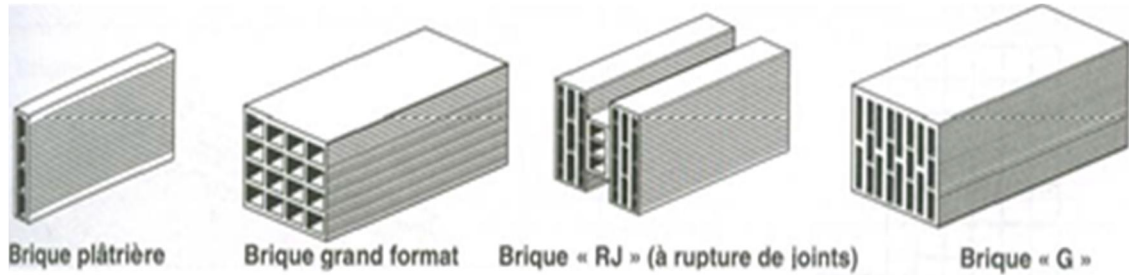


Fig. I. 1. 3 : Les différents types des briques creuses à perforation horizontale [5].

I.1.2.2 Les blocs ou parpaing de béton

Ce sont des éléments préfabriqués en béton de forme parallélépipédique, pleins ou creux, dont la longueur n'excède pas 60 cm ; ils sont empilés les uns sur les autres à joints décalés, avec interposition d'une couche de mortier. Le constituant principal des blocs ou des parpaings de béton peut être des granulats ordinaires ou des granulats légers (pouzzolane, argile expansée, etc.). Ils présentent cependant une faible résistance mécanique [5].

On distingue généralement trois types de ces éléments :

- Les blocs pleins, sans aucune alvéole ;
- Les blocs perforés, dont la section nette correspond à 75% de la section brute ;
- Les blocs creux, dont la section nette équivaut à 60% de la section brute.

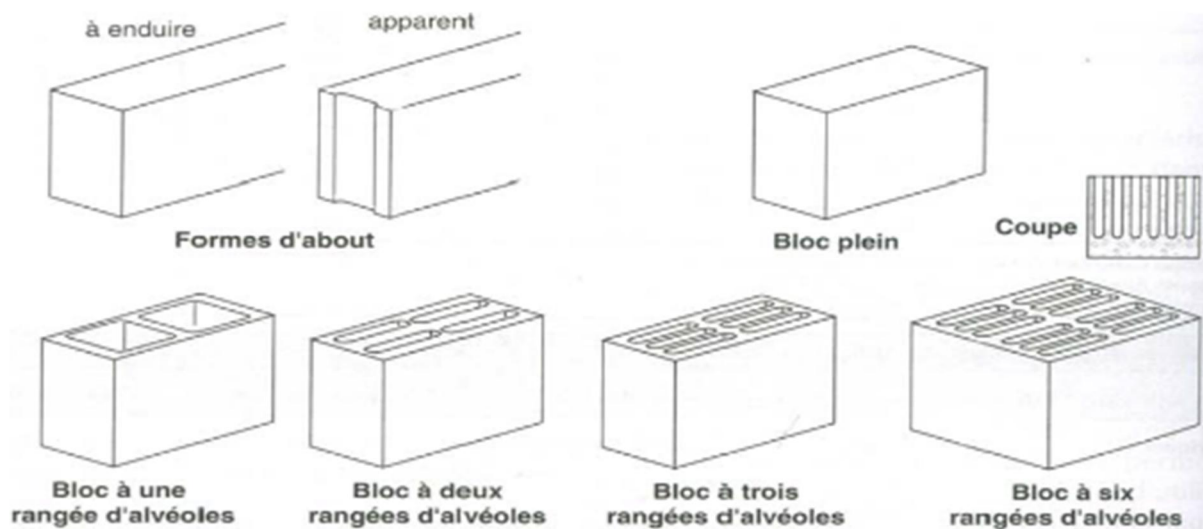


Fig. I. 1. 4 : Les différents types des blocs ou parpaing de béton [5].

Les blocs pleins en béton de granulats ordinaires sont utilisés pour les parois porteuses reprenant des charges relativement importantes ou pour bâtir des parois répondant à des exigences acoustiques. Par contre, les blocs creux sont à bâtir des façades extérieures ou des murs dont les caractéristiques mécaniques performantes sont à dispenser [5].

Les parpaings sont posés sur un lit de mortier à une épaisseur de 10 à 15mm. Les joints verticaux sont remplis à l'aide de mortier coulé dans les alvéoles formées par les extrémités des blocs. Certains blocs sont conçus de manière à pouvoir placer des armatures verticales et horizontales avant de remplir les alvéoles. Les parpaings permettent également de construire des parois armées reprenant des efforts verticaux et horizontaux [5].

I.1.3. Les différents types de construction en maçonnerie

La maçonnerie est employée couramment tout autour du monde dans la construction des bâtiments résidentiels, commerciaux et industriels. En générale, on distingue deux différents systèmes de bâtir des murs en maçonnerie : mur en maçonnerie de remplissage et mur en maçonnerie chaînée.

I.1.3.1 Mur en maçonnerie de remplissage

Dans le cas d'un mur en maçonnerie de remplissage, le portique en béton armé est réalisé avant la mise en place du panneau. La bonne cohésion de l'interface entre le panneau et le portique est très difficile à obtenir par les méthodes de construction traditionnelles en utilisant des joints de mortier [6]. Dans ce cas, l'ossature porteuse achemine toutes les charges statiques de la structure. Durant le séisme, les panneaux en maçonnerie empêchent l'ossature de se déformer librement. A cause de la faible cohésion, les jeux existants entre l'ossature flexible et les panneaux en maçonnerie, font s'entrechoquer les éléments de la structure [7].

I.1.3.2 Mur en maçonnerie chaînée

Dans ce système le mur en maçonnerie est cloîtré par les éléments de l'ossature (poteaux et poutres en béton armée). Ces derniers sont moulés après la mise en œuvre des murs afin d'assurer un lien approprié entre les deux parties de la structure. Les charges statiques de la structure dans ce système sont acheminées par l'ensemble (le panneau et l'ossature porteuse). Durant le séisme, les charges dynamiques (horizontales) sont acheminées par les panneaux en maçonnerie les plus rigides qui jouent alors le rôle d'un contreventement de la structure [7].

Dans le but d'améliorer la cohésion entre le panneau et l'ossature, il est recommandé d'utiliser l'harpage des blocs avec les chaînages [2,4,5,6], et de créer des aspérités pour claveter le béton et les blocs, afin de prévenir leur dissociation pendant la déformation [6]. La figure (I. 1. 5) montre des ossatures avec des murs en maçonnerie chaînée avec harpage, qui se traduit par un coulage du béton en remplacement des demi-briques de rives. Ce système est connu aussi par « le montage à l'italienne ».



Fig. 1. 1. 5 : La maçonnerie chaînée en harpage [6].

Il est à noter d'après ce qui est rapporté au-dessus que la conception et les techniques de construction des murs en maçonnerie sont clairement différentes. Malgré cela, Crisafulli [11] a conclu d'après ses travaux expérimentaux que les réponses des deux systèmes vis-à-vis de charges latérales sont peu similaires. Torrisi et Crisafulli [12] ont par la suite confirmé cette similarité à travers une comparaison expérimentale entre les résultats d'un portique en maçonnerie chaînée et des portiques en maçonnerie de remplissage (travaux de Mehrabi et al. [13]). Ils ont noté alors que la première phase du comportement des deux systèmes est caractérisée par l'adhérence parfaite entre le panneau et la structure porteuse. Par la suite, la séparation se produit induisant la perte de cette adhérence. La différence entre les deux systèmes d'après les auteurs [12] se présente au niveau de chargement de séparation, la maçonnerie de remplissage se sépare même par un faible du chargement. Par contre, la séparation dans les murs en maçonnerie chaînée ne se produit que lors d'un chargement plus important. Par ailleurs, Ils ont conclu que, pour les deux systèmes, le panneau en maçonnerie peut être simulé par des modèles similaires mais avec des paramètres calibrés selon le cas désiré.

I.1.4. Comportement mécanique de la brique et du mortier :

Les briques et le mortier sont des matériaux quasi-fragiles qui se comportent selon les diagrammes typiques contrainte-déformation illustrés par la figure (I. 1. 6). Il a été supposé initialement que la maçonnerie est un matériau fragile ayant une rupture brutale. Plus tard, il a été apparu qu'il y avait des déformations après l'état ultime, ces déformations sont à mieux décrire par l'une des formes d'adoucissement [14]. Malgré que l'emploi approprié de ces matériaux (maçonnerie) exige une étude approfondie sur leurs comportements post pic [15], rare sont les études qui apportent des données sur cette phase mais uniquement des brefs indications. Cependant, les modèles plastiques décrivant ce comportement nécessitent un paramètre nommé énergie de rupture, lequel est défini par la quantité d'énergie nécessaire pour créer une fissure dans une unité de surface. Cette énergie est à déterminer sur un diagramme contrainte-déformation par la surface entre la courbe et l'axe horizontal [14].

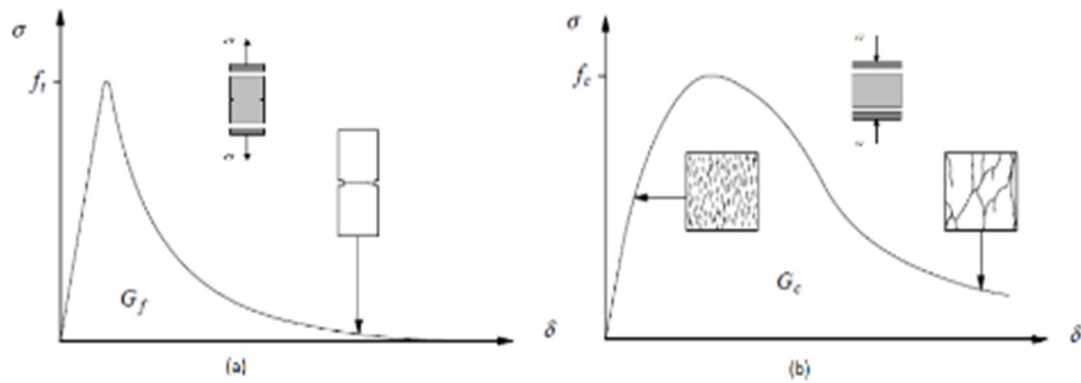


Fig. I. 1. 6 : les diagrammes typiques contrainte-déformation pour les matériaux quasi-fragiles d'après [14]– (a) en compression –(b) en traction.

Parmi les études expérimentales dans la littérature qui s'intéressent à la caractérisation des composants de la maçonnerie, on trouve celles de Reddy et al. [16], Drougkas et al. [15], Gumaste et al. [17], Kaushik et al. [18], Oliveira et al. [19], Panizza et al. [20]. Ces travaux ont permis d'accumuler l'ensemble des données rapportées dans les paragraphes suivants.

I.1.4.1 Comportement en traction

D'après le diagramme typique rapporté dans les travaux [14], le comportement en traction du mortier et de la brique montre une linéarité jusqu'à l'apparition des fissures (la valeur du pic), le matériau par la suite s'adoucit brusquement jusqu'à atteindre la rupture totale (Fig. I. 1. 6 - a). Van der Pluijm [21] a rapporté dans ses travaux que la résistance à la traction des briques en terre cuite est comprise dans l'intervalle [1.5 ; 3.5] N/mm². Il a en outre rapporté que leur énergie de rupture en mode 'I' est comprise dans l'intervalle [0.06 ; 0.13] N/mm. Dans le même contexte, Drougkas et al. [15] ont noté que le ratio de la résistance à la traction par rapport à celle de la compression des éléments de maçonnerie est environ de 9% et que ce ratio est compris dans l'intervalle 1.8% à 23.9%. Similairement, les auteurs [15] ont défini le ratio à 8.2% et l'intervalle entre 5% et 26%. Concernant le mortier, la valeur recommandée est de 10% dans le cas d'absence de données. Par ailleurs, à partir des équations du CEB-FIP Model Code 1990, Drougkas et al. [15] ont proposé la formule (1-1) en permettant de déduire par l'intermédiaire de la résistance à la compression, l'énergie de rupture en traction du mortier ainsi que des briques en terre cuite.

$$G_f^t = 0.025(2f_t)^{0.7} \quad (1-1)$$

I.1.4.2 Comportement en compression

Le comportement de ces matériaux (unité et joint) à la compression est défini par une courbe linéaire croissante initialement jusqu'à l'apparition des premières fissures, ensuite l'écrouissage qui signifie la dégradation de la rigidité se commence. Après avoir atteint la valeur de pic, le matériau s'adoucit à cause de la propagation des fissures et cela jusqu'à avoir atteint un plateau résiduel (Fig. I. 1. 6 - b). Par ailleurs, pour les briques,

Drougkas et al. [15] ont relié, la résistance à la compression avec le module de Young par un ratio. Ils ont rapporté également une valeur appropriée de 328 qui est comprise dans l'intervalle [14 ; 1265]. Les auteurs ont rapporté en plus la valeur 699 et l'intervalle [22 ; 2094] concernant le mortier. Drougkas et al. [15] ont ainsi proposé l'expression (1-2) permettant de déduire l'énergie de rupture en compression du mortier ainsi que des unités de maçonnerie en supposant que le paramètre de la ductilité ' d ' est égal à 1 mm.

$$d = G_f^c / f_c \quad (1-2)$$

I.1.5. Comportement de l'interface brique-mortier

L'interface est la zone de contact entre la brique et le mortier, le comportement mécanique de cet élément dépend de nombreux facteurs tels que : la rugosité, le degré d'altération et les propriétés mécaniques propres des matériaux [15]. Elle est considérée comme étant le plan de faiblesse de la maçonnerie dans les travaux de Van Noort [14]. L'interface s'effondre le plus souvent suivant deux modes de ruine, le premier est lié à la rupture par traction et est appelé le mode 'I' (Fig. I. 1. 7 - a), et le deuxième est lié à la rupture par cisaillement et appelé le mode 'II' (Fig. I. 1. 7 - b) [22].

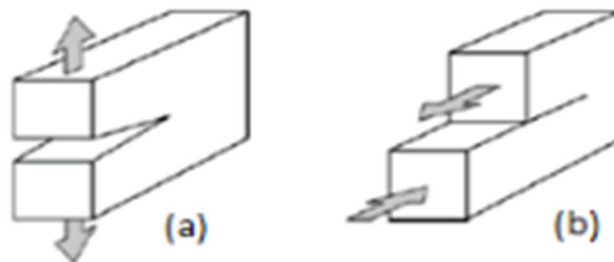


Fig. I. 1. 7 : Les modes de rupture d'interface: (a) le mode de rupture I en traction – (b) mode de rupture II par cisaillement [14].

Van der Pluijm [21] a noté dans ses travaux que l'interface brique-mortier en mode 'I' possède un comportement quasi-fragile suivi par un adoucissement en régime post pic (Fig. I. 1. 8) [22]. Il a également défini deux intervalles éventuels [0.3 ; 0.9] N/mm² et [0.005 ; 0.02] N/mm pour la variation de la résistance à la traction et de l'énergie de rupture en mode I (G_{If}), respectivement.

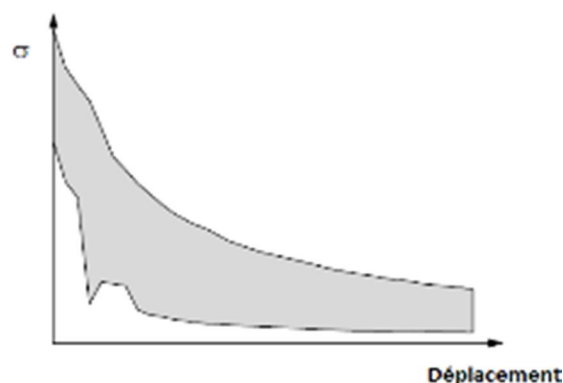


Fig. I. 1. 8 : La courbe typique contrainte-déplacement de la fissure pour la maçonnerie en brique d'argile pleine (la section abritée représente l'enveloppe de quatre essais) [22].

Concernant le mode (II), maintenir l'état uniforme de l'effort normal dans les joints durant le test est le facteur clé à la détermination adéquate de la réponse des joints cisailés. Dans ce contexte, Van der Pluijm [21] a obtenu une caractérisation adéquate du comportement des interfaces cisillées (des unités pleines de terres cuites et calcium-silicate) [22], Il a alors proposé la configuration illustrée par la figure (I. 1. 9) qui permet également de maintenir l'uniformité des contraintes normales durant le test de cisaillement par confinement.

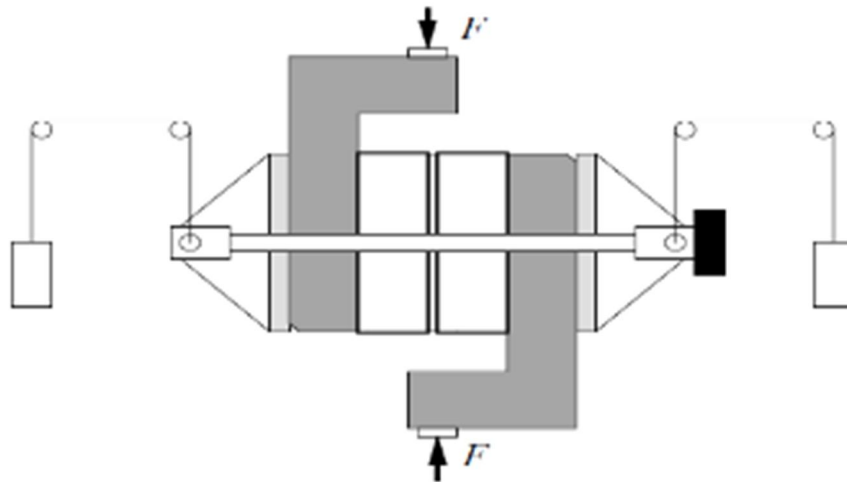


Fig. I. 1. 9 : Le dispositif proposé par Van der Pluijm [21,22] pour réaliser l'essai de cisaillement par confinement sur les joints.

Par le dispositif précédent, Van der Pluijm [21] a réalisé trois tests de cisaillement avec trois confinements différents (0.1, 0.5, 1 N/mm²), Il a représenté les résultats obtenus sous forme de diagrammes exponentiels adoucissants qui se terminent par des paliers traduisant les frottements résiduels (Fig. I. 1. 10 - a) [22]. La surface comprise alors entre chaque diagramme et l'asymptote associée représente l'énergie de rupture (G_f^{II}) en mode 'II'.

L'auteur a rapporté de nombreux données sur les caractéristiques des éléments interfaces tel que [21]:

- [0.01 ; 0.25] N/mm, est l'intervalle dont l'énergie de rupture, en mode 'II', varie.
- [0.1 à 1.8] N/mm², est l'intervalle raisonnable de la variance de la cohésion initiale (C).
- [0.7 à 1.2] l'intervalle de la variance de l'angle initial de frottement interne associé au modèle du frottement de Coulomb (φ_0).
- ($\tan \varphi_r$) égale à 0.75 approximativement constant avec (φ_r) représente l'angle de frottement interne résiduel.
- L'angle de dilatation (Ψ) sert à mesurer le soulèvement des unités cisillées (Fig. I. 1. 10 - b). Pour une faible compression, $\tan \Psi$ peut prendre, en fonction de la rugosité de la surface, une valeur dans l'intervalle [0.2 ; 0.7] et une valeur de zéro sous contraintes de compression élevées.

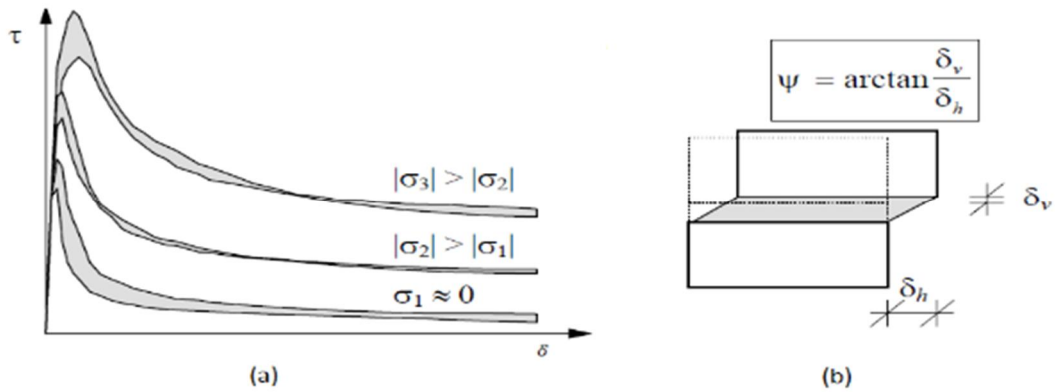


Fig. I. 1. 10 : (a) Le diagramme d'essai de Van der Pluijm [21] présentant les courbes contraintes-déplacements pour les trois valeurs d'effort normal; (b) L'angle de dilatation [22].

Par ailleurs, Goodman [23] a défini la rigidité de cisaillement (K_s) comme étant la pente à l'origine de la courbe $\tau=f(u)$. Les nombreuses expériences effectuées par Bandis et al. [24] donnent des informations sur la valeur de (K_s), en fonction de la nature du joint et de sa longueur [14].

I.1.6. Comportement des murs en maçonnerie

I.1.6.1 Comportement sous sollicitation de compression uni-axiale

Le comportement en compression de la maçonnerie est effectivement influencé par plusieurs facteurs, la communauté scientifique a accepté depuis les travaux de Hilsdorf [25], que la rupture des murs en maçonnerie est principalement causée par la diversité des caractéristiques mécaniques de ses composants [22]. Par l'effet de Poisson, la brique et le mortier se déforment, sous la compression uni-axiale, avec différents taux [26]. Le coefficient de Poisson du mortier est généralement plus grand que celui de la brique. Par conséquent, le mortier se déforme plus que la brique, la déformation du mortier sera alors limitée par le lien et le frottement à l'interface brique-mortier (Chaimoon [26] et Lourenço [22]). Cela conduit également à un état de compression triaxiale dans le mortier et de compression couplée par une traction bi-axiale dans les éléments de maçonnerie (Fig. I. 1. 11). Ce phénomène a été discuté en détail dans les travaux de Hilsdorf [25], Khoo et Hendry [27], Dhanasekar [28] et Chaimoon et Attard [29].

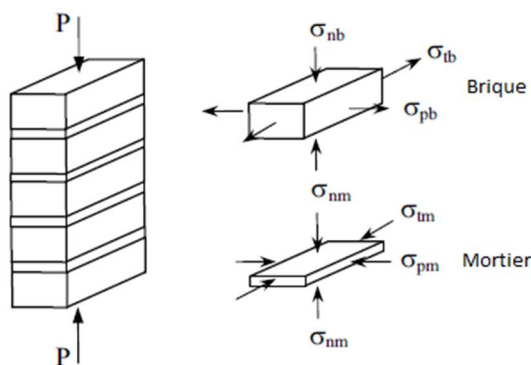


Fig. I. 1. 11 : L'état de contrainte des composants de la maçonnerie en compression (Chaimoon [26]).

D'après Lourenço [22], l'essai fréquemment utilisé pour obtenir la résistance en compression uni-axiale de la maçonnerie (direction normale aux joints horizontaux) est celui de la RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux). Dans lequel, l'éprouvette à solliciter est un spécimen représentatif assez large comme illustré par la figure (I. 1. 12).

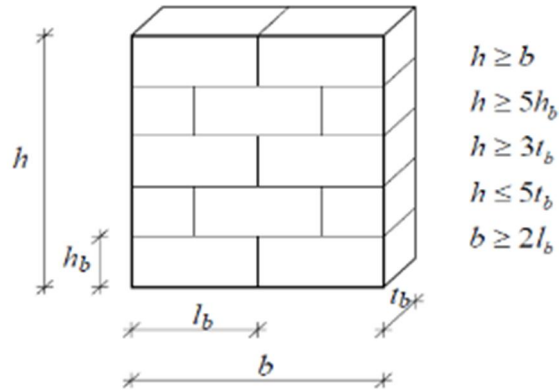


Fig. I. 1. 12 : Les dimensions du spécimen pour un essai de RILEM [22].

I.1.6.2 Comportement sous sollicitation de traction uni-axiale

Le comportement des murs en maçonnerie soumis à des efforts de traction parallèles aux joints horizontaux est régi par l'adhérence de l'interface briques/joints [15]. La porosité des deux composants est un facteur important qui influence cette adhérence, Van Der Pluijm [21] et Lourenço [30] ont noté que l'adhérence n'est opérante, dans le cas de mur simple, que sur approximativement 59 % de la surface [15]. Par ailleurs, Backes [31] a conduit une série d'essais sur des portiques métalliques remplis par maçonnerie (Fig. I. 1. 13). Le but était de décrire le comportement des murs en maçonnerie vis-à-vis de la traction uni-axiale parallèle aux joints horizontaux.

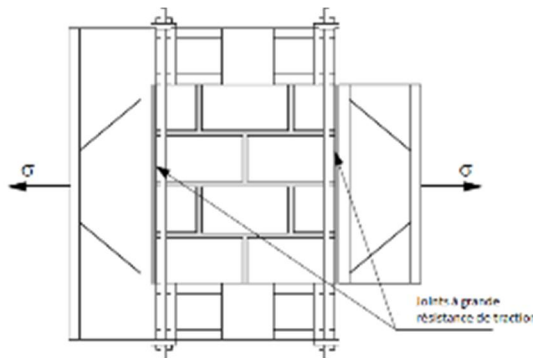


Fig. I. 1. 13 : Le dispositif de l'essai de traction uni-axial dans la direction parallèle aux joints horizontaux. Backes [22,31].

Deux mécanismes de ruptures se produisent en fonction de la résistance des joints et des briques (Fig. I. 1. 14) [22]. La courbe typique du premier mécanisme contient un plateau résiduel à la fin (Fig. I. 1. 14 - a). Lourenço [22] a noté que la réponse non linéaire du mur dans ce cas, est régie par le cisaillement et par la traction des joints horizontaux et verticaux. Concernant le deuxième mécanisme (Fig. I. 1. 14 - b), la fissure se propage verticalement à

travers les briques et le mortier de façon que la courbe typique montre un adoucissement progressif sans résistance résiduelle. D'après Lourenço [22], la réponse non linéaire du mur est régie également par l'énergie de rupture des briques et du joint.

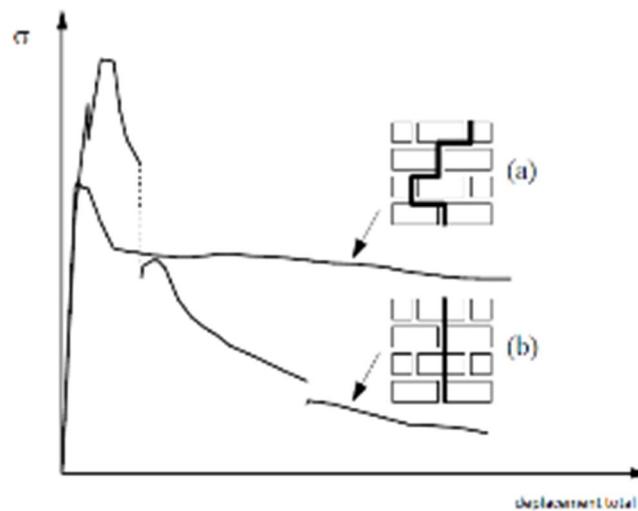


Fig. I. 1. 14 : La courbe expérimentale typique contrainte-déplacement pour une traction parallèle au joint horizontal d'après Backes [22,31].

Dans le cas de la traction perpendiculaire aux joints horizontaux, et à cause de la faible connexion brique/joint, la rupture se produit le plus souvent par la séparation entre les briques et les joints horizontaux. Par conséquent, la résistance à la traction du mur en maçonnerie est supposée comme étant la résistance des interfaces brique-mortier. Par ailleurs, dans les cas des interfaces résistantes, la rupture se produit au niveau des briques, et la résistance du mur est supposée égale à la résistance des unités de maçonnerie [22].

I.1.6.3 Comportement bi-axial

La réponse d'un panneau en maçonnerie sous un état de contrainte uni-axial ne peut pas représenter correctement le comportement de ce matériau sous l'état de contrainte bi-axiale. Dans le but de définir l'enveloppe des contraintes bi-axiales, Page [32,33] a étudié, jusqu'à la valeur de pic, l'impact de ce mode de sollicitation sur le comportement de la maçonnerie. Il a rapporté que l'enveloppe bi-axiale ne peut être absolument définie par les contraintes principales. Dans le même sens, Lourenço [22] a noté que dans le mode des axes fixes, l'enveloppe des contraintes bi-axiales doit être définie par les termes du tenseur de contraintes complet et non pas par les contraintes principales sous l'angle (θ) (θ est l'angle entre les axes du matériau et des contraintes principales). Par ailleurs, deux manières ont été adoptées dans la littérature afin de réaliser des tests de compression bi-axiale sur la maçonnerie. La première manière a été adoptée dans les travaux de Hamid et Drysdale [34] ; Samarasinghe et Hendry [35]. Cette manière consiste à orienter par un angle donné la charge de compression uni-axiale (Fig. I. 1. 15 - a). Tandis que la deuxième consiste à générer un vrai état de contrainte bi-axiale avec un angle préalablement connu par rapport aux joints horizontaux (Fig. I. 1. 15 - b). Cette dernière a été adoptée dans les travaux de Page [32] et Ganz et Thürlimann [36].

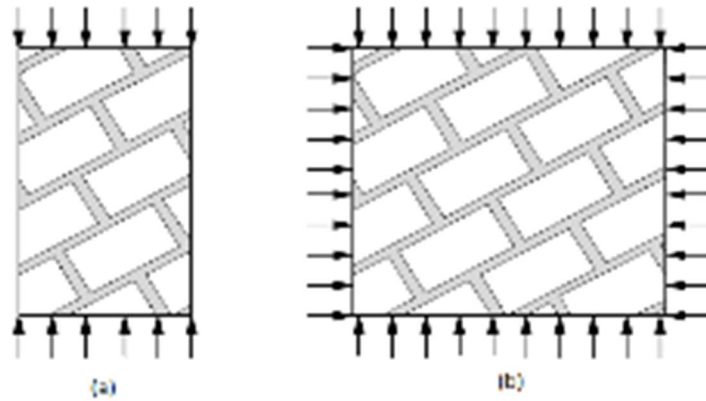


Fig. I. 1. 15 : Les dispositifs possibles pour des essais du chargement bi-axial d'après Lourenço [22]. (a) chargement uni-axial – (b) chargement bi-axial.

Afin de simuler correctement le comportement des murs en maçonnerie, la connaissance approfondie de la courbe contrainte-déformation est une étape fondamentale [22]. Malgré les difficultés rencontrées pour réaliser ce type d'essai, certains travaux ont été engagés dans la littérature afin d'étudier les modes de ruine et pour définir les enveloppes de résistance de ce matériau. Il est à citer principalement les travaux de Guggisberg et Thürlimann [37]; Ganz et Thürlimann [36] et les travaux de Lurati et Thürlimann [38]. Dans ce contexte, Page [32,33] a étudié le comportement des murs en maçonnerie sous l'état de contrainte bi-axial, Il a également rapporté le bilan présenté dans la figure (I. 1. 16).

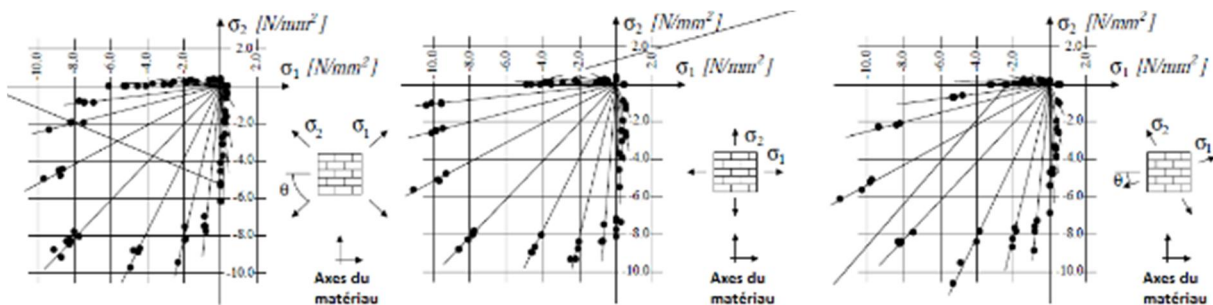


Fig. I. 1. 16 : La résistance des murs en maçonnerie en terre cuite d'après Page [32,33] sous différents états de contraintes bi-axiales [22].

Dans les mêmes travaux, l'auteur a noté que les deux facteurs ayant le gros impact sur les modes de ruines des panneaux de maçonnerie (voir Tableau I-1) sont particulièrement l'orientation des contraintes principales par rapport aux axes du matériau et le ratio des contraintes principales [22].

Tableau I-1 : Les modes de ruines possibles en fonction de l'angle d'orientation et de l'état de chargement (Dhanasekar et al. [28]).

| Angle θ | traction uniaxial | Traction/Compression | Compression uniaxiale | Compression bi axiale |
|----------------|-------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------------|
| 0° | | | | <p>Fissure dans le plan</p> |
| 22.5° | | | | |
| 45° | | | | |
| 67.5° | | | | |
| 90° | | | | |

Lourenço [22] a noté dans sa thèse que la rupture des panneaux en maçonnerie sous la traction uni-axial se produit par fissuration et par glissement des joints verticaux et horizontaux. Ainsi, il a noté que l'influence de l'effort de traction latérale sur la résistance de traction du mur maçonné est moins claire à cause du manque de données. Par contre, l'effort de compression (latérale) produit des microfissures au niveau des briques accompagnées par un glissement du joint à l'échelle micro, cela mène également à une diminution de résistance à la traction du mur. Dans l'état de contrainte compression/traction la ruine se produit soit par fissuration et glissement du joint uniquement ou bien par un mécanisme commun entre les briques et les joints. Mais, dans un état de compression bi axiale, la rupture du mur maçonné se produit typiquement sous forme d'un refend à mi- épaisseur du mur quel que soit l'orientation des contraintes. Finalement, l'augmentation de la résistance du mur sous la compression bi-axiale est peut-être causée par le frottement de l'interface ainsi que le frottement interne des unités et du mortier [22].

I.1.6.4 Le comportement en cisaillement

En fonction des propriétés des matériaux et de l'état de contraintes appliquées, la rupture se produit dans un mur en maçonnerie sous le cisaillement par : glissement des joints, fissuration ou écrasement des briques, ou par leur combinaison. Pour estimer la résistance de ces murs, Mann et Müller [39] ont développé une théorie se basant sur les conditions d'équilibre [40]. Cette théorie sert également à décrire le comportement des murs sous des états de charges combinées (compression/cisaillement). Les auteurs ont supposé que :

- L'effort agissant dans la direction parallèle au joint horizontal est assez petit au point qu'il soit négligé.
- Les efforts de cisaillement et de compression sont uniformément répartis sur le panneau de maçonnerie.
- Aucune transmission des contraintes de cisaillement à travers les joints verticaux.

D'après Mann et Müller, les efforts de cisaillement dans les joints horizontaux produisent une torsion des briques, ce qui doit être équilibré par une couple de forces verticales conduisant à une redistribution des efforts agissants sur les deux faces des briques (Fig. I. 1. 17 - a). Par la suite, Crisafulli [11] a distingué que l'uniformité des contraintes est un cas inconvenable, Il a également modifié la théorie de Mann et Müller en proposant une distribution linéaire comme présentée par la figure (I. 1. 17 - b). Cette modification fait intervenir les coefficients, (C_n) et (C_s) pour tenir compte respectivement les effets des contraintes normales et les effets de contraintes de cisaillement maximales.

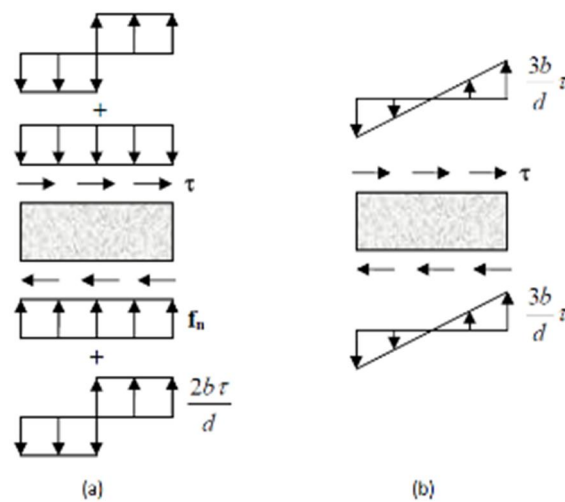


Fig. I. 1. 17 : (a) La distribution des contraintes dans la brique d'après la théorie de Mann et Müller ; (b) La distribution linéaire d'après Crisafulli [11] [40].

En fonction du ratio des efforts axiaux et de cisaillement et de leur combinaison, de nombreux modes de rupture peuvent se produire. Mann et Müller [39] ont considéré trois modes comme étant les plus communs : la rupture par cisaillement due aux frottements, la rupture par traction diagonale et la rupture par compression. Pour obtenir l'enveloppe de la résistance de la maçonnerie au cisaillement, les auteurs ont tracé la combinaison des intervalles admissibles de chaque mode, comme il est représenté sur la figure (I. 1. 18).

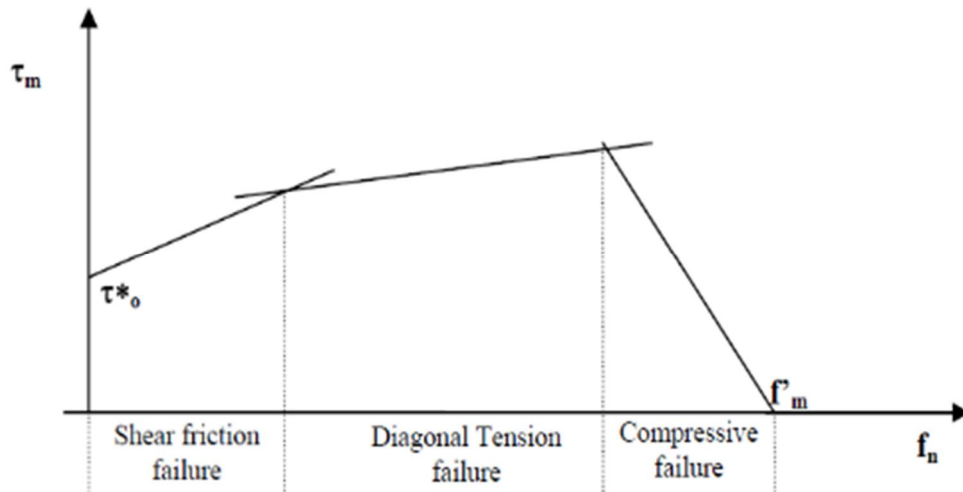


Fig. I. 1. 18 : L'enveloppe de la résistance au cisaillement de la maçonnerie d'après Mann et Müller [39] [40].

Lourenço et Rots [41] ont distingué comme étant mode de rupture plus commun de la maçonnerie, un ensemble de cinq mécanismes (Fig. I. 1. 19) : (1) la fissuration des joints par traction, (2) le glissement le long du joint horizontal/vertical sous des efforts normaux de faible intensité , (3) la fissuration des unités de maçonnerie dans la direction de l'effort de traction, (4) la fissuration par traction diagonale des unités de maçonnerie (sous des efforts normaux suffisants pour développer le frottement dans les joints), (5) la rupture par compression avec le glissement des unités par traction (en raison de la dilatation du mortier sous des grandes valeurs de compression) [26].

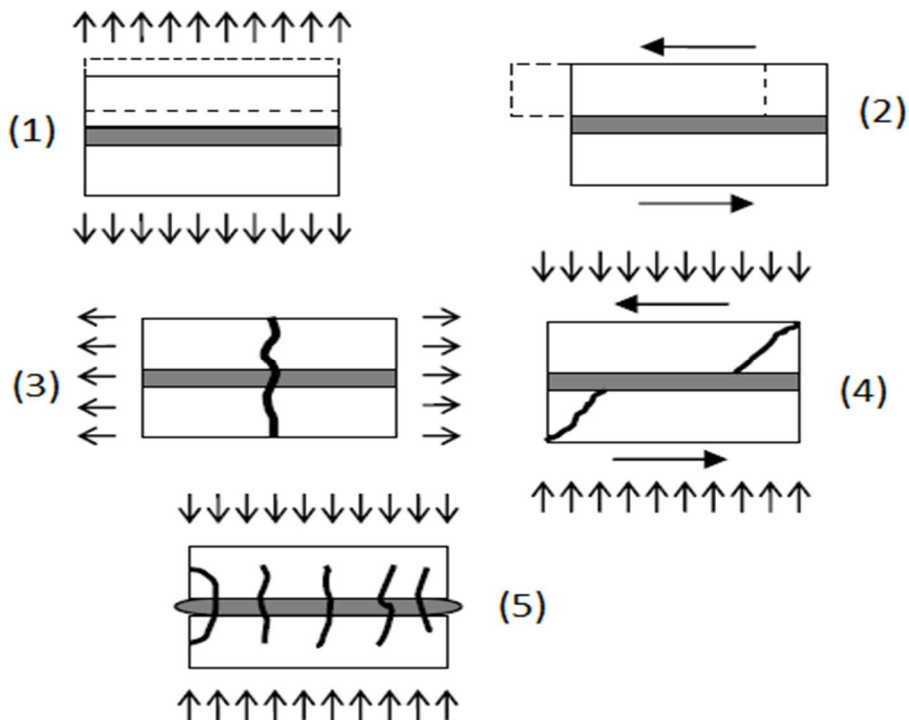
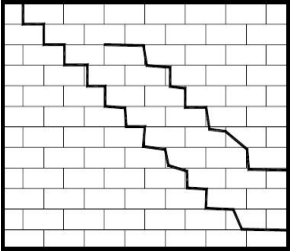
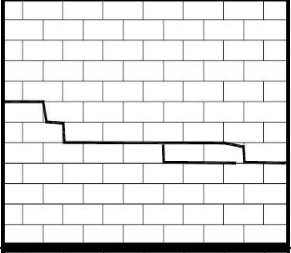
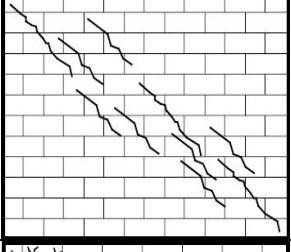
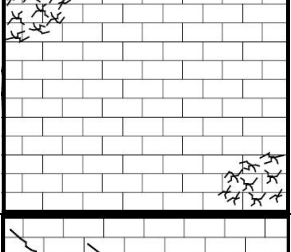
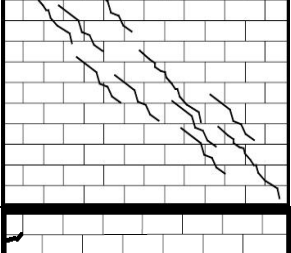
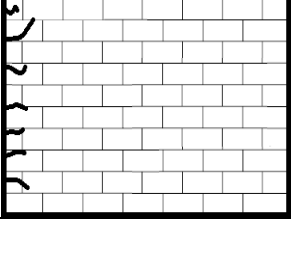


Fig. I. 1. 19 : Les modes de rupture de la maçonnerie sous une couple d'efforts de compression et de cisaillement d'après Lourenço et Rots [41] [26].

I.1.7. Les modes de rupture de la maçonnerie de remplissage

Crisafulli [11] a organisé les modes de rupture des panneaux en maçonnerie de remplissage les plus communs en trois catégories comme il est rapporté dans le tableau (I-2) : rupture par cisaillement, rupture par compression et rupture par flexion [11,42].

Tableau I-2 : Les modes de rupture les plus commun d'après Crisafulli [11].

| | | |
|---|--|---|
| <p><u>Ruptures dus au cisaillement</u> La rupture par cisaillement est le type le plus commun, il est principalement régi par la résistance au cisaillement des joints, la résistance à la traction des briques, et le ratio d'efforts de compression et de cisaillement. La combinaison des efforts de cisaillement et des efforts verticaux peut conduire soit aux fissures croissantes dans les briques ou des fractures le long des joints de mortier [42].</p> | <p><u>La fissuration à travers les joints de mortier</u> Dans le cas où l'effort de cisaillement est dominant ou lorsque le joint de mortier est faible par rapport aux briques, la fissure se produit couramment le long du joint de mortier. Ce mode de rupture est largement observé et considéré comme le type le plus commun.</p> |  |
| | <p><u>Le glissement le long du joint de mortier</u> Dans ce mode, la rupture se produit par une fissure horizontale. Fiorato et al. [43] et Bertero et Brokken [44] ont noté que ce type commence couramment par une fissure au niveau du coin chargé qui se propage diagonalement jusqu'à mi-hauteur du panneau, ensuite les fissures se propagent horizontalement.</p> |  |
| | <p><u>La fissuration par traction diagonale</u> Ce type de ruine se produit dans le cas des joints plus résistants que les briques ou dans un état d'effort normal prédominant que celui de cisaillement.</p> |  |
| <p><u>Rupture due à la compression</u> La rupture par compression est due par le ratio des contraintes développées au coin chargé et le long de la diagonale du mur [42], deux mécanismes ont été distingués:</p> | <p><u>Écrasement du coin chargé</u> La rupture par compression peut se produire au niveau des coins chargés à cause d'un développement, en raison du chargement latéral, d'un état de contraintes bi-axiale compression/ compression.</p> |  |
| | <p><u>La fissuration par compression le long de la diagonale</u> Ce mécanisme est associé à une fissuration diagonale conduisant à un décroissement des contraintes de traction le long de la diagonale. Par conséquent, la maçonnerie entre les fissures se comporte comme des petits prismes axialement chargés.</p> |  |
| <p><u>Rupture due à la flexion</u></p> | <p>Les efforts prédominants dans une structure multi-étage sont les efforts de flexion, en raison de la faible résistance de la maçonnerie, les fissures se produisent d'après Leuchars [45] dans le coté tendu du panneau.</p> |  |

I.1.8. Les modes de rupture de la maçonnerie chaînée

D'après les travaux de Tomazevic et Klemenc [46], Tomazevic [47] et Yoshimura et al. [48], deux mécanismes de rupture peuvent se produire dans un mur en maçonnerie chaînée soumis aux efforts de séisme (chargement latérale) [9], rupture par cisaillement ou par flexion : La rupture par cisaillement est caractérisée par des fissures diagonales au niveau du panneau selon les travaux de Meli et al. [9], cet endommagement est causé soit par le décollage de l'interface brique/mortier due au mécanisme de cisaillement-frottement, ou bien par la fissuration due à la traction des éléments de maçonnerie. Dans ce cas-là et avant la fissuration de panneau, uniquement le panneau de maçonnerie résiste aux efforts latéraux. Après cette première phase, les poteaux résistent aux efforts de compression et de traction engendrés par la poussée du panneau. Ce mécanisme, comme illustré par la figure (I. 1. 20), mène à un endommagement sévère du panneau, du bas des poteaux et du sommet [9].

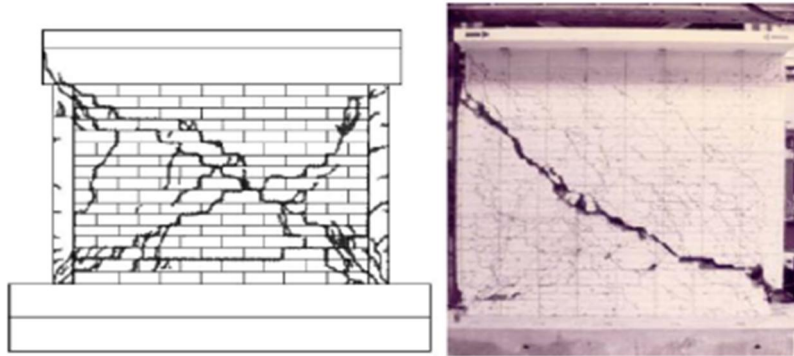


Fig. I. 1.20 : Le mécanisme de ruine par cisaillement des murs en maçonnerie chaînée [9].

La rupture par flexion est caractérisée par des fissures horizontales au niveau des joints d'assise dans le côté tendu du mur (Fig. I. 1. 21). La séparation entre le panneau et le poteau est observée dans certain cas, généralement en absence de l'harpage ou du renforcement par barres [9]. Les fissures horizontales au niveau des poteaux, les fissures de cisaillement dans le panneau et l'écrasement des briques sont tous des phénomènes pouvant se produire lors la ruine par flexion. Ce mode de ruine est considéré comme moins sévère par rapport au mécanisme de cisaillement tant qu'il ne mène pas à une rupture brutale de la structure.

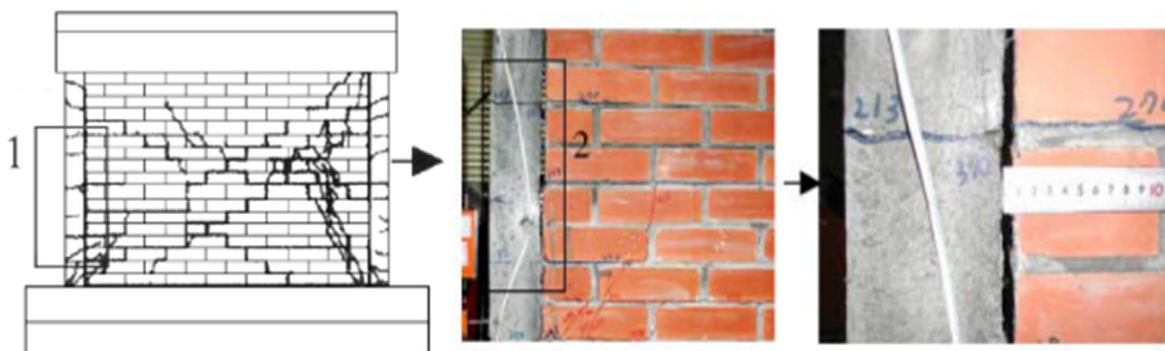


Fig. I. 1. 21 : Le mécanisme de ruine par flexion des murs en maçonnerie chaînée [9].

I.1.9. Conclusion

En conclusion, la maçonnerie est un matériau composé ayant comme constituants des briques ou moellons et des joints. Ce matériau macro composite a des caractéristiques mécaniques propres. Il est fortement influencé par son environnement et sa mise en place. Le caractère principal de la maçonnerie comme revêtement est sa souplesse, due à l'assemblage des blocs liés par mortier, susceptible de se déformer avec une amplitude relativement grande. Ce matériau anisotrope dépend fortement des propriétés de ses constituants (les unités de brique et le mortier) ainsi que de la direction d'application de la charge. En plus de la nature quasi fragile de ses constituants, l'interaction entre ces derniers, lui donnera un comportement fortement non-linéaire. En conséquence, la maçonnerie peut avoir divers modes de ruine, à savoir la fissuration des joints due à la traction, le glissement le long des joints horizontaux ou verticaux, la fissuration des unités, la fissuration diagonale de traction des unités et la rupture due à la compression.

I.2. Les modèles analytiques

I.2.1. Introduction

Nous avons parlé dans la partie précédente de tout ce qu'est de la généralité sur les composants de la maçonnerie ou du comportement de ce matériau en lui-même. Mais, la maçonnerie se trouvant dans la construction moderne sous forme de panneaux entre éléments de structure a un comportement inexploré. Le comportement du panneau de maçonnerie dans un portique en béton armé, l'impact du panneau sur la rigidité et la résistance de l'ensemble la structure sont tous des phénomènes peu connus. Tout d'abord, le facteur le plus influant sur la rigidité latérale et sur la résistance d'un portique avec mur de remplissage en maçonnerie est l'interaction panneau/portique. Par ailleurs, le comportement de ce type de structures a un caractère fortement non linéaire, et son analyse complète conduit à des modèles détaillés utilisant des codes aux éléments finis. Cependant, de nombreuses méthodes simplifiées ont été proposées dans la littérature afin d'estimer la rigidité et la résistance latérale de ces structures. On va illustrer dans cette partie les principaux résultats analytiques (résistance et rigidité) en se basant sur des modèles proposés dans la littérature parmi ceux de : Stafford Smith [49] ; Fiorato et al [43]; Liauw et Kwan [50].

I.2.2. Evaluation de la rigidité latérale

La rigidité des portiques avec mur en maçonnerie est fortement influencée par l'interaction du panneau avec les éléments de la structure. A cet effet, différentes hypothèses et théories ont été proposées pour un cas de maçonnerie chaînée. Dans cette partie nous avons alors rapporté les différents modèles existants dans la littérature permettant de prédire la rigidité des murs en maçonnerie chaînée. Par la suite, nous avons rapporté les principes et les différentes approches proposées pour le cas de la maçonnerie de remplissage.

I.2.2.1 La rigidité latérale des murs en maçonnerie chaînée

L'approche largement utilisée pour prédire la rigidité initiale (élastique) des murs en maçonnerie chaînée consiste à prendre en compte la déformation du mur en flexion et en cisaillement (raideur de flexion et de cisaillement vis-à-vis l'effort latéral). Par cette approche, Flores et Alcocer [51], Tomažević et Klemenc [46], et Bourzam et al. [52] ont déduit les formules illustrées par le tableau (I - 3). Tomažević et Klemenc [46], ont exprimé la rigidité des murs en maçonnerie chaînée en fonction de la rigidité élastique et un indice d'endommagement. Cet indice permet de décrire l'état de mécanisme d'endommagement de mur (première fissuration, fissuration considérable et fissuration totale). Les auteurs ont également proposé deux paramètres de dégradation basant sur des résultats expérimentaux et des conditions aux limites ($a = 1.281 K_{el}^2$ et $b = 0.32 K_{el}^2$). Dans le même sens, Bourzam et al. [52] par la même hypothèse ont proposé une formule similaire comme il est rapporté dans le tableau (I - 3) mais avec des paramètres de dégradation différents ($a = 1.805 K_{el}^2$ et b

= 0.451 K_{el}^2). Par ailleurs, Rai et al. [53] ont pris l'effet du poteau intermédiaire pour corrélérer la rigidité associée à l'apparition de la première fissure dans le panneau par l'intermédiaire d'un facteur de confinement (l_i , s/p). De plus, Riahi et al. [54] ont utilisé un modèle dit 'Backbone model' pour déduire la rigidité associée à la première fissure et au chargement du pic.

Tableau I-3 : Les modèles analytiques estimant la rigidité des murs en maçonnerie chaînée.

| Auteurs | | Equations | Commentaires |
|---|--|--|--|
| Rigidité initiale (fissuré ou tangente) | Riahi et al [54]. | $K_t = A_w \frac{\sqrt{f_m}}{\gamma_c}$ | (A_m, I_m) : Section et le moments d'inertie du panneau de maçonnerie. (H_m, L_m, d) : ils représentent respectivement la hauteur, longueur, et la longueur diagonale du panneau. (f_m) : La résistance à la compression de la maçonnerie. (E_m, G_m) : module de Young et de cisaillement de la maçonnerie. (l_i/P) : facteur de confinement. (A_w, H_w) : Section et hauteur du spécimen. (I_b) : Index d'endommagement. $\gamma_c = 1.13$ pour briques de terre cuite et 0.72 pour des blocs en béton. |
| | Rai et al. [53]. | $K_t = K_{nc} \left(0.29 + 0.26 \left(\frac{L_{is}}{P} \right) \right)$ | |
| | Flores et Alcocer [51]. | $K_{nc} = \left(\left(\frac{H_w^3}{3E_m I_m} \right) + \frac{H_w}{A_w G_m} \right)^{-1}$ | |
| | Tomažević et Klemenc [46], Bourzam et al. [52] | $K_t = \left(\left(\frac{H_m^3}{3E_m I_m} \right) + \frac{H_m}{A_m G_m} \right)^{-1}$ | |
| Rigidité maximale (pic) | Tomažević et Klemenc [46] | $K_{el} = \frac{G_{eqv} A_w}{k H_w \left[1 + \alpha' \frac{G_{eqv}}{E_{eqv}} \left(\frac{H_w}{L_w} \right)^2 \right]}$ | (E_{eqv}, G_{eqv}) : module de Young et de cisaillement équivalents. $\alpha' = 0.33$ ou 0.83 Pour des murs consoles ou des murs encastrés respectivement. $k = 1.2$: Coefficient de cisaillement pour des sections rectangulaires. |
| | Riahi et al. [54]. | $K_{max} = K_{el} - \sqrt{aI_d - b}$ $K_{max} = A_w \frac{\sqrt{f_m}}{0.65 \mu \gamma_c}$ $\mu = \left[0.5 \left(\frac{A_w}{R_{max}} \right)^2 + 1.3 \right] \leq 0.6$ | |

1.2.2.2 Le Modèle de la poutre cisillée pour le cas de la maçonnerie de remplissage

Fiorato et al. [43] ont proposé l'analogie d'une poutre cisillée (Shear beam model) afin d'estimer la rigidité initiale d'un portique avec un mur de remplissage en maçonnerie vis-à-vis d'un chargement horizontal, [13]. Ils ont supposé que le système se comporte comme une étagère composée (Fig. 1. 2. 1). Par conséquent, ils ont constaté que la flexibilité de l'ensemble, (K_T^{-1}) (avec K_T sa rigidité) dans le domaine élastique, et avant la séparation entre le mur et le portique, est équivalente à la somme des quantités de déformation dû à la flexion de l'étagère (K_{ft}^{-1}), et la déformation dû au cisaillement du mur (K_{tw}^{-1}) [13].

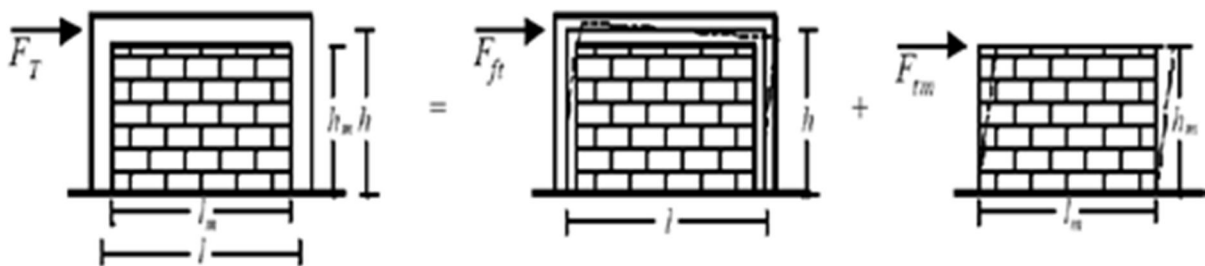


Fig. 1. 2. 1 : La réponse d'un portique rempli [55].

Les auteurs ont exprimé la rigidité latérale par l'expression (1-3) suivante :

$$\frac{1}{K_T} = \frac{1}{K_{ft}} + \frac{1}{K_{tw}} \quad (1-3)$$

Avec : (K_{ft}) est la rigidité de flexion de l'étagère, elle est exprimée par la formule (1-4) et définie par la somme des rigidités des deux poteaux et celle du panneau en considérant le système comme étant une poutre console. Sachant que (E_c) est le module d'élasticité du béton et (A_c) la section non fissurée du poteau. (E_{vw}) représente le module d'élasticité dans la direction verticale et (t_w) l'épaisseur du panneau, (I^*) représente l'inertie effective en absence des fissures.

$$K_{ft} = \frac{3E_c}{h^3} \left(2I_c + \frac{2A_c l^2}{4} + \frac{E_{vw} h^3}{E_c h_w^3} I_w \right) = \frac{3E_c}{h^3} I^* \quad (1-4)$$

La rigidité de cisaillement (K_{tw}) est donnée par l'expression (1-5). Les auteurs ont supposé que le mur de remplissage reprend seul les efforts et que les contraintes de cisaillement sont uniformément réparties sur la section du panneau [55].

$$K_{tw} = \frac{A_w G_w}{h_w} \quad (1-5)$$

Sachant que (h_w , A_w , G_w) représentent respectivement la hauteur, la surface horizontale du panneau, et le module de cisaillement de remplissage. Après la substitution, la rigidité de l'étagère composée devient sous la forme de l'expression (1-6).

$$K_T = \frac{3E_c I^* G_w t_w l_w}{h^3 (G_w t_w l_w) + h (3E_c I^*)} \quad (1-6)$$

Fiorato et al. [43] ont noté que cette formule est valide pour des valeurs de chargement de 10 à 30% de la charge ultime [13]. Par contre, Mehrabi et al. [13] ont constaté que le modèle de la poutre cisailée est plus adapté pour les portiques avec des panneaux moins résistants. Par ailleurs, Thomas et Klingender [56] ont trouvé à partir d'une étude comparative sur des différents modèles analytiques, que le modèle de la poutre cisailée surestime 13 fois la rigidité latérale [57].

I.2.2.3 Le Modèle de la diagonale équivalente

Afin d'évaluer la rigidité latérale d'un portique avec un panneau en maçonnerie, une méthode a été initialement proposée par Polyakov [58], puis Holmes [59] et Stafford Smith [49]. Cette méthode consiste également à remplacer le panneau de remplissage par un élément diagonal. La rigidité globale (K_p) du système est donc approximée par la rigidité des deux systèmes élémentaires en parallèle (Fig. I. 2. 2) [55]. Par conséquent, la rigidité globale est définie, comme il est noté par l'expression (1-7), par la somme de la rigidité de flexion du portique (K_{eff}), et la rigidité horizontale du nœud libre du système diagonale-poteau (K_{cp}) (1-7).

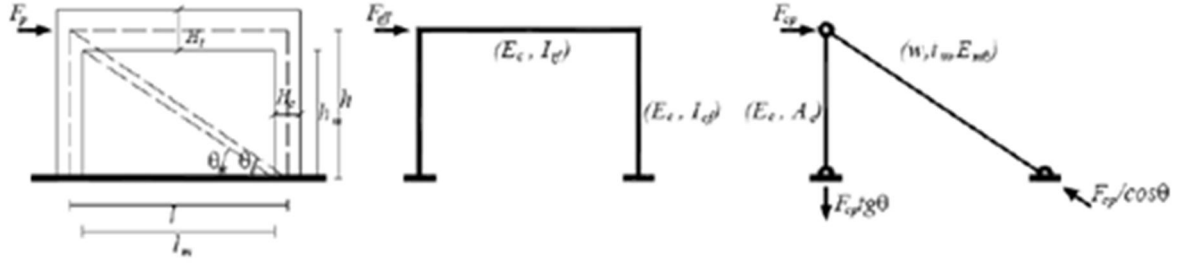


Fig. 1. 2. 2 : La décomposition du système global [55].

$$K_p = K_{tff} + K_{cp} \quad (1-7)$$

La rigidité de flexion du portique et la rigidité du système élémentaire (diagonale – poteau) sont respectivement exprimés par les formules (1-8) et (1-9).

$$K_{tff} = \frac{12EI}{h^3} = \frac{12E_c I_{cf}}{h^3} \left(\frac{6I_{tf}h + I_{cfl}}{3I_{tf}h + 2I_{cfl}} \right) \quad (1-8)$$

$$K_{cp} = \left(\frac{1}{K_{ct}} + \frac{1}{K_{w\theta}} \right)^{-1} = \left(\frac{h \tan^2 \theta}{E_c A_c} + \frac{d}{wt_w E_{w\theta} \cos^2 \theta} \right)^{-1} \quad (1-9)$$

Sachant que (I_{tf} et I_{cf}) représentent respectivement l'inertie de la poutre et du poteau, (A_c) la section du poteau, ($E_{w\theta}$) le module élastique du remplissage le long de la diagonale et (w) la largeur de la diagonale (dans le plan du panneau). Par conséquent, la rigidité globale (K_p) de l'ensemble est exprimée après la substitution par la formule (1-10) suivante :

$$K_p = \frac{12E_c I_{cf}}{h^3} * \frac{6I_{tf}h + I_{cfl}}{3I_{tf}h + 2I_{cfl}} + \left(\frac{h \tan^2 \theta}{E_c A_c} + \frac{d}{wt_w E_{w\theta} \cos^2 \theta} \right)^{-1} \quad (1-10)$$

Holmes [59] a démontré par la suite que la largeur de la diagonale équivalente (w) en remplacement de panneau est d'environ un tiers de la longueur diagonale du celui-ci. Tandis que, Stafford Smith [49] a noté que la largeur efficace de la diagonale dépend de la longueur de contact portique/panneau, ainsi que de la rigidité relative des deux composants [13]. A la base de la théorie de la poutre en élasticité, Stafford Smith [49] a proposé une relation reliant la longueur de contact (α) et la rigidité relative comme il est illustré par l'expression (1-11). Dans laquelle, (λh) est un paramètre sans dimension représentant la rigidité relative panneau/portique, et (θ) est l'angle entre la diagonale du panneau et l'axe horizontal.

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} = h * \sqrt[4]{\frac{E_c I_c h}{4E_w t \sin \theta}} \quad (1-11)$$

Dans le même contexte et en restant dans le même concept, plusieurs expressions ont été proposé dans la littérature afin d'exprimer la largeur de la diagonale équivalente. Le tableau suivant (I - 4) rassemble la majorité de ces formules ainsi qu'un bref détail sur les paramètres utiles.

Tableau I-4 : Les expressions proposées de la largeur de la diagonale équivalente.

| L'auteur et l'année | L'expression proposée | Commentaires |
|--------------------------------|---|---|
| Stafford Smith et Carter [60]. | $W = 0.58 \left(\frac{1}{H}\right)^{-0.445} * (\lambda_h * H_{inf})^{0.335} d_{inf} \left(\frac{1}{H}\right)^{0.064}$ $\text{Et : } \lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_{inf} t \sin 2\theta}{4E_c I_c H_{inf}}}$ | (t), (H _{inf}), (E _{inf}), (d _{inf}) sont respectivement l'épaisseur, la hauteur, le module d'élasticité et la longueur de la diagonale du panneau. (θ) l'angle entre la diagonale et l'horizontale. (H) la hauteur du portique. (E _c), (I _c) sont le module d'élasticité et le moment d'inertie du poteau. |
| Mainstone [61]. | $W = 0.16 d_{inf} (\lambda_h H_{inf})^{-0.3}$ | Tous ces paramètres sont déjà définis |
| Mainstone et Weeks [62]. | $W = 0.175 d_{inf} (\lambda_h H_{inf})^{-0.4}$ | Al-Chaar [63] a utilisé cette expression en négligeant le facteur de réduction. Ainsi, elle est adoptée par l'FEMA [64]. |
| Bazan et Meli [65]. | $W = (0.35 + 0.22\beta) * h \text{ et } \beta = \frac{E_c A_c}{G_{inf} A_{inf}}$ | (A _c) la surface du poteau, (A _{inf}) la surface horizontale du panneau de remplissage, (G _{inf}) le module de cisaillement de la maçonnerie |
| Liauw et Kwan [50]. | $W = \frac{0.95 H_{inf} \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h H_{inf}}}$ | |
| Paulay et Prestley [66]. | $W = 0.25 d_{inf}$ | |
| Durrani et Luo [67]. | $W = \gamma \sqrt{L^2 + H^2 \sin 2\theta}$ $\gamma = 0.32 \sqrt{\sin 2\theta} \left(\frac{H^4 E_{inf} t}{m E_c I_c H_{inf}}\right)^{-0.1} ; m = 6 \left(1 + \frac{6 E_c I_b H}{\pi E_c I_c L}\right)$ | (L) est la longueur du portique les autres paramètres sont déjà définis |
| Hendry [68]. | $W = 0.5 \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$ $\alpha_h = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 E_c I_c H_{inf}}{E_{inf} t \sin 2\theta}\right)^{\frac{1}{4}} \text{ et } \alpha_L = \pi \left(\frac{4 E_c I_b L_{inf}}{E_{inf} t \sin 2\theta}\right)^{\frac{1}{4}}$ | (α _h), (α _L) sont respectivement la longueur du contact panneau/poteau et panneau/poutre au moment de la première séparation mur/portique, I _b est le moment d'inertie de la poutre, (L _{inf}) est la longueur du panneau. |
| Papia et al. [69]. | $w = \frac{c}{Z (\lambda^*)^\beta} d_{inf}$ $c = 0.249 - 0.0116 \vartheta_{inf} + 0.567 \vartheta_{inf}^2$ $\beta = 0.146 + 0.0073 \vartheta_{inf} + 0.126 \vartheta_{inf}^2$ $\lambda^* = \frac{E_{inf} t H_{inf}}{E_c A_c} \left(\frac{H_{inf}^2}{L_{inf}^2} + \frac{A_c L_{inf}}{4 A_b H_{inf}}\right)$ $Z = 1 \text{ si } \frac{L_{inf}}{H_{inf}} = 1 \text{ et } Z = 1.125 \text{ si } \frac{L_{inf}}{H_{inf}} \geq 1.5$ | (Z) une constante empirique et (λ*) un paramètre de rigidité, (ν _{inf}) le coefficient de Poisson de la maçonnerie; (E _c) le module de Young du portique; (A _c) (A _b) sont les sections du poteau et de la poutre respectivement. |

1.2.3. La résistance latérale

Similairement à ce qui est discuté précédemment sur l'évaluation de la rigidité latérale, la résistance latérale des murs en maçonnerie chaînée diffère de celle des portiques remplis en maçonnerie. Ceci à cause de la distinction des modes de ruine observés ainsi que le comportement des deux types de structures. La partie suivante comporte les différents modèles proposés dans la littérature et rapportés depuis les travaux de Singhal et Rai [70]. Par la suite, les modèles rapportés au cas de la maçonnerie de remplissage sont aussi abordés.

1.2.3.1. La résistance latérale des murs en maçonnerie chaînée

Dans le but de prévenir la résistance latérale des murs en maçonnerie chaînée, deux théories ont été développées en se basant sur la modélisation du mode de rupture par cisaillement. La première est dérivée de la théorie de frottement (Loi de Coulomb) dans laquelle la contribution du confinement est prise en compte. La plupart des travaux et règlements qui adoptent cette théorie [71–74], négligent le plus souvent la contribution des barres longitudinales dans les poteaux. Tandis que la deuxième théorie se base sur les hypothèses de la théorie d'élasticité élémentaire [75], qui consiste à supposer que la rupture de cisaillement due par la déformation des fissures diagonales d'un mur en maçonnerie chaînée mis sous combinaison de charges vertical et horizontal, est causée par les contraintes principales de traction développées dans le plan de mur. D'après les travaux de Bourzam et al. [52], les barres de renforcement vertical des poteaux contribuent à la résistance latérale des murs en maçonnerie chaînée par l'effet des actions de goujon. Par conséquent, sa résistance maximale peut être obtenue par la somme de la résistance du panneau de la maçonnerie et celle due par la résistance des barres verticales des poteaux.

Le tableau (1 - 5) résume alors la globalité des formules proposées dans la littérature selon la première hypothèse. Sachant que le premier groupe rassemble les formules proposées pour prédire l'effort associé à l'apparition de la première fissure significative dans le mur, tandis que le deuxième groupe concerne l'évaluation de la résistance maximale de ces structures. Les formules proposées par le règlement Colombien, Moroni et al. [76], Norme officielle de Chili [77] et par Inpres Cirsoc [71] sont toutes semblables, elles représentent également des manipulations de la loi de frottement. D'Amore et Decanini [72] ainsi que San Bartolomé et al. [74] ont adopté la même loi mais en prenant en compte le ratio d'aspect par des facteurs correcteurs. Par ailleurs, Marinilli et Castilla [78] ont introduit l'effet de renforcement longitudinal à travers le nombre des poteaux présent dans le mur. Par contre, Matsumura [79] et Riahi et al. [54] ont introduit la contribution des poteaux par le ratio des barres de renforcement sans tenir en compte le nombre des poteaux existants.

Tableau I-5 : Les modèles analytiques développés à la base de la théorie de frottement.

| | Auteurs | Equations | Commentaires |
|---|---|---|---|
| La résistance à l'apparition de première fissure. | Matsumura [79]. | $V_f = \left(\frac{K_u}{\frac{H_w}{d} + 2} \sqrt{f_m} + 0.3v_0 \right) \times t_w \times j$ $j = 0.875 (L_w - W_{tc}/2)$ | (K_u) : Facteur de réduction (0.64 pour des murs partialement remplis). (d) : la largeur effective des murs. |
| | Moroni et al. [76]. | $V_f = (0.19v_m + 0.12v_0) \times A_w$ | (H_w, L_w, t_w, A_w) : represent la longueur largeur épaisseur et la section droite de mur respectivement. |
| | Riahi et al. [54]. | $V_f = (0.424v_m + 0.374v_0) \times A_w \leq v_m \times A_w$ | |
| | INN 1997 [77]. | $V_f = \text{Min}(0.23v_m + 0.12v_0 ; 0.35v_m) \times A_w$ | (W_{tc}) : la largeur du Poteau tendu. |
| | Flores et Alcocer [51]. | $V_f = (0.5v_m + 0.3v_0) \times A_w \leq 1.5v_m \times A_w$ | (f_m, v_m) : résistances à la compression et au cisaillement de la maçonnerie. |
| La résistance maximale | Matsumura [79]. | $V_m = \left[K_u K_p \left(\frac{0.76}{\frac{H_w}{d} + 0.7} + 0.012 \right) \sqrt{f_m} + 0.2v_0 \right] \times t_w \times j$ $K_p = 1.16 (A_s N_{tc} / t_w L_w)^{0.3}$ | (v_0) : contrainte verticale appliquée. |
| | Riahi et al. [54]. | $V_m = \left(0.21v_m + 0.363v_0 + 0.0141 \sqrt{\rho_{tc} f_c f_y} \right) \times A_w$ | (A_s, N_{tc}) : La section d'acier, et le nombre de poteaux tendus. |
| | Moroni et al. [76]. | $V_m = \min(0.45v_m + 0.3v_0, 1.5v_m) \times A_w$ | (f_c, f_y) : Résistance à la compression du béton et d'acier respectivement. |
| | Flores et Alcocer [51]. | $V_m = [1.25 \times (0.5v_m + 0.3v_0) \times A_w]$ | $(\eta F) = 0.3$ |
| | Inpres Cirsoc [71]. | $V_m = (0.6v_m + 0.3v_0) \times A_w$ | (ρ_{tc}) : ratio du renforcement longitudinal dans le poteau. |
| | D'Amore et Decanini [72]. | $V_m = (0.5v_m + 0.3v_0) \times k_t A_w$ $k_t = \min \left(1.2 - \frac{0.2H_w}{L_w}, 1 \right)$ | |
| | Marinilli et Castilla [78]. | $V_m = (0.47v_m + 0.29v_0) \times (A_w - N_{tc} A_s) + 4200 N_{tc}$ | $0.33 \leq \alpha = \left(\frac{V_e L_w}{M_e} \right) \leq 1$ |
| | Colombia code [73]. | $V_m = \min \left[\left(\frac{\sqrt{f_m}}{12} + \frac{v_0}{3} \right) A_w, \frac{\sqrt{f_m}}{6} A_w \right]$ | |
| | San Bartolomé et al. [74]. | $V_m = (0.6v_m \alpha + 0.23v_0) \times A_w$ | |
| Marques et Lourenço [80]. | $V_m = \left[1.0072 + 0.4897v_m + 0.5341v_0 - 0.137 \left(\frac{H_w}{L_w} \right) - 0.9966 \left(\frac{A_m}{A_w} \right) \right] \times A_w$ | | |

La deuxième théorie a été développée par plusieurs chercheurs en se basant sur la théorie d'élasticité élémentaire. Le tableau (I - 6) résume l'ensemble de modèles existants dans la littérature, qui permettent d'estimer la résistance maximale des murs en maçonnerie chaînée par le principe de cette deuxième théorie. Tomažević et Klemenc [46,81] ont proposé un modèle à la base des conditions de contraintes au centre de mur en prenant en considération les forces d'interactions engendrés dans la zone de contact entre le mur et les éléments de confinement. La méthodologie de ce modèle a été, par la suite, élargie par Bourzam et al. [52]. Les auteurs ont également proposé un modèle pour prédire la résistance maximale quand la rupture est régie par les combinaisons bi-axial des contraintes

principales. Sachant que la contribution des effets de goujon engendrés par les barres longitudinales des poteaux a été prise en compte. De plus, Lafuente et al. [82] ont calibré une expression basée de son tour sur la théorie d'élasticité, afin d'approximer leurs résultats expérimentaux. Dans laquelle, la contribution des barres longitudinales de renforcement a été ignorée. Par ailleurs, le code Chinois [83] propose alors une autre formule dans laquelle une nouvelle variable a été définie (V_{em}) qui représente la résistance au cisaillement du panneau de maçonnerie le long des fissures diagonales. Cette formule ne tient en compte que la contribution du poteau intermédiaire du mur. Dans le même sens, Rai et al. [53] à la base des travaux numériques et expérimentaux, ont proposé un modèle qui dépend de degré de confinement, ce qui traduit par le ratio des longueurs de confinements intérieurs de panneau par rapport au périmètre total du mur.

Tableau I-6 : Les modèles analytiques développés à la base de la théorie d'élasticité et autres.

| | Auteurs | Equations | Commentaires |
|---|------------------------------|---|--|
| A la base de la théorie d'élasticité élémentaire. | Tomažević et Klemenc [46,81] | $V_m = \frac{f_m^{t'} A_w}{C_i \beta_s} \left[1 + \sqrt{C_i^2 \left(1 + \frac{\sigma_0}{f_m^{t'}} \right) + 1} \right] + \sum_1^n 0.806 d_i^2 \sqrt{f_c^{c'} f_y}$ | $C_i = 2\alpha_i \beta_s \frac{l_w}{h_w}$ et $\alpha_i = 5/4$ $\frac{a_w}{L_w} = 0.56 ; 0.65$ et 0.85 Pour : $\frac{H_w}{L_w} = 1.21 ; 1.01$ et 0.76 |
| | Lafuente et al. [82]. | $V_m = f_m^{t'} \frac{a_w}{L_w} \left(\frac{H_w}{L_w} + \sqrt{\frac{H_w}{L_w} + 4 + \frac{4\sigma_0}{f_m^{t'}}} \right) \times A_w$ | $R_{rv,d} = \max\left(\frac{2}{3} R_{cb}, \frac{1}{3} R_{cb} + R_{st}\right)$ (R_{cb}) : Est la réaction du béton, et est estimée par la résolution de l'équation suivante : |
| | Bourzam et al. [52]. | $V_m = A_w \frac{f_m^{t'}}{\beta_s} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_m^{t'}} + 1} + \sum_{i=1}^n R_{rv,d(i)}$ $V_m = A_w \frac{f_m^{t'}}{\beta_s} \sqrt{f_m^{t'2} + \sigma_0 f_m^{t'} \left(1 - \frac{f_m^{t'}}{f_m^{c'}} \right) - \sigma_0^2 \frac{f_m^{t'}}{f_m^{c'}}} + \sum_{i=1}^n R_{rv,d(i)}$ | $\frac{0.256}{f_c^{c'} d_l} R_{cb}^2 + \frac{2f_{yt} A_{st}}{f_c^{c'} d_l} R_{cb} - \frac{16f_{yt} A_{st} S_t + \pi d_l^3 f_y}{32} = 0$ $R_{st} = f_{yt} A_{st}$ (η_c) : Facteur de confinement Egale à 1 pour un espacement entre poteaux supérieur à 2.8m et 1.1 dans le cas échéant. |
| Autres théories | Chinese code [83]. | $V_m = [\eta_c V_{em} (A_w - A_{tcn}) + \xi_n f_c^{t'} A_{tcn} + 0.08 f_y A_{sn}]$ | (ξ_n) : Facteur de participation du poteau intermédiaire. 0.5 pour un seul poteau et 0.4 ailleurs. $(l_{i,t})$: longueur du contact du confinement considéré. |
| | Rai et al. [53]. | $V_m = R_{nc} \left(2.15 + 0.7 \left(\frac{l_{i,t}}{P} \right) \right)$ | (R_{nc}) : résistance de la maçonnerie sans confinement. (P) : Périmètre total de confinement. $V_{em} = \frac{V_{m0}}{1.2} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{V_{m0}}}$ |

I.2.3.2. La résistance latérale des murs en maçonnerie de remplissage

A cause de l'interaction portique/panneau, la résistance latérale d'un portique avec un mur de remplissage en maçonnerie est différente de celle d'un portique vide ou d'un panneau de maçonnerie seul ou de la somme simple des deux [55]. Mehrabi et al. [13] ont démontré par une étude expérimentale que cette résistance est régie par le mécanisme d'interaction panneau/portique ainsi que le mode de ruine développé. Plusieurs méthodes simples ont été par la suite proposées dans la littérature afin d'estimer d'une manière simple la résistance latérale tout en considérant un seul mécanisme d'interaction portique/panneau. Stafford Smith [49], Fiorato et al. [43] et Liauw et Kwan [50], ont adopté le concept de la diagonale équivalente en utilisant une seule diagonale pour simuler cette interaction [13]. Ultérieurement, Schmidt [84] a introduit une diagonale supplémentaire pour tenir en compte le mode de ruine par cisaillement du poteau [13]. Par ailleurs, Wood [85] a estimé la résistance ultime par une analyse plastique en adoptant un critère de rupture des panneaux de maçonnerie en brique [13]. Liauw et Kwan [50] ont simplifié cette technique en considérant quatre modes de ruine. Ils ont également introduit des rotules plastiques à la structure [13]. Néanmoins, tous les modèles mentionnés ci-dessous sont des analyses simples se basant sur un ou quelques mécanismes. Ils sont loin de simuler à la fois tous les mécanismes de ruine. De plus, ils sont limités et ne permettent pas d'estimer correctement la résistance de ce type de structures.

I.2.3.2.1 La charge de fissuration

La charge de fissuration d'un portique avec remplissage en maçonnerie est définie par la charge associée à l'apparition de la première grande fissure diagonale dans le panneau [13]. Elle est considérée d'après Fiorato et al. [86] comme étant la résistance au cisaillement de l'ensemble. Les auteurs ont remplacé le panneau par deux éléments diagonaux et verticaux liés aux milieux par une rotule (Fig. I. 2. 3) [87].

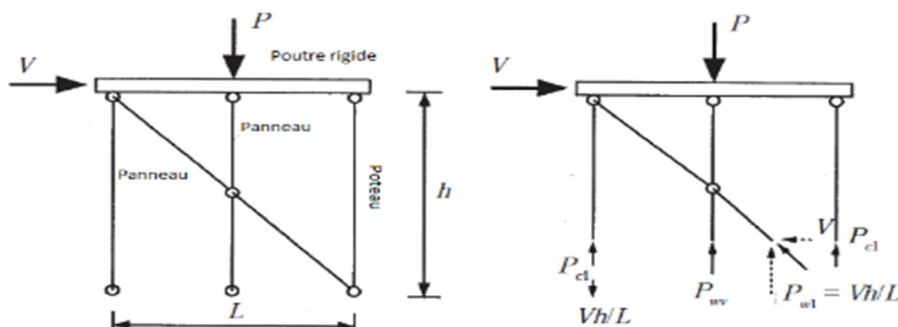


Fig. I. 2. 3 : Le modèle proposé par Fiorato et al. [86] pour le calcul de la charge de fissuration [87].

En supposant que la poutre est infiniment rigide, Fiorato et al. [86] ont exprimé la charge de fissuration (V_f) par le concept du critère de Mohr-Coulomb comme il est noté par la formule (1-12).

$$V_f = CL_w t + \mu_0 P_w \quad (1-12)$$

Avec :
$$P_w = P_{wv} + P_{wl}$$

En outre, les auteurs ont supposé que la charge latérale engendre une force de compression dans la diagonale et que la charge verticale est à distribuer sur le panneau et les deux poteaux en fonction de leurs rigidités axiales [87]. En conséquent, ils ont exprimé (P_{wv}) et (P_{wl}) par :

$$P_{wv} = \frac{PA_w}{A_w + 2A_{eeq}} \quad P_{wl} = \frac{V_f h}{L}$$

Avec :
$$A_w = L_w t ; \quad A_{eeq} = A_c \frac{E_c}{E_w} ; \quad A_c = h_c b_c + A_s \left(\frac{E_s}{E_c} - 1 \right)$$

Sachant que (E_s) et (A_s) sont respectivement la surface et le module d'élasticité des barres d'armature, (h_c), (b_c) et (A_c) sont l'épaisseur, la largeur et la surface du poteau et (A_{eeq}) représente la surface équivalente du poteau en maçonnerie. Par la substitution, la charge de fissuration d'un portique en béton armé rempli par panneau de remplissage en maçonnerie est exprimée selon le modèle de Fiorato et al. [86] par la formule (1-13) suivante :

$$V_f = C + \frac{\frac{\mu_0 P}{A_w + 2A_{eeq}}}{1 - \frac{\mu_0 h}{L}} A_w \quad (1-13)$$

1.2.3.2 La charge d'écrasement

Mehrabi et Shing [87] ont adopté le concept de la diagonale équivalente afin de déduire la charge de l'écrasement d'un mur de remplissage en maçonnerie dans un portique en béton armé. Les auteurs ont pour cela noté l'expression (1-14), sachant que (f'_m) représente la résistance de compression de la maçonnerie et (w) la largeur effective de la diagonale.

$$V_{ec} = w t f'_m \cos \theta \quad (1-14)$$

NB : La largeur effective de la diagonale est à obtenir par l'une des expressions mentionnées précédemment dans le Tableau (I - 4).

1.2.3.3 La résistance résiduelle du panneau fissuré

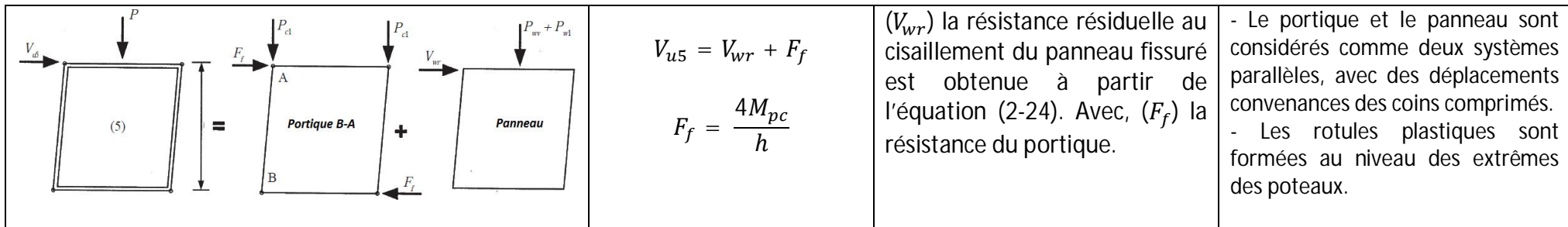
D'après [13,87], la fissuration de panneau conduit à une diminution de frottement et perte de cohésion. Par conséquent, la résistance au cisaillement résiduelle du panneau (V_{rpf}) est exprimée par la formule (1-15) sachant que (μ_r) représente le coefficient de frottement résiduel des joints de mortier. (À déterminer par des tests de cisaillement direct sur le joint).

$$V_{rpf} = \frac{\frac{\mu_r P}{A_w + 2A_{eeq}}}{1 - \frac{\mu_r h}{L}} A_w \quad (1-15)$$

La résistance au cisaillement résiduelle d'un portique avec un panneau fissuré est déduite en fonction du mécanisme de ruine développé. Les mécanismes les plus communs rapportés dans les travaux de Mehrabi et al. [13,87] sont résumés dans le tableau (I-7) suivant ainsi que leur formule correspondante :

Tableau I-7 : Les modes de rupture les plus communs d'après Mehrabi et al. [13,87] et leurs formules correspondent.

| Le mécanisme N°= | Les expressions associées | Définition des paramètres | Commentaires |
|------------------|---|---|---|
| <p>(1)</p> | $V_{fr1} = V_{wr} + F_{ee} + F_{et}$ $\sum M(x)_{/A} = 0 \Rightarrow F_{et} = \frac{4M_{pet}}{h}$ $\sum M(x)_{/D} = 0 \Rightarrow F_{ee} = \frac{4M_{pc}}{h}$ | <p>- F_{ee} et F_{et} : les forces de résistance dans les poteaux.</p> <p>- (M_{pet}) est le moment plastique développé dans le poteau en considérant l'effet de la force axiale [13,87].</p> | <p>- (V_{u1}) est régie par les rotules plastiques placées à l'extrémité et à mi-hauteur de chaque poteau.</p> <p>- Pour le calcul de (M_{pc}) on néglige la charge de compression axiale pour la simplicité.</p> |
| <p>(2)</p> | $V_{fr2} = V'_{wr} + F_{ee} + V_{et}$ $V'_{wr} = \frac{\mu_r P}{A_w + 2A_{ceq}} A_w$ $1 - \frac{\mu_r h}{2L}$ $V_{et} = 0.8V_{cs} + V_{cc}$ | <p>- (V_{cs}) et (V_{cc}) les résistances au cisaillement dans le poteau fournies respectivement par les barres de renforcement et le béton [13,87].</p> <p>- (F_{ee}) est défini précédemment dans le mécanisme 1.</p> | <p>- Seulement la moitié de la force diagonale est considéré pour le calcul de la résistance résiduelle au cisaillement au niveau de la fissure horizontale (V'_{wr}).</p> |
| <p>(3)</p> | $\sum M(x)_{/A} = 0 \Rightarrow f'_m t \frac{y^2}{2} = 2M_{pc}$ $\Rightarrow y = \sqrt{\frac{4M_{pc}}{f'_m t}}$ <p>Avec l'équilibre du tronçon AB et posant : $m_c = \sqrt{\frac{4M_{pc}}{f'_m t h^2}}$</p> $V_{fr3} = m_c f'_m t h c$ | <p>- (y): la longueur de contact pour laquelle la maçonnerie atteint la résistance d'écrasement avec une distribution uniforme et des rotules plastiques développées aux extrémités des poteaux et au point B.</p> | <p>- Ce mécanisme, est basé sur la méthode d'analyse plastique proposée par Liauw et Kwan [50].</p> <p>- Aucun transfert significatif des efforts de cisaillement entre la poutre et le panneau ne sera considéré.</p> |
| <p>(4)</p> | $\sum M(x)_{/A} = 0 \Rightarrow$ $V_{fr4} = \frac{2}{3} f'_m t \alpha h + 2F_e$ $= \left(m_c^2 + \frac{2\alpha}{3} - \frac{\alpha^2}{2} \right) f'_m t h$ | <p>- (α) le rapport entre la longueur de contact et la hauteur du portique.</p> <p>- La longueur de contact est approximée par l'analogie de la poutre en élasticité par l'équation (2-9), de Stafford Smith [49].</p> <p>- (F_c) c'est la force de cisaillement dans chaque poteau.</p> | <p>- La maçonnerie atteint la résistance limite aux coins comprimés du panneau.</p> <p>- La contrainte de contact à l'interface poteau-panneau a une distribution parabolique le long de la surface de contact (αh) avec une valeur maximale (f'_m) dans le coin.</p> |



1.2.4. Conclusion

Les différentes méthodes présentées dans la partie précédente permettent d'étudier le comportement global et la réponse approximative des portiques avec mur de remplissage en maçonnerie. Elles sont principalement exprimées dans le domaine élastique. Ce sont des expressions analytiques simples pouvant être utilisées sur des portiques simples en estimant leurs capacités et rigidités latérales. Elles donnent une idée sur le comportement, mais la contribution de la charge axiale, les forces développées à l'interface béton/maçonnerie et la présence des ouvertures sont des paramètres ignorés dans ces méthodes. A cet effet, elles sont relativement loin de représenter le comportement réel de ces structures, notamment la présence des phénomènes locaux, particulièrement les fissures.

I.3. Les modèles Numériques

I.3.1. Introduction

Les récents développements sur le plan numérique permettent la modélisation des structures étudiées. Parmi les méthodes efficaces au traitement de ce type de problèmes, la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des éléments discrets (MED) qui sont présentées par la suite.

La méthode des éléments discrets est conçue pour des problèmes dans lesquels un nombre important de discontinuités intervient. Son application à la maçonnerie est un cas particulier. Elle est utilisée pour définir les caractéristiques mécaniques moyennes d'un matériau hétérogène par la technique d'homogénéisation. L'avantage majeur de cette méthode est son efficacité par rapport au coût de calcul. En ce qui concerne les maçonneries, elle est tout à fait apte à prendre en compte des mécanismes de ruines en grandes transformations. Les inconvénients de cette méthode tiennent pour la plupart aux choix qui sont faits pour privilégier l'efficacité numérique : inconvénients des schémas explicites, pertinence des lois de contact et sensibilité aux méthodes de régularisation [88]. De plus, elle sera pertinente pour les maçonneries de bloc pleins, pour lesquelles la rupture est essentiellement constatée au niveau des joints.

Dans la méthode des éléments finis, les unités (pierres, briques, ...) se modélisent généralement par des éléments volumiques (déformables) et les joints de mortier par des éléments d'interface. Cette méthode offre une représentation des modes de ruine par traction, compression et cisaillement à la fois ainsi que des lois d'interfaces plus sophistiquées en permettant à une description plus fine des phénomènes dissipatifs aux joints. La difficulté de la mise en œuvre numérique liée à la convergence du calcul est l'inconvénient principal de cette méthode, notamment dans le domaine de la maçonnerie. Mais son avantage est de pouvoir modéliser des maçonneries pour lesquelles la rupture peut intervenir aussi bien au niveau des joints qu'au sein des briques.

Pour cette dernière raison, l'outil de calcul choisi ici est la méthode des éléments finis. Depuis de nombreuses années, plusieurs travaux sont engagés dans la littérature afin d'étudier le comportement des murs en maçonnerie sous différentes sollicitations. D'après les travaux de Bicanic et al. [89], on peut adopter deux approches de modélisation de ce type des structures : une approche par macro-modélisation, et une approche par micro-modélisation.

I.3.2. Approche par macro-modèles

Cette approche contient des modèles simples, qui consistent généralement à représenter le panneau de maçonnerie par une ou plusieurs diagonales équivalentes. Grâce à leur simplicité, ces modèles permettent d'étudier des structures à grande échelle. Ils permettent d'obtenir la résistance, la rigidité et l'effet des panneaux sur la structure porteuse. Par ailleurs, beaucoup de chercheurs reconnaissent qu'une bielle de compression

se forme dans le panneau de remplissage en maçonnerie sous des charges latérales (Fig. I. 3.1). El Razik et al. [90], démontrent l'apparition de cette bielle à l'aide d'une analyse par éléments finis.

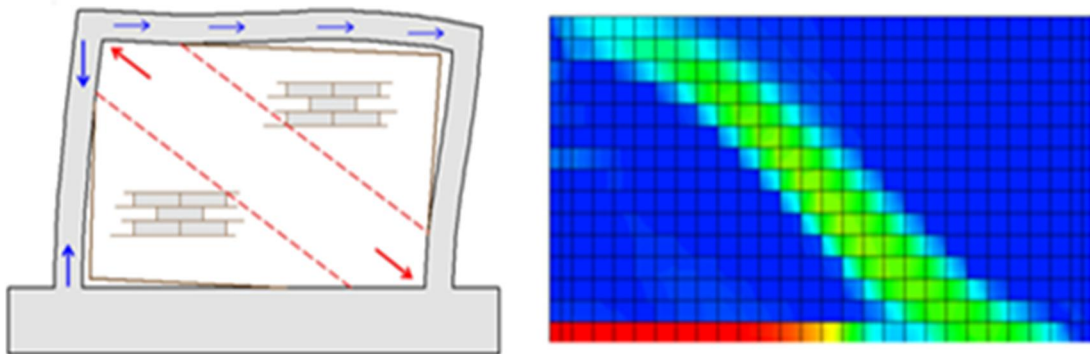


Fig. I. 3. 1 : La forme de la bielle de compression [91].

Le modèle de la diagonale équivalente est le plus simple et le plus approprié en terme de simplicité. Il est initialement proposé par Polyakov [58] à la base des phénomènes observés telle que le glissement et la séparation entre le panneau et le portique (Paragraphe I. 2. 2). Ce modèle représente le panneau de maçonnerie par un élément fini poutre (ou barre) à deux nœuds en reliant les deux coins comprimés du panneau (Fig. I. 3. 2 - a). Mais l'usage de ce type de modèle implique la détermination correcte de la largeur de cette diagonale. (Tableau I - 4).

Flanagan et al. [92] concluent que le modèle à une seule diagonale ne peut représenter correctement les efforts de compression et de traction à la fois. Ce qui conduit à une mauvaise distribution des efforts internes dans les éléments de la structure, et notamment lors des sollicitations de traction – compression intervenant sous des charges cycliques. Plusieurs auteurs recommandent l'emploi de deux diagonales croisées, de sorte que chacune soit activée seulement sous la compression. Ils proposent que ces diagonales possèdent la moitié de la largeur de la diagonale initiale (Fig. I. 3. 2- b). Cette disposition mène également à une modification de la distribution des efforts internes, en particulier l'effort axial dans les poteaux [11].

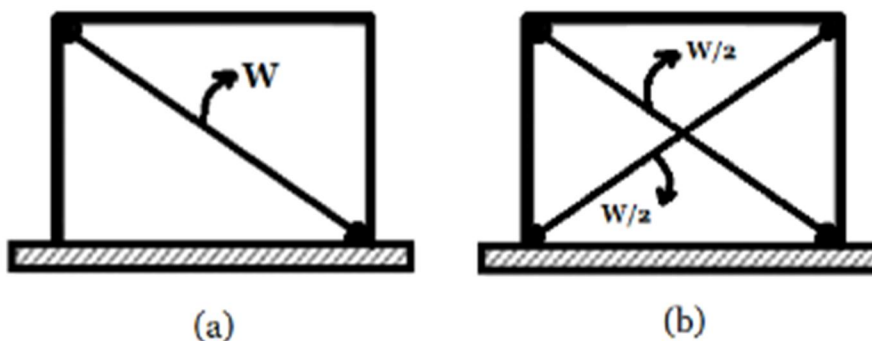


Fig. I. 3. 2 : (a) Le modèle d'une seule diagonale équivalente – (b) modèle avec une seule diagonale pour des chargements réversibles.

Reflak et Fajfar [93], Saneinejad et Hobbs [94], Buonopane et White [95] indiquent également que le modèle à une seule diagonale néglige les effets locaux dus à l'interaction panneau/portique, conduisant à une mauvaise distribution des moments fléchissant et des efforts de cisaillement dans les éléments de portique. C'est pour cette raison que d'autres macro-modèles plus compliqués sont proposés par plusieurs chercheurs basés sur le même concept mais avec un certain nombre de diagonales [96], (Klinger et Bertero [97], Chrysostomou [98], Crisafulli [11], Doudoumis et al. [99]).

Dans ce contexte, Klinger et Bertero [97] proposent le modèle à deux diagonales comportant des règles hystérétiques. Ce modèle, par conséquent, est capable de simuler l'adoucissement et la dégradation cyclique de rigidité. De manière similaire, Doudoumis et al. [99] proposent un modèle capable de simuler la perte cyclique de résistance via une loi de comportement caractérisée par un comportement élastique suivi d'un palier horizontal correspondant à la résistance maximale puis par un adoucissement jusqu'à la ruine [11]. Par ailleurs, Chrysostomou [98] utilise un modèle de trois diagonales dans chaque direction pour tenir compte de la dégradation de résistance et de la rigidité (Fig. I. 3. 4 - a). L'auteur indique que cette disposition, sous des sollicitations sismiques, mène à une adéquate représentation tout en simulant l'effet de l'interaction panneau/portique [96]. Crisafulli [11] propose, dans le même sens, des modèles à plusieurs diagonales (Fig. I. 3. 3). A partir d'une comparaison à un modèle d'éléments finis, l'auteur conclut que le modèle en double diagonales est capable de simuler l'effet local à l'interaction panneau/portique.

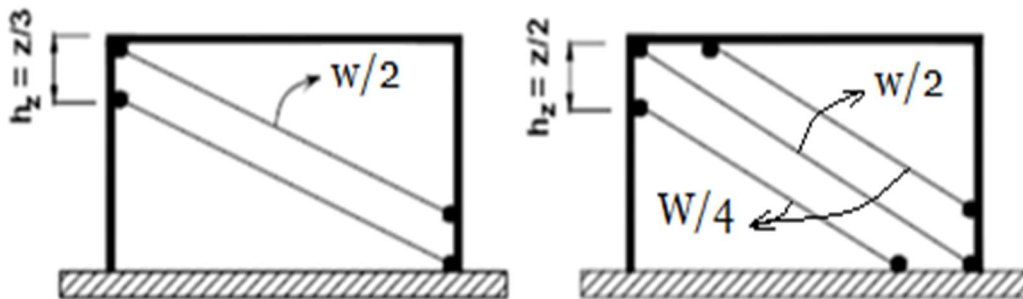


Fig. I. 3. 3 : Les modèles à plusieurs diagonales proposés par Crisafulli [11].

En 2007 Crisafulli et Carr [100], proposent un nouveau macro-modèle formé par un rectangle à quatre nœuds (Fig. I. 3. 4 - b). L'élément se compose par deux diagonales parallèles et un ressort de cisaillement dans chaque direction. Cette configuration lui a permis de simuler séparément le comportement en compression et en cisaillement.

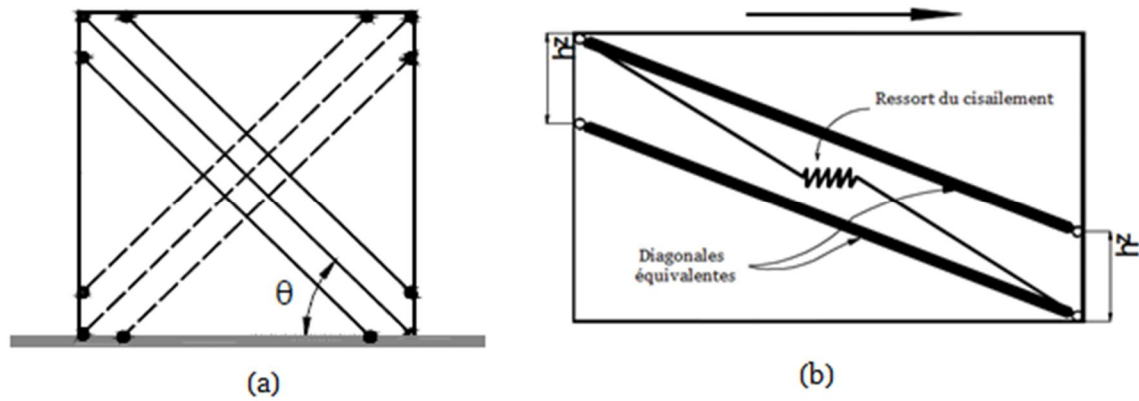


Fig. I. 3. 4 : (a) le modèle par six diagonales proposé par Chrysostomou [96,98] – (b) Multi diagonales modèle proposé par Crisafulli et Carr [100].

- **La définition du modèle constitutif**

La définition du modèle constitutif (courbes charge-déplacement et contrainte-déformation) est une étape importante pour obtenir le comportement réel de l'élément. Dans le but de simuler le comportement de l'élément diagonal en remplacement du panneau, Combescure [101] propose un modèle à quatre branches (Fig. I. 3. 5). La première correspond au comportement avant la fissuration d'élément, tandis que la deuxième présente la dégradation de la rigidité sous l'effet de la progression des fissures. Ensuite, la troisième branche est un palier horizontal représentant la résistance ultime du panneau qui se termine par le début de la rupture de l'élément. L'auteur définit par la suite une quatrième branche adoucissante afin de simuler l'effondrement du panneau jusqu'à sa valeur résiduelle [55].

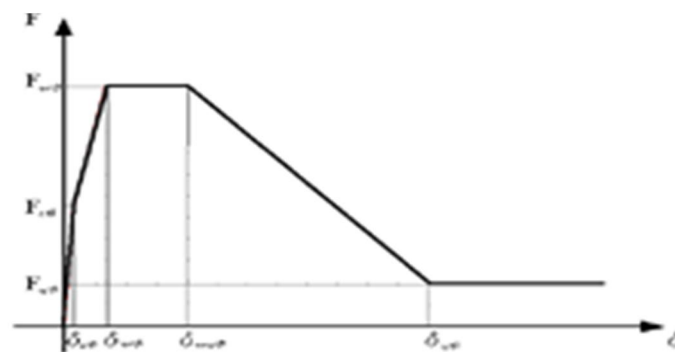


Fig. I. 3. 5 : La courbe contrainte-déformation pour le modèle diagonale équivalente proposée par Combescure [55,101].

Dans le cas d'une analyse cyclique ou dynamique, le modèle constitutif doit être adapté afin de décrire correctement le comportement du panneau sous les différentes phases de chargement (chargement – déchargement – rechargement). Dans ce contexte, plusieurs règles hystérétiques sont définies en reliant le comportement du panneau, dans un état donné, par les déformations actuelles et d'autres paramètres associées au cycle précédent [11]. Klingner et Bertero [97], définissent trois modèles hystérétiques caractérisés par deux branches. Une première branche linéairement croissante suivie par une deuxième

branche exponentielle décroissante (Fig. I. 3. 6). Dans ces modèles, les auteurs négligent la résistance à la traction et ils supposent en outre que le déchargement suit constamment une branche linéaire avec la même rigidité initiale, et que la dégradation de la rigidité est considérée uniquement dans la phase de rechargement [11].

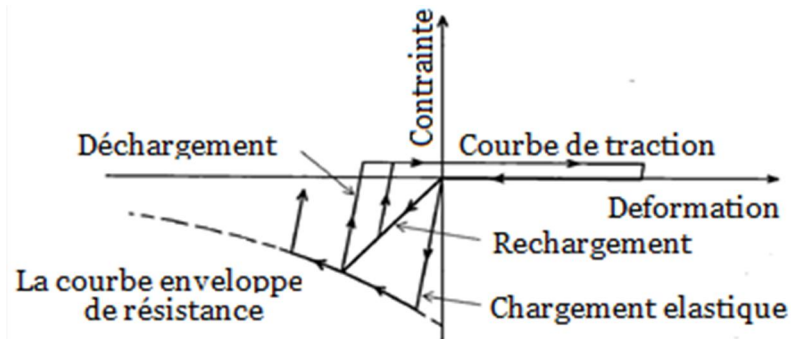


Fig. I. 3. 6 : Le comportement hystérétique de la diagonale proposé par Klingner et Bertero [11,97].

Crisafulli [11] développe dans les travaux de sa thèse un modèle capable de décrire l'ensemble des modes de ruine les plus communs. Il approxime la courbe enveloppe de la maçonnerie en compression à l'expression proposée par Sargin et al. [102] pour le béton. Une expression non linéaire est alors utilisée pour représenter la phase de déchargement (Fig. I. 3. 7 - a). L'avantage de cette expression est qu'elle a la possibilité d'adapter les pentes des extrémités selon la phase précédente. L'auteur a aussi utilisé les expressions empiriques proposées par Subramaniam et Sinha [103] pour évaluer la déformation plastique associée à la fin de déchargement. Les deux courbes illustrées sur la figure (I. 3. 7 - b) sont définies pour décrire la phase de rechargement. Sachant que, la première commence par le point $(\epsilon_{pl}, 0)$ et se termine par le point intermédiaire (ϵ_{ch}, f_{ch}) et la deuxième par ce dernier jusqu'à l'enveloppe de la courbe [40].

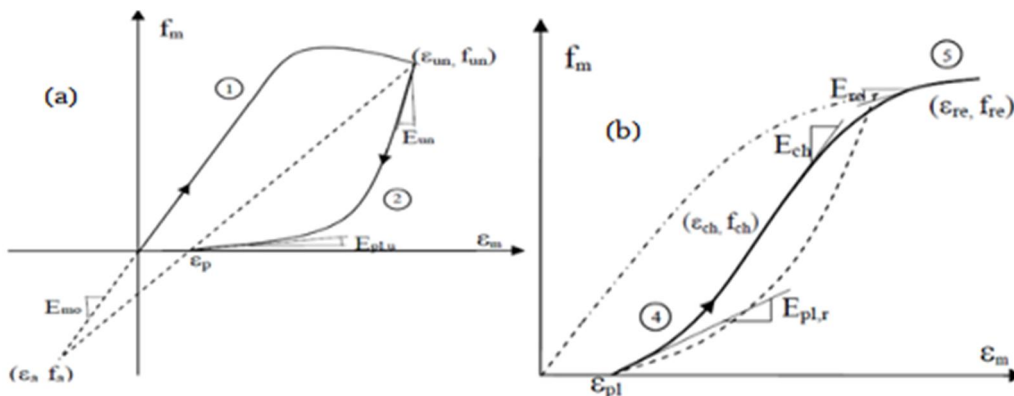


Fig. I. 3. 7 : (a) La courbe de déchargement ; (b) La courbe de rechargement, proposées par Crisafulli [11].

En ce qui concerne le comportement en traction, Crisafulli [11] adopte deux cas (Fig. I. 3. 8). Le premier est associé à un chargement commençant par un cycle de traction dont le comportement est linéaire et se caractérise par une pente égale au module de Young initial de la compression. Après le pic, la résistance à la traction dans les cycles suivants est

négligée. Le deuxième cas considéré est lorsque le chargement commence par un cycle de compression, Crisafulli [11] prend en considération la dégradation de la résistance et de la rigidité. L'auteur suppose que la résistance à la traction devient négligeable après que la déformation plastique atteint la valeur de la déformation correspondante à la résistance de compression [11].

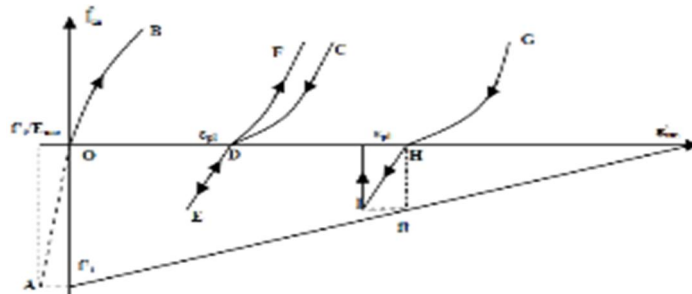


Fig. I. 3. 8 : Le comportement hystérétique du panneau sous la traction d'après la proposition de Crisafulli [11,40].

Le modèle décrit ci-dessous (Fig. I. 3. 9) est capable de simuler le comportement au cisaillement quand la ruine se produit le long des joints de mortier. Crisafulli [11] suppose pour ce cas que le comportement est élastique linéaire avant d'atteindre la résistance maximale au cisaillement. Le déchargement ou/et le rechargement sont aussi supposés élastiques. (Fig. I. 3. 9). L'auteur suppose alors que la structure résiste au cisaillement uniquement par le mécanisme de frottement après atteinte la résistance maximale et la perte de cohésion [11,40].

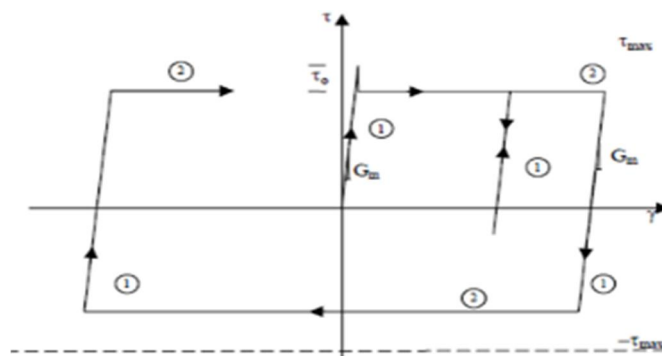


Fig. I. 3. 9 : La loi de comportement de cisaillement adopté par Crisafulli [11,40].

I.3.3. L'approche par micro-modèles

L'approche par micro-modèles est limitée à étudier des petites structures telles que les spécimens de laboratoire ou des petits volumes élémentaires représentatifs de la maçonnerie. Elle a pour but de comprendre le comportement détaillé, ainsi que les phénomènes locaux associés à ce type de structures. La difficulté rencontrée lors de l'emploi de ces modèles est liée à plusieurs facteurs telles que l'anisotropie, les formes et les dimensions des blocs, l'épaisseur du mortier, les propriétés intrinsèques des blocs et du mortier, la disposition des joints d'assise et des joints verticaux etc... Dans cette approche (la micro-modélisation détaillée) le milieu est modélisé en distinguant trois parties : les briques,

le mortier et les interfaces. D'après Bicanic et al. [89], chaque composant se modélise par un milieu continu régi par sa propre loi tout en prenant en compte l'ensemble de paramètres de frottement, raideur, ouverture etc... Les briques peuvent être modélisées par une loi élastique simple (Page [104]) ou par une loi d'endommagement précise (Reyes et al, [105]). Tandis que, le mortier est considéré comme un milieu continu attaché aux briques par des éléments interfaces (Fig. I. 3. 10).

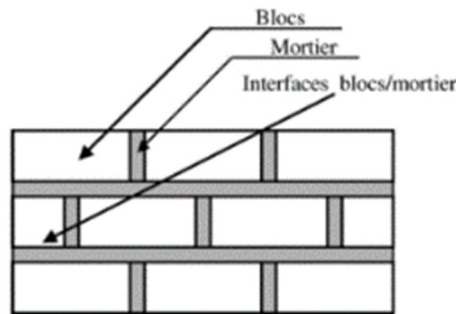


Fig. I. 3. 10 : La discrétisation du milieu par l'approche micro-modélisation détaillée [106].

Une simplification proposée par Lourenço [30] correspond une nouvelle approche dite micro-modélisation simplifiée. Elle consiste alors à utiliser des éléments interface avec une épaisseur nulle pour représenter les joints de mortier. Par conséquence, la géométrie de chaque élément brique est prolongée jusqu'au centre du joint de mortier de façon que le volume global soit identique (Fig. I. 3. 11). D'une autre façon, le milieu est modélisé en distinguant uniquement deux parties : les briques et les interfaces, dont le comportement du mortier est inclut dans la loi d'interface [106]. Parmi les travaux adoptant cette simplification ceux de Sutcliffe et al. [107] et Cruz-Diaz et al. [108]. C'est cette approche de modélisation qui sera retenue dans la suite de ces travaux.

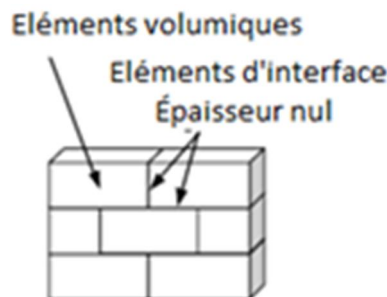


Fig. I. 3. 8 : La discrétisation du milieu par l'approche micro-modélisation simplifiée [106].

I.3.3.1. Les techniques de la micro modélisation

I.3.3.1.1. Les unités de maçonnerie

Page [104] est parmi les premiers utilisateurs de la micro-modélisation dans le domaine des maçonneries, il considère les blocs de la maçonnerie comme étant des éléments élastiques isotropes. Cruz-Diaz [109] propose par la suite, l'emploi en mode bidimensionnel d'un modèle homogène anisotrope dommageable. Lourenço et Ramos [110] introduisent le comportement inélastique prenant en compte la rugosité de la surface.

Oliveira et Lourenço [19] utilisent des éléments plans continus à huit nœuds avec des points d'intégrations de Gauss.

Dans les travaux de Mehrabi et al. [13], Mehrabi et Shing [87], et Al-Chaar et al. [111], des éléments Smeared Crack à quatre nœuds en représentant les unités de maçonnerie sont employés. Dawe et Seah [112] utilisent des éléments élastiques rectangulaires tout en limitant leurs résistances en cisaillement et en traction. Ces éléments sont séparés au milieu par des joints virtuels afin de simuler leur rupture par traction [112,113] (Fig. I. 3. 12 - b).

Liauw et Kwan [50] emploient des éléments triangulaires en état plan de contraintes. Un comportement fragile linéaire isotrope avant fissuration et anisotrope en présence des fissures est attribué à ces éléments. Les auteurs supposent que la raideur normale et la raideur tangentielle dans une fissure ouverte sont nulles et ils se restaurent après sa fermeture. Le matériau après la fissuration d'après [50] résiste au cisaillement uniquement par le mécanisme de frottement. Dans la même idée, Baloevic et al. [114] approxime la discrétisation spatiale de la structure par un état plan de contraintes en modélisant les unités de la maçonnerie par des éléments coques à 8 nœuds (Fig. I. 3. 12 - a).

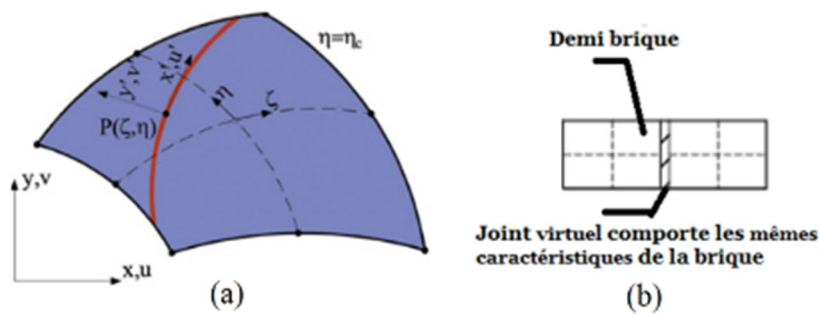


Fig. I. 3. 9 : (a) L'élément coque utilisé par Baloevic et al. [114]. (b) Le modèle proposé par Lin et al. et Dawe et Seah [112,113].

Krstevska et Ristic [115], développent un micro modèle dans lequel la structure est discrétisée par des composants non-linéaires discrets (NDC-nonlinear discrete components), chaque unité de maçonnerie est alors représentée par six éléments de type ressorts non linéaires (Fig. I. 3. 13).

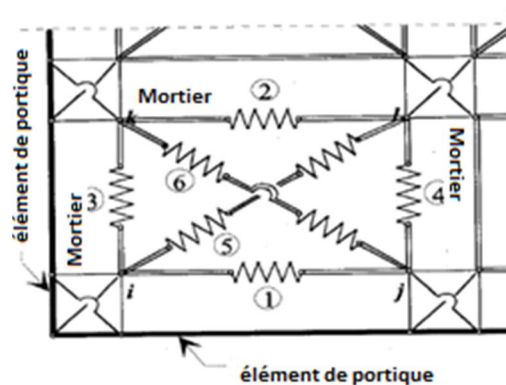


Fig. I. 3. 10 : Le modèle adopté par Krstevska et Ristic [115] Six éléments ressorts axiaux non linéaires pour représenter les unités de maçonnerie.

• **Les modèles constitutifs adoptés pour les unités de maçonnerie**

Mehrabi et al. [13] utilisent le modèle Smeared Crack développé par Lotfi et Shing [116] dans lequel, le matériau, avant la fissuration, est simulé par un modèle de plasticité basé sur le tenseur déviateur J_2 avec une loi isotrope (durcissement/adoucissement). Les auteurs mettent comme indicateur de fissuration, une combinaison du modèle plastique précédent et le critère de Rankine traction Cut-Off. A savoir, le critère de rupture adopté par les auteurs, est défini en fonction des contraintes principales (Fig. I. 3. 14 - a). En outre, la déformation isotrope (adoucissement / durcissement) se gouverne par la contrainte effective dont la courbe associée est représentée sur la figure (I. 3. 14 - b).

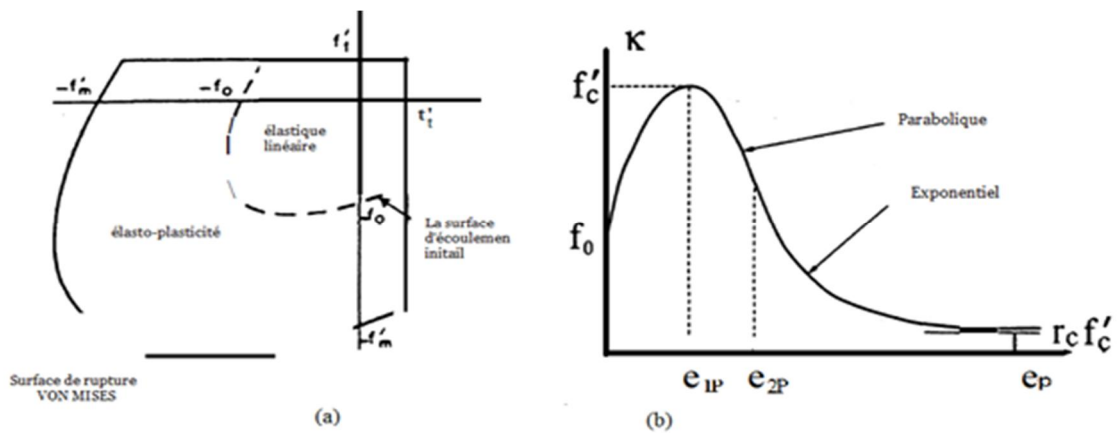


Fig. I. 3. 11 : (a) Le critère de rupture Von Mises ; (b) La courbe contrainte effective-déformation plastique [13].

Lorsqu'une des contraintes principales atteint la résistance maximale à la traction, la fissure se produit perpendiculairement au plan de cette contrainte et le matériau fissuré devient orthotrope selon les axes n-t de cette fissure [13]. Par ailleurs, la variation des contraintes de traction ainsi que la rigidité avant et après fissuration s'illustre sur la figure (I. 3. 15 - a). Les auteurs supposent en outre que le comportement en compression dans la direction parallèle au plan de la fissure, est régi par une loi adoucissante/durcissante non-linéaire (Fig. I. 3. 15 - b). Cette courbe est similaire à celle utilisée pour le comportement plastique en compression uni-axiale de matériau non fissuré [13].

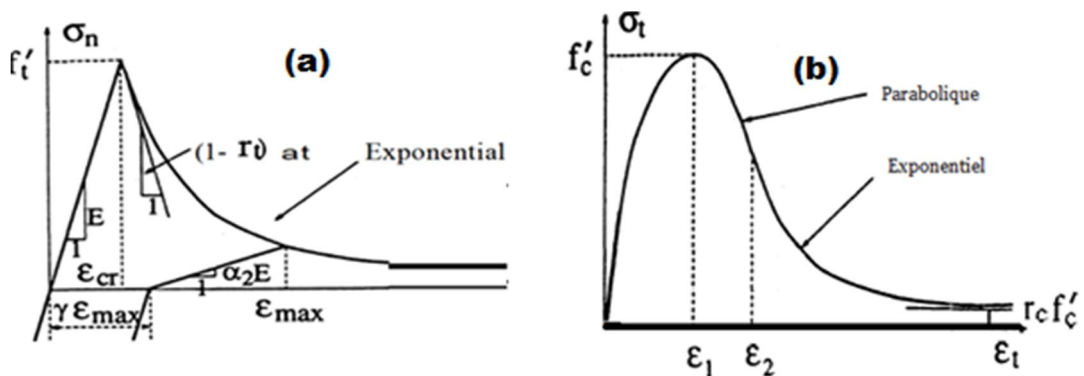


Fig. I. 3. 12 : (a) : La variation de la contrainte et la rigidité de traction en fonction de déformation ; (b) : Le comportement des matériaux non fissurés sous une contrainte uni-axiale [13].

Sanchez T. [117] a adopté dans sa thèse, un modèle capable de simuler les modes de ruine en compression, traction par cisaillement et en compression par cisaillement. L'auteur [117] prend en considération la résistance à la traction des unités de maçonnerie en adoptant un critère de Rankine. Il a en outre adopté une loi d'écoulement associé pour exprimer l'incrément de vecteur de déformation plastique et l'hypothèse de Koiter [118] pour gérer le durcissement de la déformation. La figure (I. 3. 16 - a et b) présente respectivement la fonction de la surface d'écoulement adoptée ainsi que la courbe contrainte-déformation traduisant le comportement linéaire jusqu'à la valeur de pic et par la suite l'adoucissement jusqu'à la déformation ultime (ϵ_{ult}).

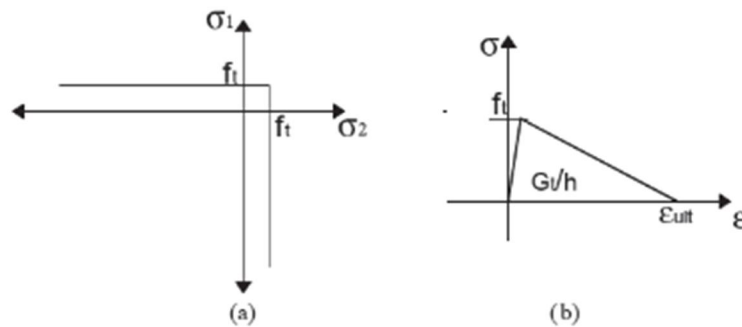


Figure I. 3. 136 : (a) Le critère adopté par [117], (b) La loi de comportement adoptée pour la maçonnerie d'après Sanchez T. [117].

Dans le même contexte, Baloevic et al. [114] adoptent un modèle orthotrope en compression et en traction, pour représenter les unités de maçonnerie (Fig. I. 3. 17). Pour simuler la rigidité en traction de la maçonnerie après la fissuration, les auteurs utilisent le modèle de fissuration du béton tout en supposant que les fissures restent dans le plan horizontal et/ou vertical. Ils supposent ainsi que la fissure fermée transmet les contraintes de compression comme étant une maçonnerie homogène. La rigidité est supposée, dans ce modèle, négligeable après la réouverture des fissures et nulle après l'écrasement par compression de la maçonnerie.

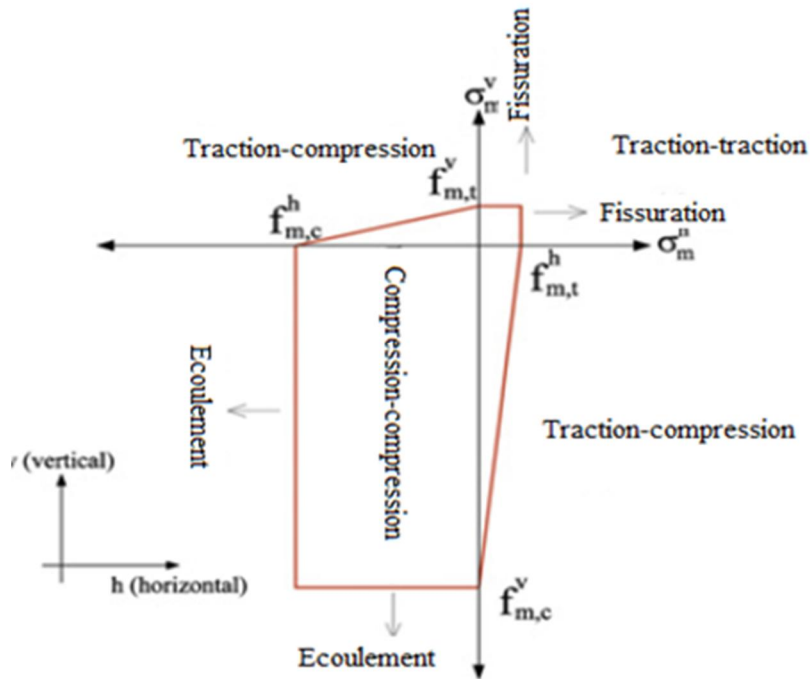


Fig. I. 3. 14 : Le modèle orthotrope adopté pour la maçonnerie par Baloevic et al. [114].

I.3.3.1.2. Les interfaces

Plusieurs lois et éléments finis ont été utilisés dans la littérature afin de simuler le comportement des zones de contact dans la maçonnerie. Rahman et Anand [119] ainsi Lourenço et Ramos [110] adoptent le critère de Mohr-Coulomb. Cruz Diaz [109] utilise le modèle élasto-plastique « joint Coulomb » intégré dans le code Cast3m. En plus, Oliveira et Lourenço [19] utilisent deux éléments linéaires adjacents à trois nœuds avec intégration de Lobatto. Dans le même sens, Li et al. [120] utilisent des paires de contacts, par lesquels les auteurs simulent la résistance et la rupture des interfaces. En outre, Al-Chaar et al. [111] adoptent des éléments d'interfaces régis par la combinaison de critères de Coulomb en frottement, Cut-off en traction, et le mode Cap en compression. Par ailleurs, Eshghi et Pourazin [121] trouvent des bons résultats en utilisant des éléments d'interfaces implémentés dans le code DIANA. Doudoumis [99] utilise la loi de frottement sec de coulomb et les conditions de contacts unilatéraux. De plus, Lin et al. [113] et Lourenço et al. [122] emploient un élément interface sous forme d'une ligne (CL12I) pour prendre en compte les effets non-linéaires dans la maçonnerie.

Depuis les observations notées par Yow et Goodman [123], Amadei et al. [124], Wibowo et al. [125] et Lotfi et Shing [126]. Mehrabi et al. [13] développent un modèle d'interface dans lequel le durcissement sous la compression est supposé comme étant un phénomène élastique sans dilatation. Par contre, dans le régime plastique, la dilatation globale de l'interface correspond à la somme de sa compaction normale et de sa dilatation géométrique. Dans la phase élastique, la réponse est gouvernée par : $\sigma = D^e d^e$ avec (D^e) est la matrice diagonale des constantes élastiques (D_{nn}, D_{tt}). Les auteurs supposent que la rigidité de cisaillement (D_{tt}) est constante et que la rigidité normale (D_{nn}) est constante en traction, mais variante en fonction de sa fermeture en compression. Concernant la phase

plastique, la réponse est gouvernée par : $\dot{\sigma} = D^e(\dot{d} - \dot{d}^p - \dot{d}^g)$, les auteurs pour cela adoptent le critère d'écoulement des interfaces cohérentes proposé par Lotfi et Shing [126]. Sachant que : (\dot{d}) , (\dot{d}^p) et (\dot{d}^g) représentent la variation de la déformation élastique, plastique et géométrique respectivement. L'évolution de la surface d'écoulement en fonction des variables internes s'illustre sur la figure (I. 3. 18).

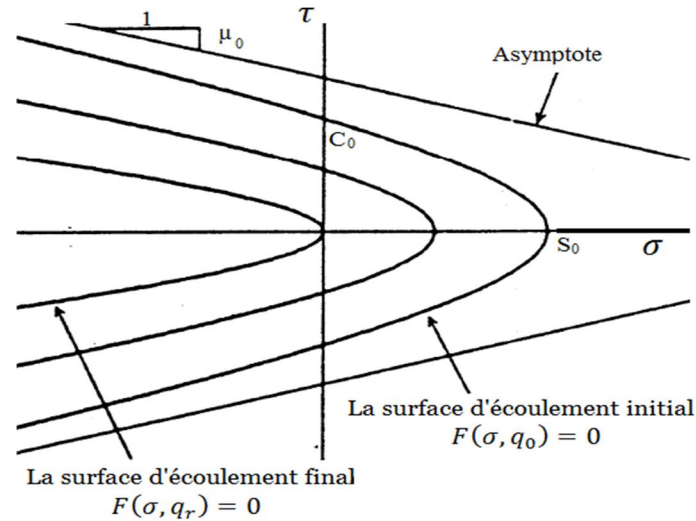


Fig. I. 3. 18 : L'évolution de la surface d'écoulement d'après Mehrabi et al. [13].

Les résultats numériques obtenus démontrent que le modèle proposé est capable de simuler la séparation d'interface portique/panneau ainsi que la propagation des fissures le long du joint de mortier. En outre, les modes de ruines ainsi que la courbe chargement-déplacement obtenus coïncident convenablement aux résultats expérimentaux. La rigidité initiale et la résistance ultime ont été aussi bien estimées par ce modèle [13].

Sanchez [117] adopte un modèle multi-surfaces pour simuler le comportement du joint. Ce modèle est initialement proposé par Lourenço [30] et ensuite amélioré par Lourenço et Rots [41] et Van Zijl [127]. Dans ce modèle, le critère de frottement de Coulomb avec le mode Cut-Off en traction et l'ellipse Cap en compression sont combinés (Fig. I. 3. 19).

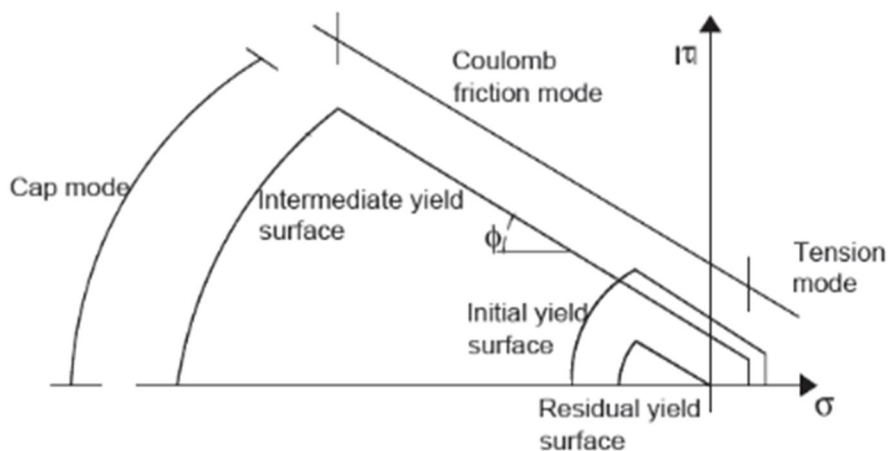


Fig. I. 3. 19 : Le modèle multi-surfaces adopté par Sanchez T. [117].

Sanchez T. [117] représente les zones de contact par des éléments interface à quatre nœuds. Le glissement par cisaillement est régi dans ces éléments par la loi de frottement de Coulomb tout en adoptant la cohésion adoucissante selon la proposition de Lourenco et Rots [41]. L'auteur adopte l'hypothèse de déformation adoucissante gouvernée par le glissement dû au cisaillement. En traction, une fonction d'écoulement en mode Cut-Off est utilisé avec un adoucissement exponentiel. En compression, l'auteur choisi la fonction d'écoulement Cap en acceptant l'hypothèse de déformation durcissante avec la loi d'écoulement associé. L'auteur a aussi adopté une forme parabolique exponentielle pour la phase d'adoucissement (Fig. I. 3. 20).

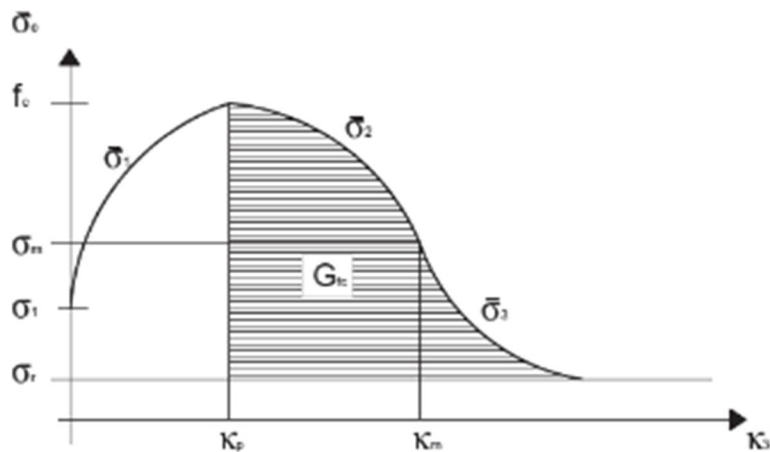


Fig. I. 3. 20 : La loi de comportement en compression adoptée par Sanchez [117].

I.3.3.1.3. Les joints de mortier

L'approche micro modélisation détaillée exige que le joint de mortier soit modélisé séparément avec sa propre loi selon la précision du calcul désirée. Parmi les études réalisées avec cette approche les travaux de Colliat et Davenne [128], dans lesquels le joint de mortier est modélisé par un milieu élastique parfaitement plastique, de sorte que, la proportion due à la dilatance du mortier soit prise en compte. Dans les travaux de Krstevska et Ristic [115], chaque joint de mortier est modélisé par six éléments discrets sous forme de ressorts non linéaires (Fig. I. 3. 21).

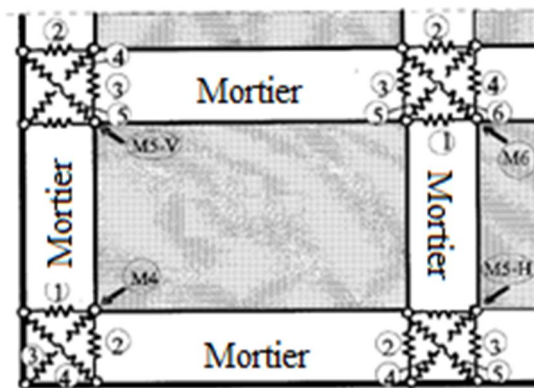


Fig. I. 3. 21 : Le modèle utilisé par Krstevska et Ristic [115] formé à partir des éléments ressorts axiaux non linéaires pour représenter le joint de mortier.

I.3.3.1.4. L'interaction Panneau/Portique

Le comportement de l'interface entre les éléments de la maçonnerie se diffère de celui d'une interface entre le panneau et les éléments de la structure porteuse, qu'ils soient en béton ou en acier. Le contact entre le panneau et la structure dépend alors de plusieurs facteurs, tel que les matériaux utilisés et la méthode de mise en place.

Binda et al. [129] étudient le contact d'un joint de colle entre le panneau et la structure porteuse. Les auteurs utilisent des éléments interfaces pour modéliser le contact en calibrant la rigidité de ces éléments selon la réponse numérique en domaine élastique. Al-Chaar et al. [111] combinent, pour simuler ce contact, le critère de Coulomb en frottement, Cut-off en traction et le mode Cap en compression. Dawe et Seah [112] utilisent des éléments de type joint pour relier chaque élément composant le panneau avec les éléments du portique. Dans le même sens, Liauw et Kwan [50] emploient des éléments simples de type barre de sorte qu'ils soient capables de simuler la séparation et le glissement à la fois. Néanmoins, Lin et al. [113] utilisent deux modèles alternatifs afin de simuler cette interaction pour une faille ouverte et fermée. Les auteurs concluent que cette technique est inappropriée pour simuler le mécanisme graduel de la fermeture et la réouverture de la faille. Dans le même contexte, Totoev et al. [130] développent un élément appelé 'initial gap element' dans le code DIANA, cet élément est défini par le mécanisme illustré sur la figure (I. 3. 22) dans lequel, (w_0) est la largeur spécifique initiale de la faille. Par ailleurs, Doudoumis [99], adopte une loi élastique linéaire en considérant que le contact panneau/portique est un problème de petite déformation. Il a également modélisé la surface de contact par des éléments Contact-Link unilatéraux régis par les conditions de contact de Signorini et la loi de frottement sec de Coulomb.

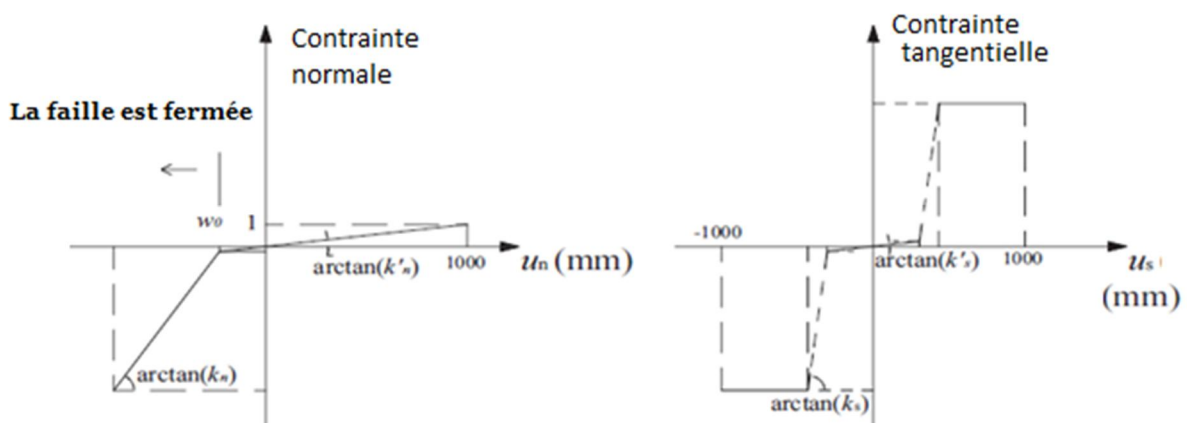


Fig. I. 3. 22 : L'élément initial gap proposé par Lin et al. [113] ; a) la rigidité normale, b) la rigidité tangentielle.

Conclusion :

L'emploi des méthodes numériques et le calcul assisté par ordinateur a permis d'aller plus loin à la prédiction de la réponse des structures portique en béton armé soit avec des murs de remplissage en maçonnerie ou avec maçonnerie chaînée. Le coût de calcul est un facteur majeure de la fiabilité de ces types de modèle. Il dépend fortement de la précision des modèles adoptés et bien sur la géométrie de la structure étudiée. Ces modèles sont regroupés, tout dépend de ce facteur, en deux familles. La première prend en compte le coût de calcul. Elle est grâce à cet effet, applicable aux structures de grandes échelles. Tandis que la deuxième famille se concentre beaucoup plus sur la précision de calcul et la reproductivité de la réponse réelle, ainsi que les phénomènes locaux produites. Pour ces raisons, elle reste limitée aux études des spécimens de laboratoire et aux modèles réduits. A partir de la série des modèles cités dans la partie présente, nous allons choisir une modélisation qui réalise un optimum entre précision et coût de calcul. Ce choix va être validé par la suite de la thèse par deux manières, la première sera par des travaux réalisés auparavant sur des portiques avec remplissage en maçonnerie. La seconde validation sera réalisée par des données originales de la présente recherche sur des portiques en béton armé avec des murs en maçonnerie chaînée vis-à-vis de la poussée horizontale.

Chapitre : II

Résultats expérimentaux : Essais sur structures

II.1. Introduction

Par le présent chapitre nous étudions un mode constructif traditionnel en Algérie. Ce mode consiste à remplir des portiques en béton armé avec des parois (panneaux) en maçonnerie chaînée. Nous étudions deux différents types constructifs afin de définir le plus sécuritaire vis-à-vis du risque sismique. Le confinement ou le chaînage de panneaux de maçonnerie en présence de portiques en béton armé correspond à un coulage à postériori du béton. Le résultat induit un panneau en maçonnerie chaînée, ou confinée. En fonction de la forme des chaînages prédéfinis, deux types de confinement sont étudiés. Un confinement avec des chaînages uniformes et un confinement avec des chaînages harpés. Dans le cas du harpage, la technique consiste à laisser des emplacements vides, initialement réservés aux demi-briques situées sur les rives et dans le sens vertical du panneau. Par la suite cette indentation est remplie par du béton, lors du coulage des poteaux. La caractérisation mécanique des matériaux utilisés, pour la réalisation des panneaux et des portiques, est une tâche indispensable. Elle permet de vérifier la qualité des matériaux de construction dans un cadre réglementaire. Par la suite, cette caractérisation est nécessaire à l'établissement de modèles de comportements objectifs. Nous présentons alors dans ce qui suit les modes préparatoires, les dispositifs utilisés, le déroulement des essais et les résultats obtenus sur des structures en béton armé avec panneau en maçonnerie chaînée.

II.2. Descriptif des spécimens étudiés

Le prototype étudié fait partie d'une structure d'habitation à deux étages avec quatre portiques de trois travées. Il est représentatif des structures largement répandues en Algérie. Quatre spécimens ont été construits à une échelle $\frac{1}{2}$ tout en conservant le rapport de la hauteur sur la largeur. Pour obtenir des conditions réalistes, les spécimens sont construits sur des longrines préfabriquées en béton armé dont la section verticale vaut $400 \times 300 \text{ mm}^2$. Hormis le ferrailage spécifique des longrines, des barres sont mis en attente avec une longueur de 600 mm afin de garantir l'ancrage des poteaux dans la longrine et la continuité de ferrailage (Fig. II. 2. 1). La partie supérieure des spécimens est composée d'un panneau de maçonnerie en double paroi confinée dans un cadre en béton armé coulé a posteriori (une poutre et deux poteaux). Les deux parois sont confectionnées en parallèle et séparées par une lame d'air de 50 mm. Comme il est montré sur la figure (II. 2. 1), des rubans en polystyrène sont utilisés pour empêcher le béton de s'introduire dans la lame d'air lors du coulage de celui-ci.

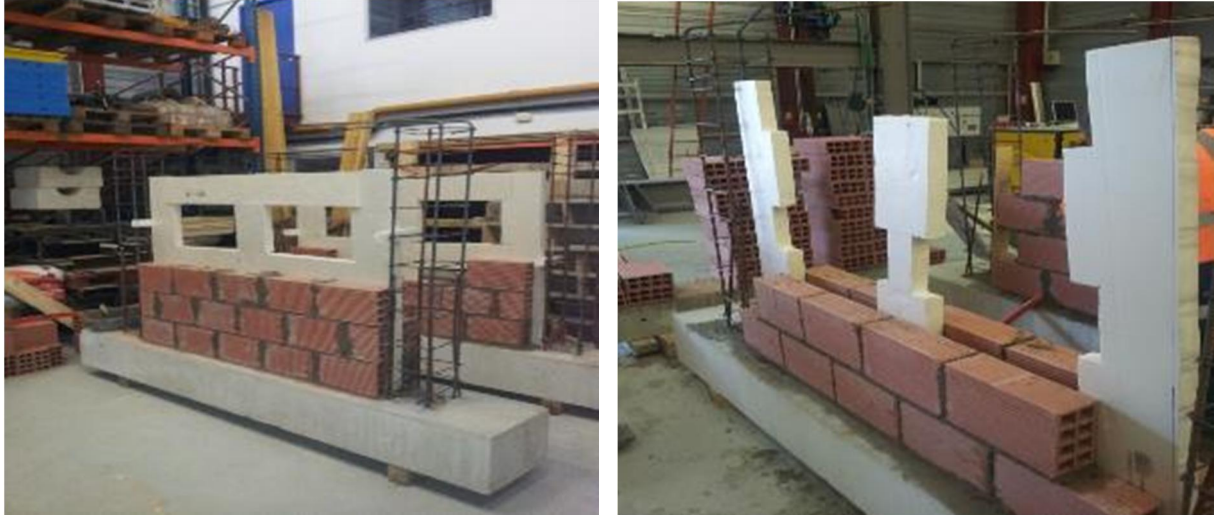


Fig. II. 2. 1 : Confection des parois de maçonnerie sur les longrines.

La maçonnerie est réalisée en briques de terre cuite de $300 \times 200 \times 100 \text{ mm}^3$ avec des perforations horizontales, en provenance de l'Algérie (Voir Fig. II. 2. 2). Les briques sont liées entre elles par des joints horizontaux et verticaux de mortier dont l'épaisseur varie entre 0.5 et 1.5 cm, suivant le lit confectionné.



Fig. II. 2. 2 : Les briques de terre cuite.

Par ailleurs, le portique en béton armé est pré-dimensionné et ferrillé selon les indications du règlement parasismique Algérien RPA2000 V12 [8] (Voir l'annexe A pour les détails de calcul). Concernant les efforts s'exerçant sur le portique du rez-de-chaussée, la charge correspondante ramenée à l'échelle d'étude correspondante au poids propre et la charge d'exploitation de l'étage supérieure coïncide à un chargement de 80 kN uniformément réparti sur la poutre en béton armé. Pour les essais Pushover (selon l'Eurocode 8 [131]) un chargement de 100 kN est adopté (Ce qui correspond à l'effort de cisaillement dans les poteaux due au séisme de la zone 'IIa' Selon [8]). Les dimensions du portique et le plan de ferrailage sont représentés sur la figure (II. 2. 3).

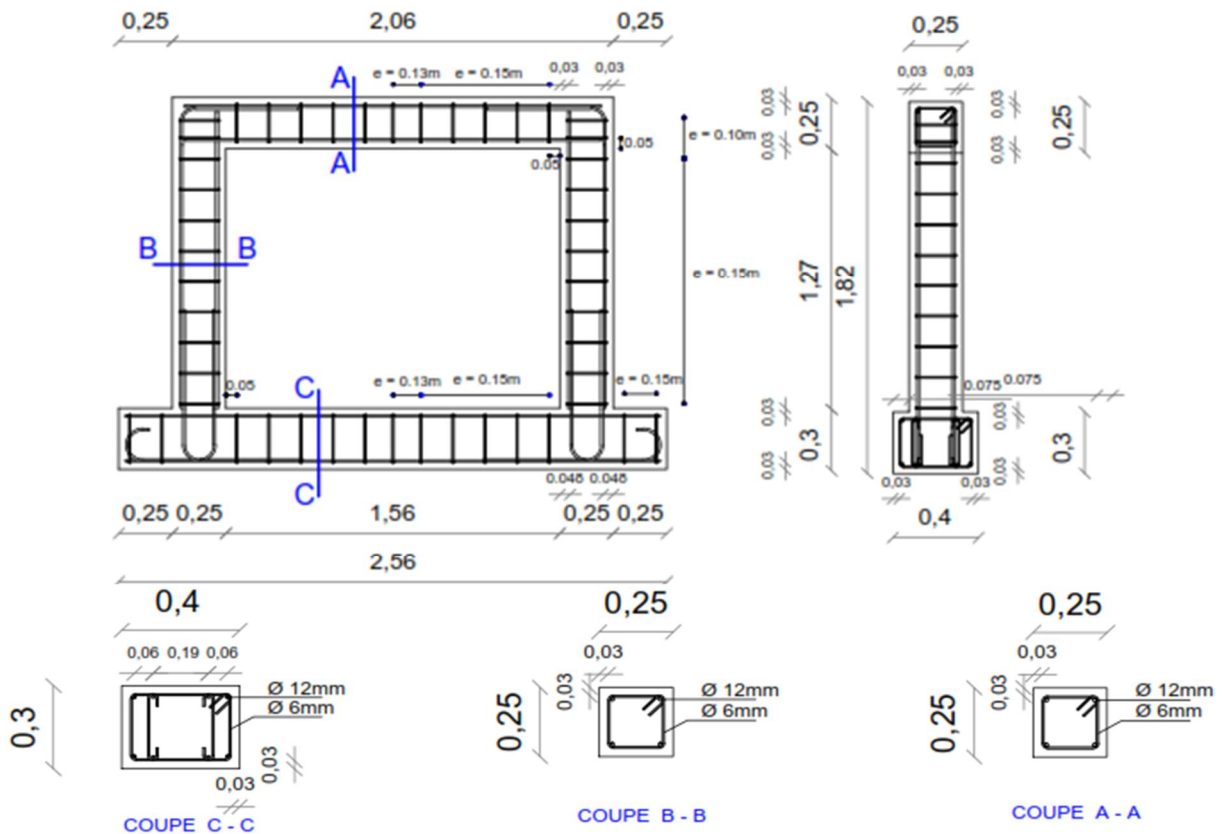


Fig. II. 2. 3 : Ferrailage et dimensions adoptés de spécimens.

Quatre spécimens ont été construits selon les spécifications mentionnées précédemment dont l'ensemble des caractéristiques des matériaux utilisés est à retrouver au chapitre (III). Il s'agit de portiques avec des murs en maçonnerie chaînée. La figure (II. 2. 4) présente les spécimens durant leurs confections avant le coulage du béton. Les deux premiers spécimens, notés PC1 et PC2, sont deux portiques avec maçonnerie chaînée dont le panneau est uniforme (Fig. II. 2. 4 - a). Les deux derniers spécimens, notés PH1 et PH2, représentent deux portiques maçonnés avec un chaînage harpé (Fig. II. 2. 4 - b).



Fig. II. 2. 4 : Les deux types de spécimens avec chaînage uniforme (a) et chaînage harpé (b) (photo prise avant le coulage de béton).

Le béton est préparé au laboratoire LOCIE, à partir de granulats roulés français et d'un ciment portland en provenance de l'Algérie. Par la suite, le béton est coulé de façon à reproduire la mise en œuvre Algérienne. La figure (II. 2. 5) représente les spécimens en cours de fabrication et après décoffrage.



Fig. II. 2. 5 : Les spécimens avant et après le décoffrage.

II.3. Protocole et déroulement des tests de poussée

Les quatre tests de poussée sont réalisés au laboratoire LOCIE à l'aide d'un portique d'essai de grande échelle. Le système est constitué d'un portique métallique adaptable équipé de deux vérins électriques verticaux pour le chargement horizontal. Le chargement latéral est assuré par un vérin hydraulique horizontal. Il est piloté en déplacement, avec une capacité maximale de 300 kN et une longueur de course de 15 cm. Les vérins verticaux sont des vérins électriques pilotés en effort et ayant une capacité maximale de 120 kN. Cette configuration permet de réaliser des tests de poussée latérale progressive conjuguée à un chargement vertical. Pour assurer le libre déplacement horizontal en tête du portique en béton armé le dispositif illustré à la figure (II. 3. 1) est utilisé. Grâce à sa quinzaine de rouleaux d'acier, il permet de répartir la charge sur le spécimen et de désolidariser le déplacement horizontal de la poutre supérieure par rapport au vérins appliquant la charge verticale.

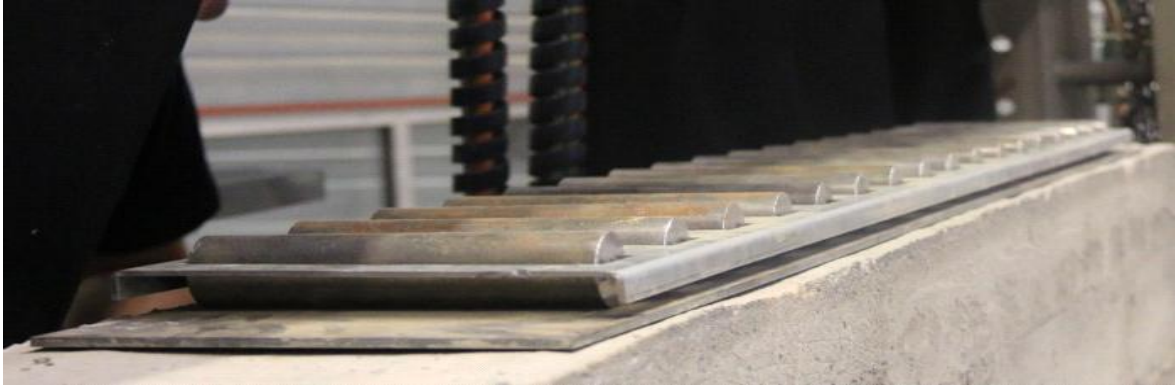


Fig. II. 3. 1 : Le dispositif de répartition de la charge et d'élimination de frottement.

Deux profils : un en forme de 'U' et l'autre en forme de 'I' sont utilisés pour transmettre le chargement vertical à la poutre. Les spécimens sont fixés au portique d'essai par quatre supports en acier munis de mors de serrage. Un dispositif de butée est également installé au niveau de la longrine (en bas), pour éviter le glissement des spécimens sous l'effet de la poussée progressive. En outre, des tirants d'ancrages en acier, « Dywidag Bar » sont utilisés afin d'éviter le renversement des spécimens (Voir Fig. II. 3. 2).

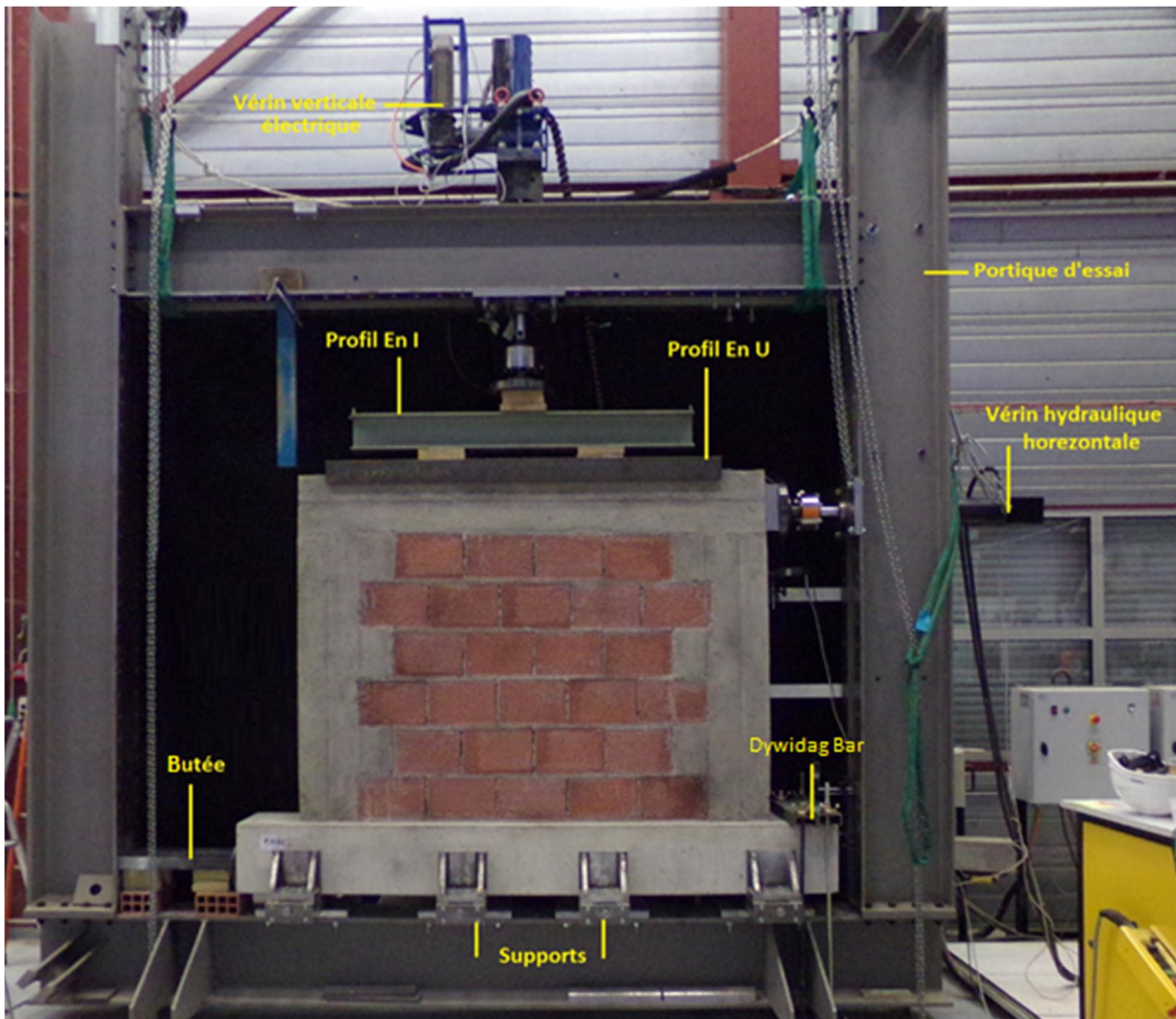


Fig. II. 3. 2 : Le protocole suivi pour les tests de poussée.

L'ensemble des manipulations décrites plus haut sont suivies pour réaliser chacun des quatre tests de poussée progressive horizontale (Pushover tests selon l'Eurocode 8). Deux tests monotones et deux tests cycliques en chargement et déchargement sont réalisés. Le tableau (II-1) indique l'appellation donnée aux différents murs testés, suivant le type de chaînage et le type de sollicitation. Le chargement vertical désiré de 80 kN est appliqué sur chaque spécimen par incréments de 10 kN. La vitesse de chargement de 0,25 kN/s est adoptée afin de garantir un régime quasi-statique de chargement. Après stabilisation de la charge verticale à 80 kN, la poussée horizontale est progressivement pilotée en déplacement avec une vitesse de 1mm/min conduisant l'essai à un régime quasi-statique. Durant l'intégralité des tests, quatre capteurs de déplacement contrôlent : le soulèvement des spécimens, les glissements au niveau de la longrine, la déflexion de portique d'essai et l'inclinaison hors plan du spécimen. Par ailleurs, un appareil photo est installé pour prendre des photos de la face avant des spécimens. Une prise de vue toutes les deux secondes en cours d'essai permet de suivre l'évolution des déplacements des spécimens au cours du chargement par une technique de corrélation d'images. Par la suite, le logiciel SAPHIR permet de récolter toutes les données et de synchroniser tous les capteurs y compris ceux des images numériques.

Tableau II-1 : Dénomination des murs testés.

| | Chargement monotone | Charges – décharges cycliques |
|---------------------------------|---------------------|-------------------------------|
| Portique avec chaînage régulier | PC1 | PC2 |
| Portique avec chaînage harpé | PH1 | PH2 |

II.4. Résultats obtenus

La technique de corrélation d'images numériques est très répandue aujourd'hui dans le domaine de l'expérimentation. Elle est largement utilisée dans le cas des éprouvettes de taille réduite [132,133], mais elle est aussi l'objet d'utilisation à grande échelle depuis quelques années [134–136]. Cette technique permet d'appréhender avec précision le comportement et l'évolution des spécimens durant les tests. Elle présente l'avantage de ne pas être invasive et permet, lors des expériences présentes, de détecter des déplacements de l'ordre de 20µm. A savoir, cette technique permet de mesurer le champ de déplacement et d'en déduire, par le calcul, le champ de déformation. Elle consiste à déduire les déplacements d'un ensemble de pixel entre la position initiale et finale. Pour cela, contrairement aux outils de mesures standards, elle donne un champ de déplacement sur la totalité de l'éprouvette et non seulement sur un seul point. Les déplacements relevés servent essentiellement à caractériser le déplacement effectif de la poutre supérieure lors de l'application du chargement horizontal. Le champ de déformation n'est, quant à lui, pas utilisé pour mesurer véritablement des déformations, le milieu ne restant pas continu. Mais il permet de détecter l'apparition des discontinuités et le mode de fissuration attendant. Les images de déformations présentées par la suite n'ont donc qu'une valeur qualitative et non quantitative.

Dans notre travail, un appareil photo numérique de haute résolution (16 Mégapixels) est utilisé. Par ailleurs, le logiciel d'acquisition SAPHIR synchronise les images de l'appareil avec les autres capteurs de force et de déplacement. Il imprime également un fichier texte rassemblant l'intégralité des mesures correspondant à chaque image. Par la suite, les données et les résultats obtenus sont traités par le logiciel 7D [137] développé par le professeur Pierre VACHER de l'université Savoie Mont Blanc. Il est déjà utilisé lors d'études précédentes au laboratoire LOCIE sur des éléments de structure de taille équivalente [134–136].

Par la suite, les résultats obtenus pour chaque spécimen sont présentés séparément (Parties 4.1 à 4.4). Le regroupement et l'analyse comparative des résultats sont exposés dans la partie 5 afin de tirer les conclusions sur le présent travail.

II.4.1. Test sur le Spécimen PC1

Le test sur le spécimen PC1 est un test de poussée horizontale monotone conjuguée avec un chargement vertical constant de 81 kN. Ce premier spécimen PC1 correspond à un cadre en béton armé coulé autour d'un panneau uniforme de maçonnerie en double parois (Fig. II. 4. 1). Le chargement vertical est appliqué en deux étapes : un palier initial de 1 kN nécessaire pour la mise en contact, suivi par huit pas de 10 kN pour atteindre le chargement vertical final désiré (80 kN). Le chargement réel imposé par le vérin est de 81 kN. Par la suite, la poussée horizontale est appliquée avec une vitesse de 0,017 mm/s (1mm/min). En conséquence, le test dure une heure et demi. A travers l'intégralité du test, le vérin latéral permet grâce à son capteur d'effort de contrôler le chargement appliqué à chaque instant d'acquisition. Son capteur de déplacement ne permet pas de déduire le déplacement du mur

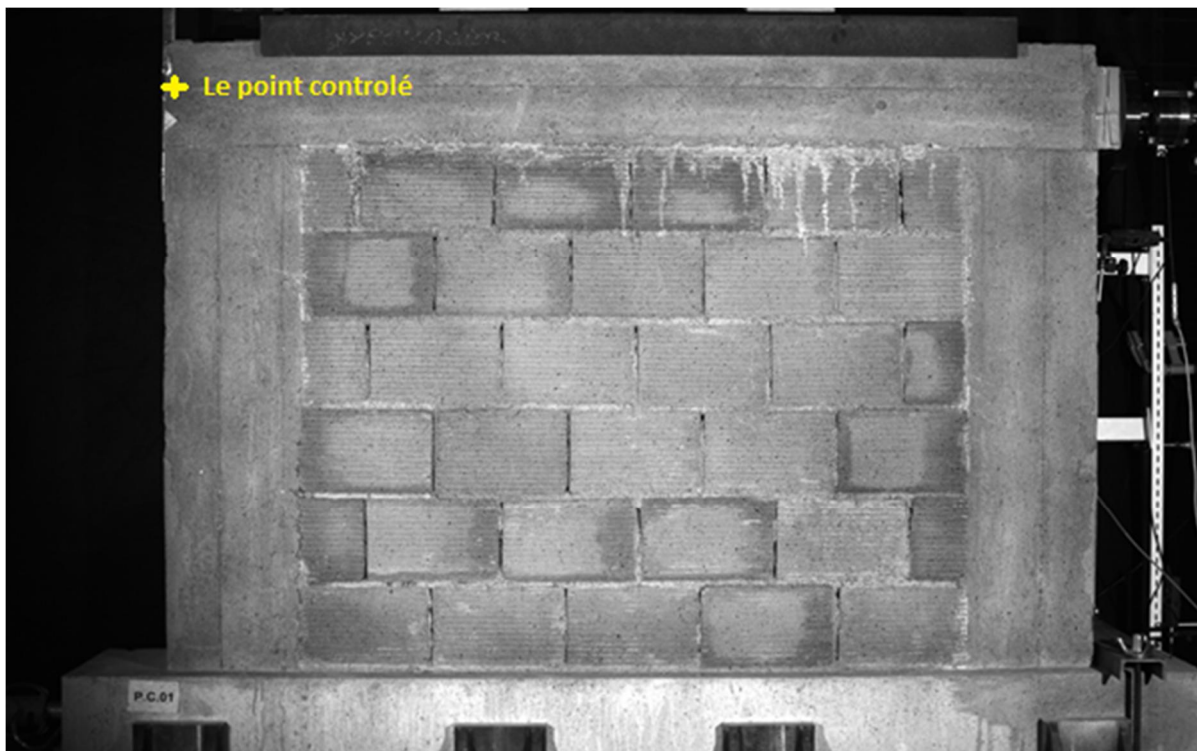


Fig. II. 4. 1 : Test sur le spécimen PC1 (chargement monotone-panneau uniforme).

au point d'application de l'effort. En effet, sous le chargement horizontal, le portique d'essai fléchit et se déforme, si bien que ce capteur mesure à la fois le déplacement du spécimen et celui du portique d'essai. La technique de corrélation d'image permet d'appréhender avec précision la réponse physique du spécimen seul et de s'affranchir des déformations du portique d'essai.

La synchronisation de l'ensemble des données durant le premier test permet de tracer la courbe de la figure (II. 4. 2). Cette courbe traduit le déplacement horizontal de la poutre supérieure en fonction de la force appliquée (au point appartenant à la ligne moyenne de la poutre et en opposition au vérin horizontal).

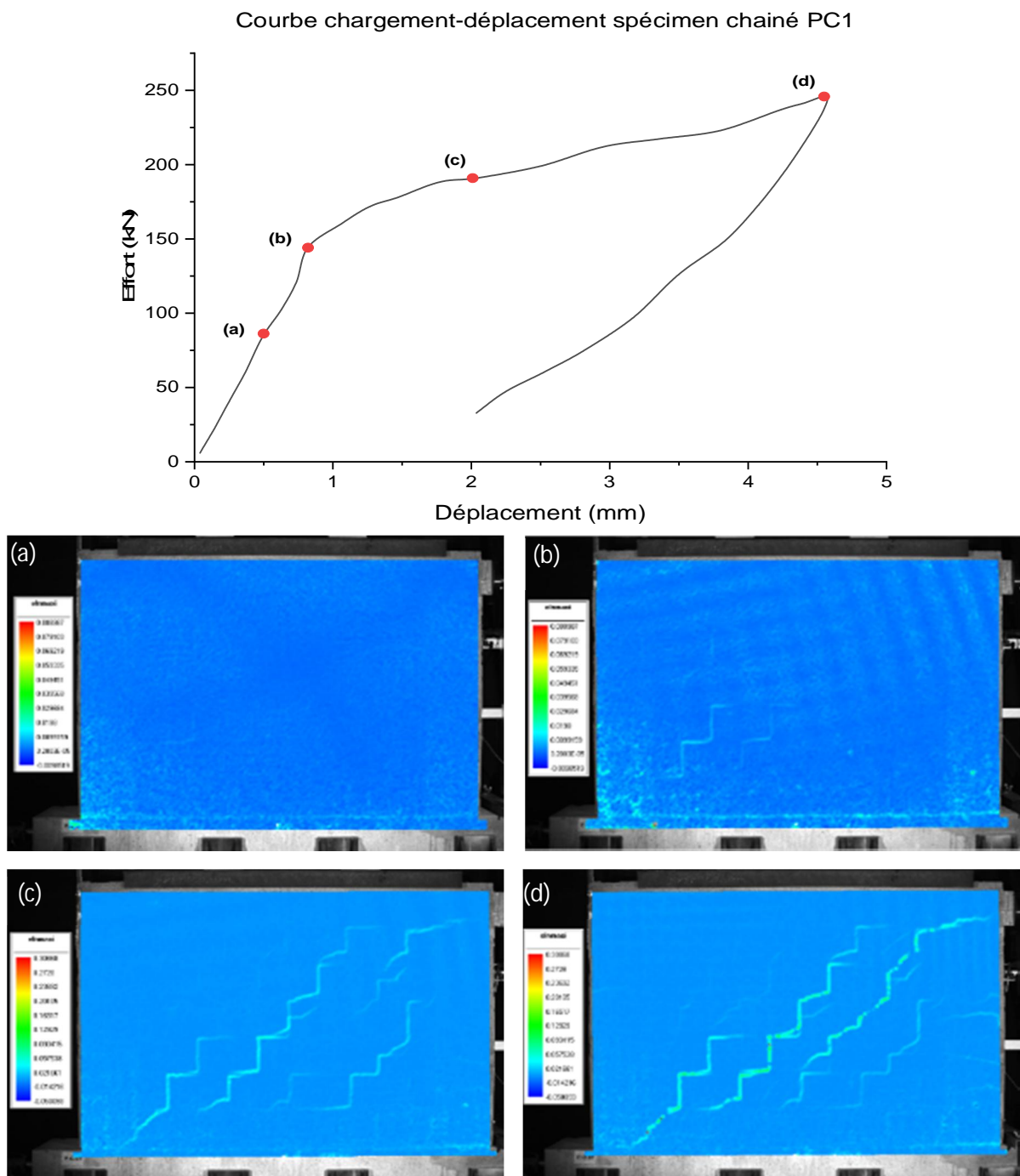


Fig. II. 4. 2 : La courbe Charge-déplacement Spécimens PC1.

La courbe de la figure (II. 4. 2) présente une phase initiale linéaire, suivie d'une seconde phase pour laquelle la rigidité est modifiée. La première est une phase d'apparence élastique jusqu'à 86 kN. Elle se caractérise par une raideur initiale de 176 kN/mm. Ensuite, le spécimen entre dans une phase non linéaire caractérisée par une perte de raideur causée par l'initiation et la propagation de fissures. Cette constatation basée sur l'analyse des images (a, b, c, d) de la figure (II. 4. 2) fournie par le logiciel 7D [137]. L'image (a) désigne l'apparition de la première fissure intra-briques dans le panneau de maçonnerie sous forme d'escalier suivant le joint de mortier. Elle correspond également au point de la perte de linéarité de la courbe. L'image (b) décrit à son tour l'apparition des grandes fissures dans le panneau engendrant un abaissement significatif de la pente traduisant une perte importante de la raideur du spécimen. Tandis que, l'image (c) et (d) décrivent respectivement, la fissuration du poteau et le schéma de propagation des fissures sous le chargement maximal atteint. Il est important de noter que, malgré l'estimation au préalable de la résistance maximale des différents spécimens testés, aucun d'eux n'a atteint sa résistance maximale durant les chargements appliqués.

II.4.2. Test sur le Spécimen PC2

Le deuxième test concerne le spécimen PC2 est un test de poussée horizontale en régime cyclique (charge-décharge) conjuguée avec un chargement vertical constant. Ce deuxième spécimen est similaire au spécimen PC1, il s'agit d'un cadre en béton armé entourant le panneau uniforme en double parois de maçonnerie (Fig. II. 4. 3). Le chargement, vertical et horizontal sont appliqués de la même manière que pour le premier test. La figure (II. 4. 4) présente la courbe obtenue traduisant le déplacement latéral de la poutre en fonction du chargement horizontal.



Fig. II. 4. 3 : Test sur le spécimen PC2 (chargement cyclique-panneau uniforme).

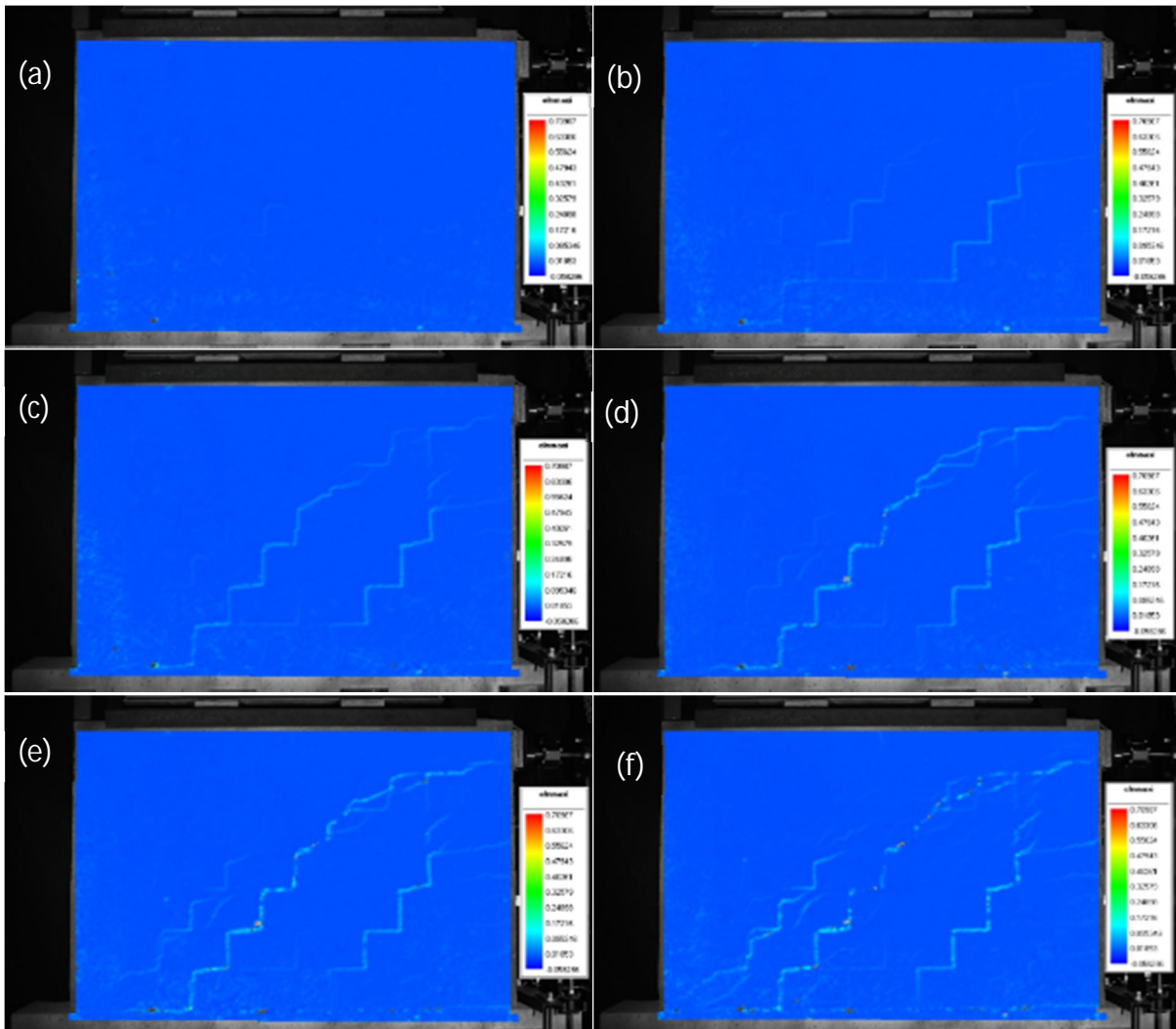
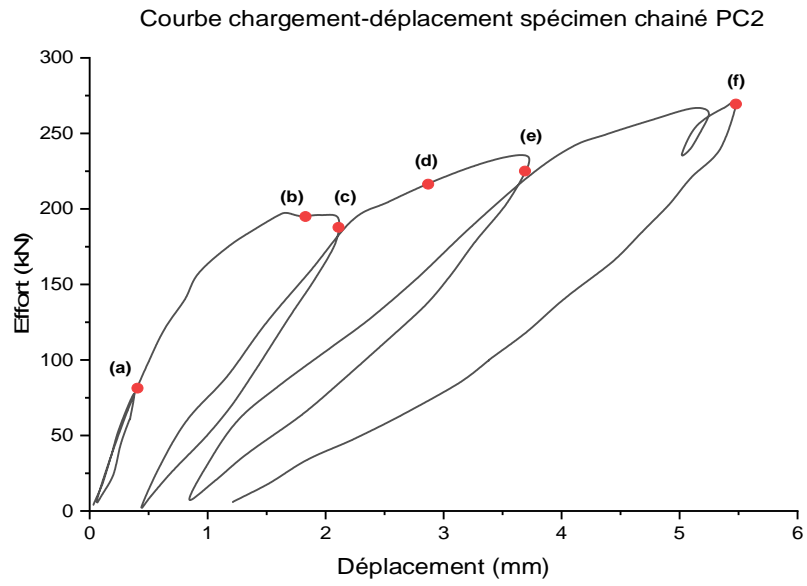


Fig. II. 4. 4 : La courbe Charge-déplacement Spécimens PC2.

La courbe de réponse du spécimen PC2 est linéaire jusqu'au niveau du chargement de 81 kN représentant une phase élastique caractérisée par une rigidité initiale égale à 200 kN/mm, sensiblement de même intensité que pour le premier test. Les premiers cycles charge-décharge réalisés avant le point (a) sur la figure (II. 4. 4) montrent tous des rigidités similaires, indiquant que le spécimen reste encore en état élastique. Ensuite, le spécimen rentre dans une phase non linéaire caractérisée par une perte de raideur causée par la fissuration au sein du panneau. Ces fissures initialement, en escalier correspondent à la rupture inter brique (figure II. 4. 4. b), qui se propagent vers la partie proche du point d'application de la charge (figure II. 4. 4. c). Cela est constaté grâce aux images (a, b, c, d, e, f) prises par le logiciel 7D [137]. Ces images désignent respectivement, l'apparition de la première fissure dans le panneau, l'apparition des grandes fissures dans le panneau, l'apparition des fissures dans le cadre en béton armé et les schémas de propagation de fissures avant chaque phase de déchargement.

II.4.3. Test sur le Spécimen PH1

Le troisième test concerne le spécimen PH1, qui est un test de poussée horizontale monotone conjuguée avec un chargement vertical constant. Ce troisième spécimen, noté PH1, se compose d'un cadre en béton armé coulé autour d'un panneau harpé en double parois de maçonnerie (Fig. II. 4. 5). Les chargements verticaux et horizontaux sont appliqués d'une manière similaire au premier test. La courbe traduisant l'évolution du déplacement du spécimen en fonction du chargement horizontal appliqué est illustrée sur la figure (II. 4. 6).

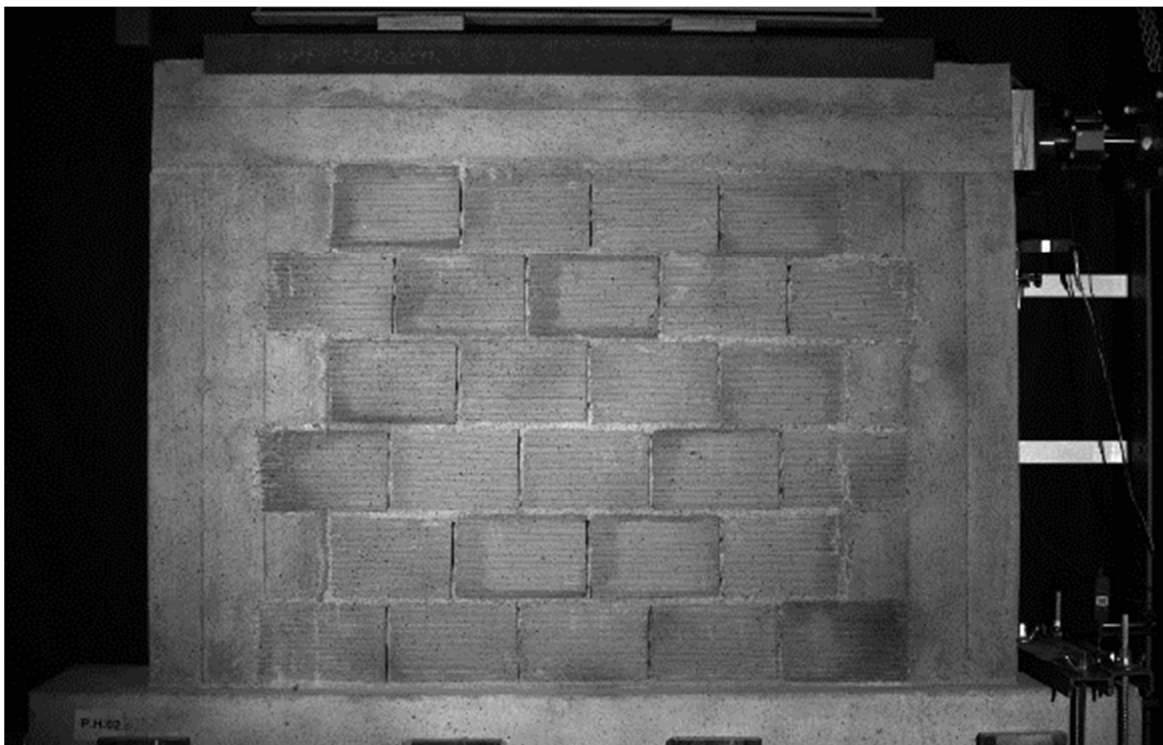


Fig. II. 4. 5 : Test sur le spécimen PH1 (chargement monotone-panneau harpé).

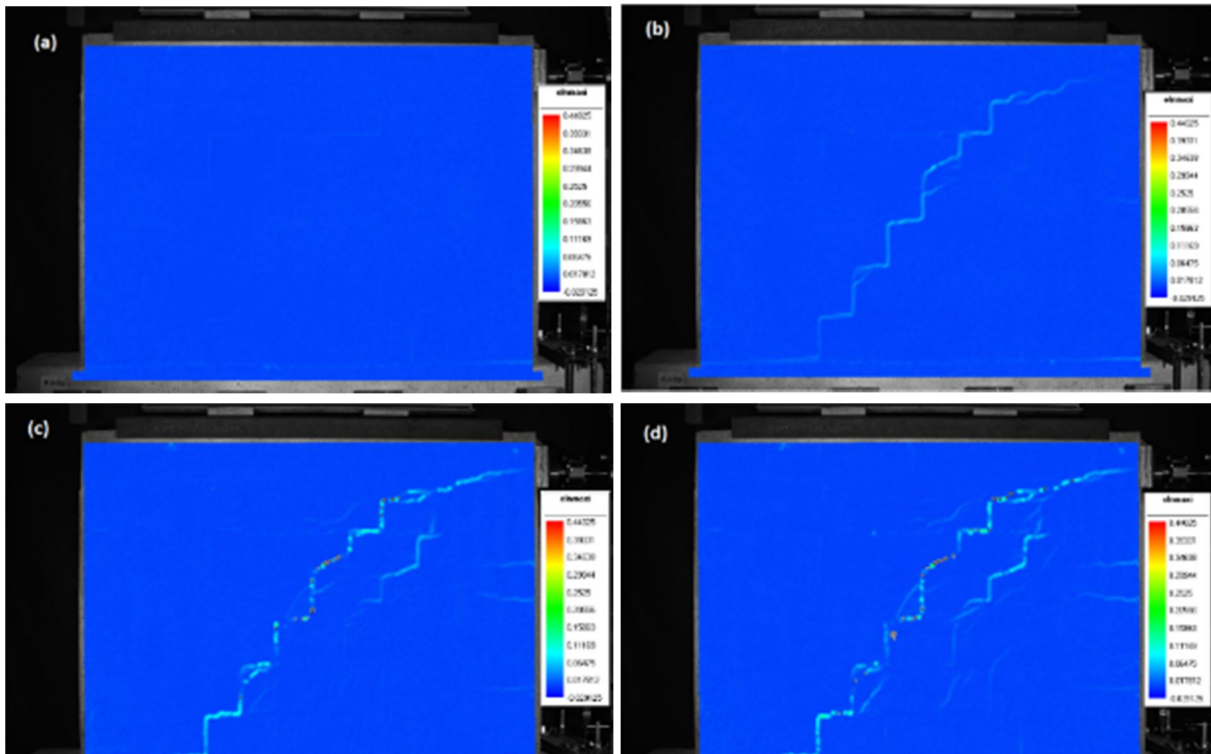
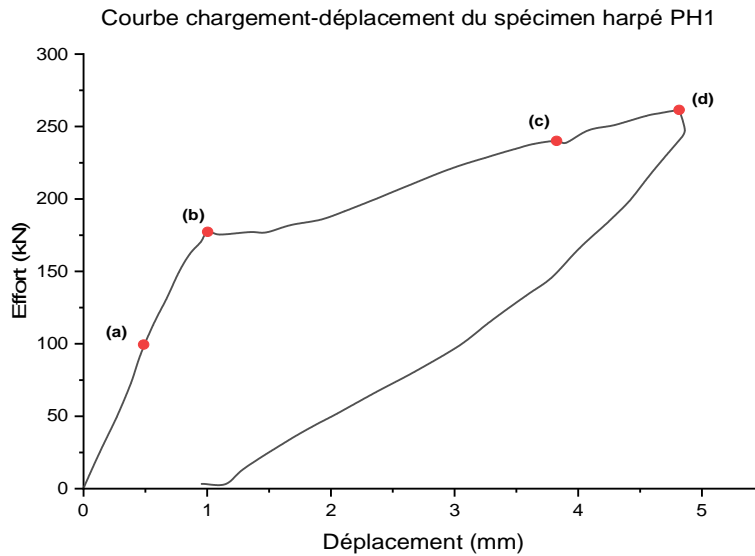


Fig. II. 4. 6 : La courbe Charge-déplacement Spécimen PH1.

Il est clair à partir de la courbe que le spécimen PH1 réagit de la même manière que le spécimen PC1. Une première phase linéaire, bornée en force entre 0 et 99 kN caractérise une rigidité initiale de 201 kN/mm. Par la suite, la deuxième phase se caractérise par une non linéarité due à la propagation de fissures. Similairement au paragraphe (II. 4. 1), les images (a, b, c, d) comportent les mêmes significations. Elles désignent respectivement, l'apparition de la première fissure intra-briques dans le panneau, l'apparition des grandes fissures dans le panneau, la fissuration du poteau et le schéma de propagation des fissures sous chargement maximal.

II.4.4. Test sur le Spécimen PH2

Le quatrième test sur le spécimen PH2 est similaire au deuxième test sur PC2. Une poussée horizontale en régime cyclique (charge-décharge), conjuguée avec un chargement vertical constant, est appliquée de la même manière. Sachant que, le spécimen PH2 est similaire au spécimen PH1, il s'agit donc d'un cadre en béton armé coulé à posteriori entourant le panneau harpé en double parois de maçonnerie (Fig. II. 4. 7). La courbe de la figure (II. 4. 8) traduit l'évolution du déplacement mesuré au point appartenant à la ligne moyenne de la poutre et en opposition au vérin horizontal. Cette courbe est linéaire jusqu'au niveau de chargement de 105 kN, elle possède en outre une rigidité initiale égale à 198 kN/mm. Le spécimen rentre par la suite dans une phase non linéaire caractérisée par une perte de rigidité. Les images (a, b, c, d, e, f) décrivent les différents phénomènes provoquant la non-linéarité de la réponse. Elles décrivent donc respectivement, l'apparition de la première fissure dans le panneau, l'apparition des grandes fissures dans le panneau, l'apparition des fissures dans le cadre en béton armé et les schémas de propagation des fissures avant chaque cycle de déchargement.



Fig. II. 4. 7 : Test sur le spécimen PH2 (chargement cyclique-panneau harpé).

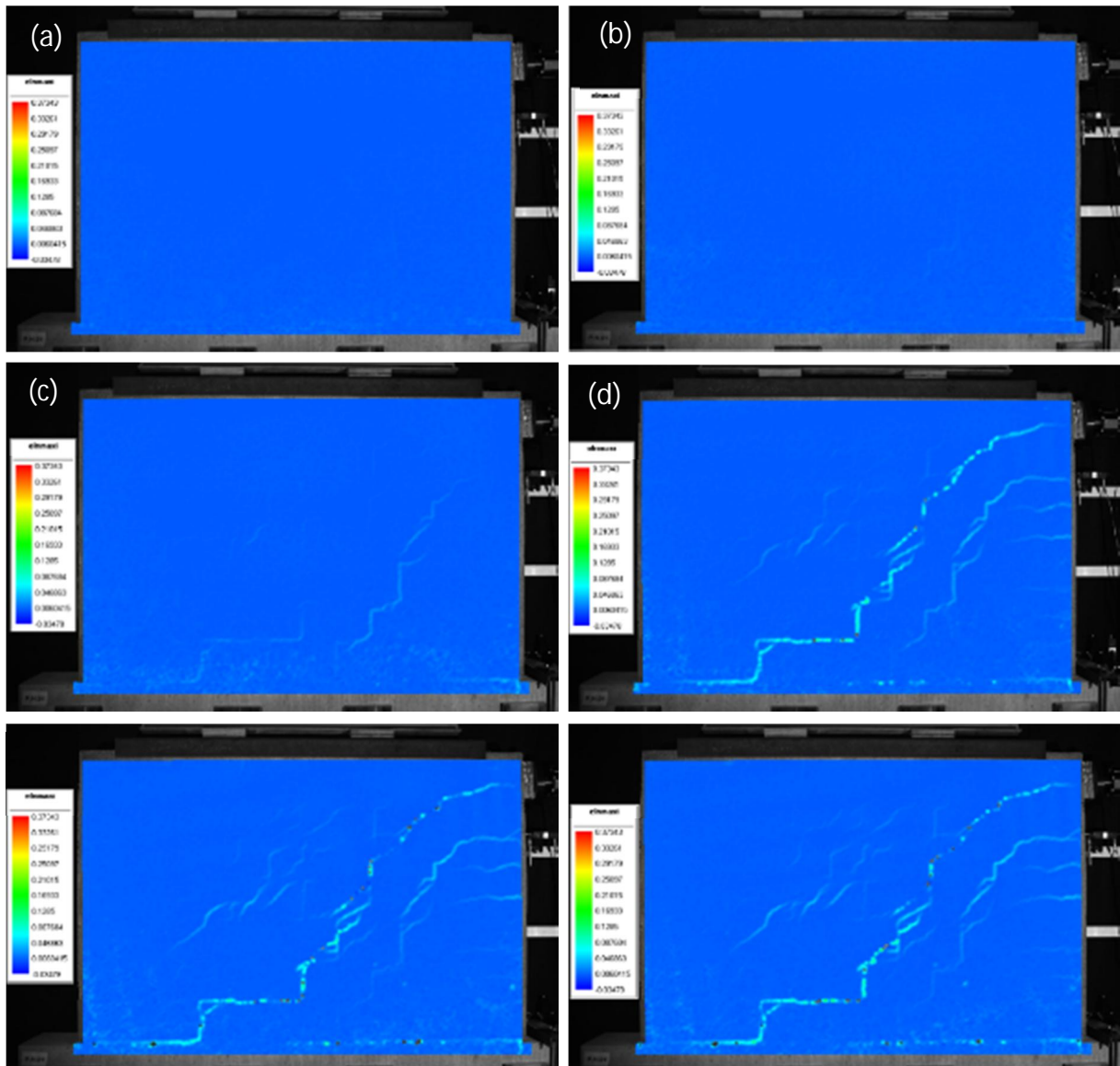
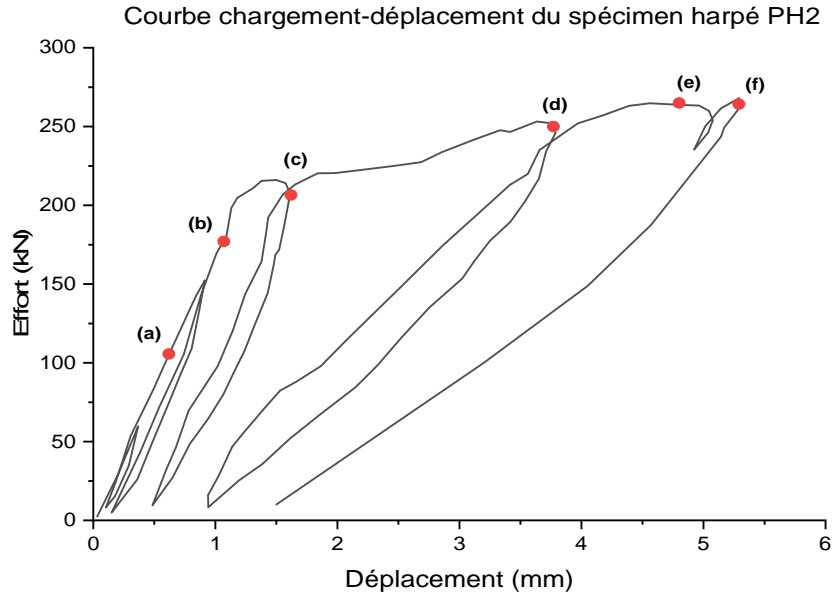


Fig. II. 4. 8 : La courbe Charge-déplacement Spécimen PH2.

II.5. Discussion des résultats des tests sur les quatre spécimens

L'ensemble des images (a) représentent les déformations logarithmiques majeures (Hencky strain) des spécimens au moment de l'apparition de la première fissure. Les fissures apparaissent et se propagent par la suite tout en conservant la même forme (Images b). L'analyse des directions principales des champs de déformations fournis par la technique de corrélation d'image s'illustre sur la figure (II. 5. 1). Les fissures observées sont dues au décollement de la brique et du joint de mortier sous l'effet de la flexion (rotation de la brique). L'interface entre la brique et le joint horizontal est soumise à la traction comme le montre la figure (II. 5. 1). Le mode de rupture est de type « mode I ». Par contre, l'interface reliant la brique et le joint vertical est cisailée ce qui conduit à un mode de fissuration de type « mode II ».

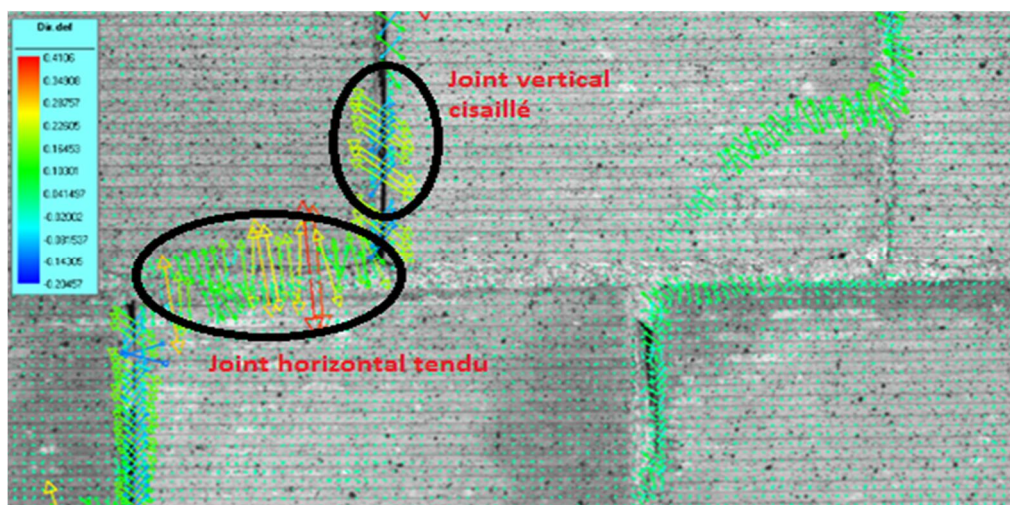


Fig. II. 5. 1 : Fissuration du panneau du spécimen PC1 d'après l'image (d) de la figure II.4.2.

Les fissures continuent à se propager avec l'évolution du chargement jusqu'aux niveaux 201, 173, 175 et 216 kN pour PC1, PC2, PH1 et PH2 respectivement. Les fissures se produisant à la partie supérieure du poteau de droite se propagent horizontalement ayant la forme des fissures de flexion. Comme présentée sur la figure (II. 5. 2) la direction des déformations montre que les fibres extérieures du poteau sont tendues et que le poteau est donc en flexion.

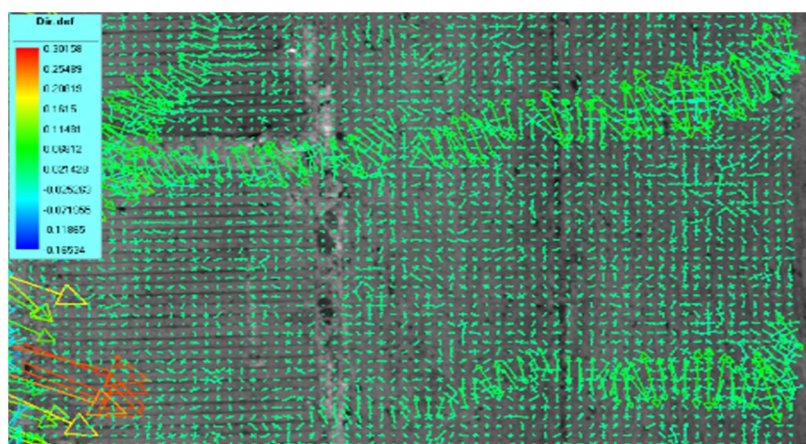


Fig. II. 5. 2 : Fissuration du poteau de droite du PC2 d'après l'image (f) de la figure II.4.4.

Les cycles charge-décharge effectués durant les deux tests ont permis de tracer les courbes de tendance représentées sur la figure (II. 5. 3). Ces courbes relient les raideurs établies pour chaque cycle avec le déplacement associé au début du cycle de déchargement considéré. Contrairement au chaînage uniforme, les courbes montrent donc que le chaînage en harpage présente relativement une meilleure manière de limiter la dégradation de la raideur et qu'il permet de retarder l'apparition des fissures.

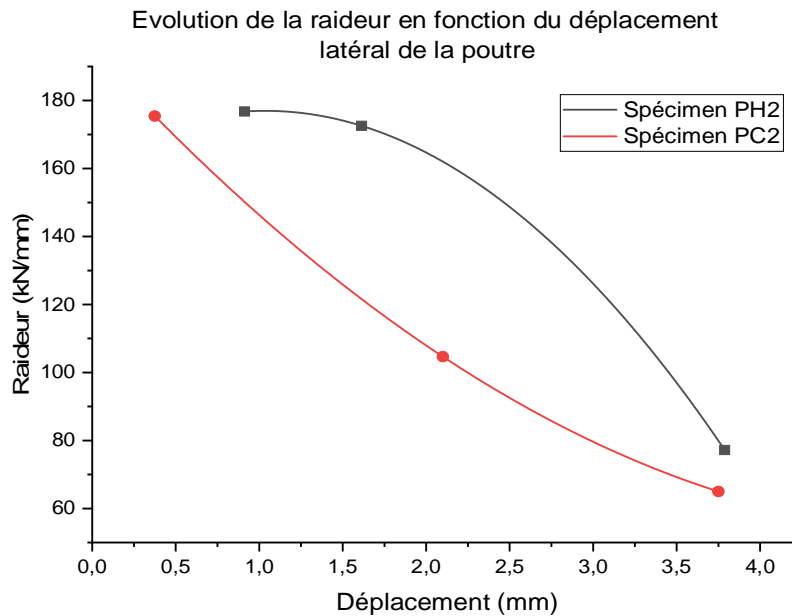


Fig. II. 5. 3 : L'évolution de la raideur en fonction du déplacement horizontal de la poutre.

La capacité de dissipation d'énergie est une caractéristique fondamentale permettant de limiter l'endommagement enduit par le séisme. Les deux types de spécimens sont alors comparés vis-à-vis ce paramètre. La surface sous la courbe cyclique de chaque spécimen est utilisée pour définir l'énergie dissipée cumulée durant chaque cycle réalisé. Les courbes résultantes sont illustrées sur la figure (II. 5. 4). Les courbes relient l'énergie dissipée cumulée en fonction du déplacement max atteint durant le cycle concerné. Les deux courbes ont une surface similaire dans les phases initiales. Après le déplacement de (3 mm), la courbe du spécimen harpé commence à montrer des valeurs plus élevées que celle du spécimen chaîné, mais cet écart reste modéré. Cela signifie que le harpage de la maçonnerie chaînée ne joue pas un grand rôle sur la capacité de dissipation d'énergie. Un résultat contradictoire est retrouvé dans les travaux de Matošević et al. [138]

Energie dissipée cumulée en fonction du déplacement de cycle atteint

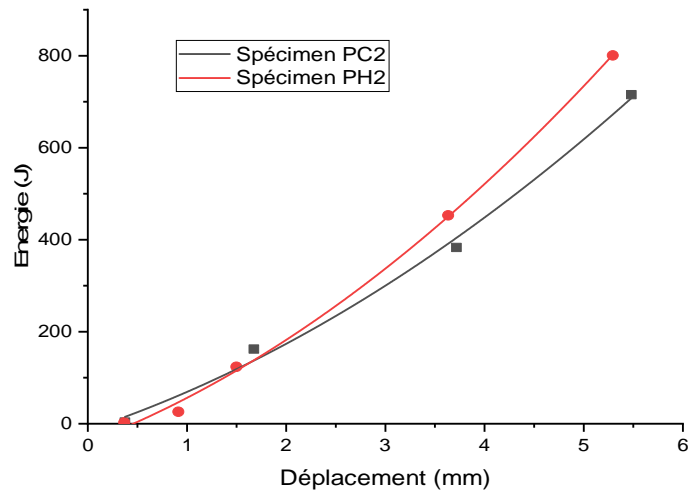


Fig. II. 5. 4 : L'évolution de l'énergie dissipée cumulée en fonction du déplacement du cycle atteint.

L'analyse de la courbe cyclique avec la courbe monotone de chaque type de spécimen, permet de montrer la bonne reproductibilité des tests et la présence des courbes enveloppes (Fig. II. 5. 5). D'ailleurs, la comparaison des quatre courbes obtenues conduit à conclure que le chaînage harpé ne joue pas un rôle majeur sur la raideur du spécimen, notamment par le fait que les deux systèmes exhibent des raideurs initiales similaires. De plus, le chargement cyclique n'est pas suffisamment sévère pour mettre en évidence des phénomènes de fatigue et de ruine totale des spécimens.

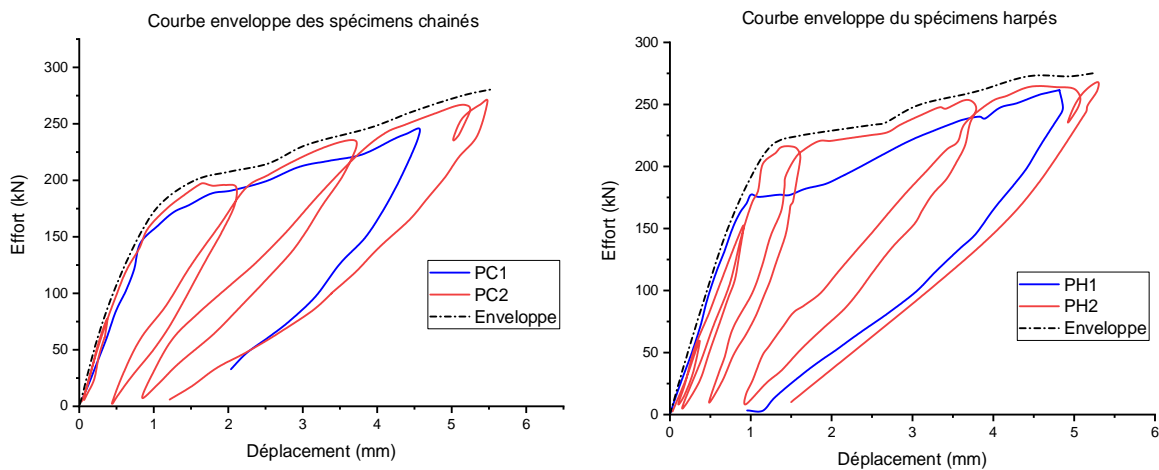


Fig. II. 5. 5 : Courbes enveloppes des tests de poussée sur les spécimens.

En outre, aucune séparation entre les parois du panneau et le cadre en béton armé n'a été observée, contrairement à ce qui est largement constaté dans les tests sur les portiques avec remplissage classiques [11,13,139] (Figs. II. 4. (2-4-6-8)). Cela signifie que les spécimens réagissent solidairement comme un tout grâce à la bonne connexion établie par le chaînage de la maçonnerie. La continuité des fissures du panneau vers le cadre en béton armé, confirme à son tour, l'intégrité de l'ensemble. A cet effet, le chaînage de la

maçonnerie assure une intégrité structurelle meilleure que celles des portiques avec remplissage classiques.

Les fissures produites dans les quatre tests que ce soient pour, les fissures dans les panneaux en forme d'escalier, ou les fissures dans les poteaux, démontrent que tous les spécimens réagissent d'une manière unique conduisant l'ensemble à un mode de ruine par flexion.

Pour mieux comparer les deux types de spécimens en termes de localisation et d'ouverture de fissures, le schéma de la distribution des déformations de cisaillement est utilisé pour traduire l'état des fissures (voir figure II. 5. 6). En comparant, l'image (a) du spécimen PC1 avec l'image (b) du spécimen PH1, présentées sur la figure (II. 5. 6), il est à noter que les fissures se diffusent plus largement dans le spécimen uniforme que dans le spécimen harpé. La même remarque se distingue après la comparaison de l'image (c) avec l'image (d) des spécimens PC2 et PH2 respectivement. Par ailleurs, en supposant que la valeur de la déformation maximale de cisaillement interprète l'ouverture des fissures, les spécimens PH1 et PC1 montrent, pour le même chargement (250 kN), des valeurs de 0.017 et 0.007 respectivement. Ce résultat montre que les fissures dans le spécimen PH1 sont plus importantes. Similairement, pour le chargement de 275 kN et vu la comparaison des valeurs des déformations de cisaillement (0.016 et 0.014 respectivement), le spécimen PH2 exhibe des fissures plus ouvertes que ceux appartenant au spécimen PC2. Par conséquent, les spécimens harpés dévoilent des fissures plus ouvertes et plus localisées que celle des spécimens uniformes. Les spécimens harpés sont donc plus préventifs en termes de localisation d'endommagement, ce qui est bénéfique en cas de chargement sévère comme le cas d'un séisme majeur. En effet, les spécimens harpés peuvent dépasser, pour un même niveau de sollicitation, les états limites décrits dans l'Eurocode 8.

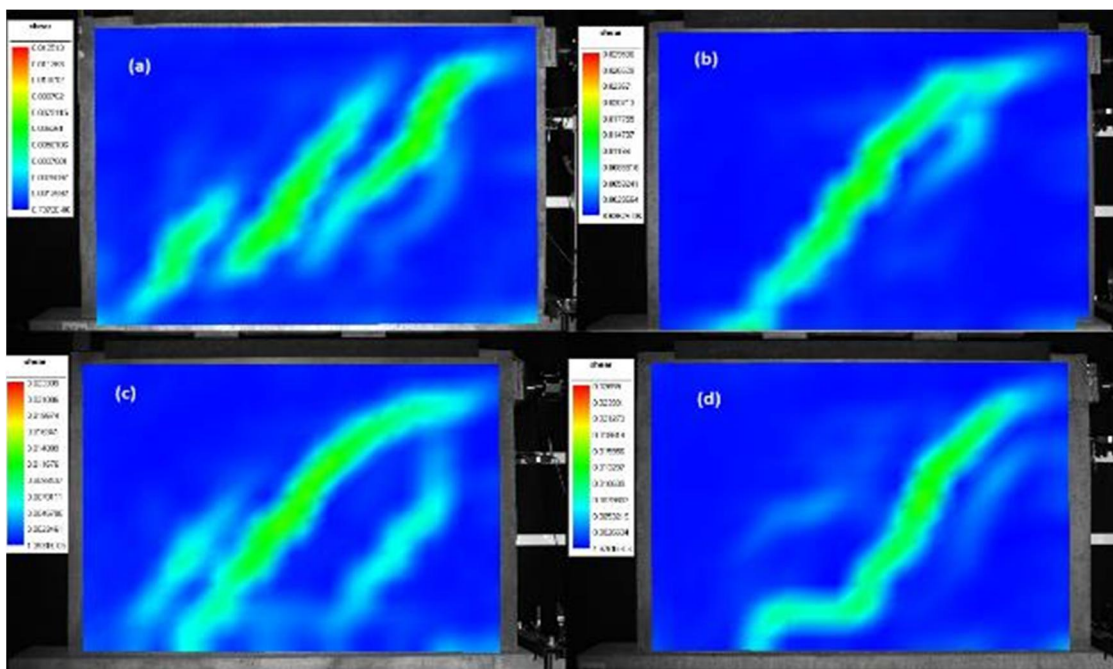


Fig. II. 5. 6 : Le schéma des déformations maximales de cisaillement pour : (a) PC1, (b) PH1, (c) PC2, (d) PH2.

II.6. Conclusion

Les quatre essais ont permis de conclure que le chaînage de la maçonnerie garantit, d'un côté l'intégralité structurelle en évitant tous types de détachement des blocs ou séparation du panneau sous des grandes sollicitations. De l'autre côté, ces tests démontrent que les chainages harpés ne jouent pas un rôle majeur ni sur la raideur ni sur le mode de ruine du spécimen. Cependant, ils réduisent légèrement, pour un même déplacement, la perte de raideur et retardent l'apparition des premières fissures. D'autre part, les chainages uniformes permettent de mieux répartir les contraintes conduisant à une propagation plus diffuse et moins localisée des fissures. Finalement, ces deux modes constructifs sont donc tout à fait analogues vis-à-vis des essais de poussées progressives. Il serait toutefois intéressant de réaliser une nouvelle étude comparative visant à explorer le comportement à chargement maximal et même au-delà de celui-ci.

Chapitre : III

Résultats expérimentaux : Essais de
caractérisation des matériaux

III.1. Introduction

Le présent chapitre expose la description des tests et des démarches suivies pour la caractérisation des matériaux utilisés pour la confection des spécimens. Ceci est une tâche indispensable. Au-delà d'enrichir la littérature par des données expérimentales sur la maçonnerie, elle nous permettra de calibrer des paramètres et de valider l'approche choisie pour la modélisation numérique. A l'exception des tests sur les barres d'acier, qui ont été effectués au niveau du laboratoire LGCA, l'ensemble des tests sélectionnés ont été réalisés au niveau du laboratoire LOCIE. Il est à noter que les tests sur les éléments brique, acier et panneaux de maçonnerie sont accomplis conjointement dans le cadre de la thèse d'Ismail Layadi [140] et de la présente thèse. Ces résultats sont donc communs et ils sont utilisés indifféremment pour ces deux thèses.

III.2. Essais de caractérisation sur les matériaux

Afin de simuler le comportement des portiques avec des murs en maçonnerie chaînée, il a fallu tout d'abord caractériser et étudier le comportement propre de chaque composant avant de passer à l'étude de l'ensemble. Pour cette raison et afin d'identifier ses paramètres, différents tests ont été exécutés sur chaque matériau. Les modes préparatoires, les dispositifs utilisés, le déroulement des essais et les résultats obtenus sont expliqués et détaillés dans le présent chapitre.

III.2.1. Test sur l'Acier

Des barres d'acier lisses de diamètre 6 mm et des barres à hautes adhérence de diamètre 12 mm sont utilisées respectivement pour le ferrailage transversal et longitudinal des éléments de spécimens. Un test de traction est suffisant pour identifier les paramètres



Fig. III. 2. 1 : Tests de traction sur les barres d'acier (éprouvettes avant et après rupture).

d'acier vu son comportement symétrique en traction et en compression. Trois tests de traction sont opérés pour chaque type de barres afin de vérifier que la dispersion des résultats reste modérée. Les éprouvettes ont une longueur totale de 65 cm et une distance de 35 cm entre appuis. (Figure III. 2. 1). Les paramètres indispensables à identifier à partir de ce test sont : le module de Young, la contrainte de limite d'élasticité et la déformation à la rupture.

La machine IBERTEST du laboratoire LGCA est utilisée pour réaliser ces tests. Cette machine spécialisée est équipée par deux mors auto serrant permettant d'éviter tout type de glissement au niveau des appuis. Pour chaque test effectué, la machine fournit la courbe contrainte-déformation ainsi que d'autres paramètres géométriques. La figure (III. 2. 2) montre la totalité des courbes obtenues (six tests).

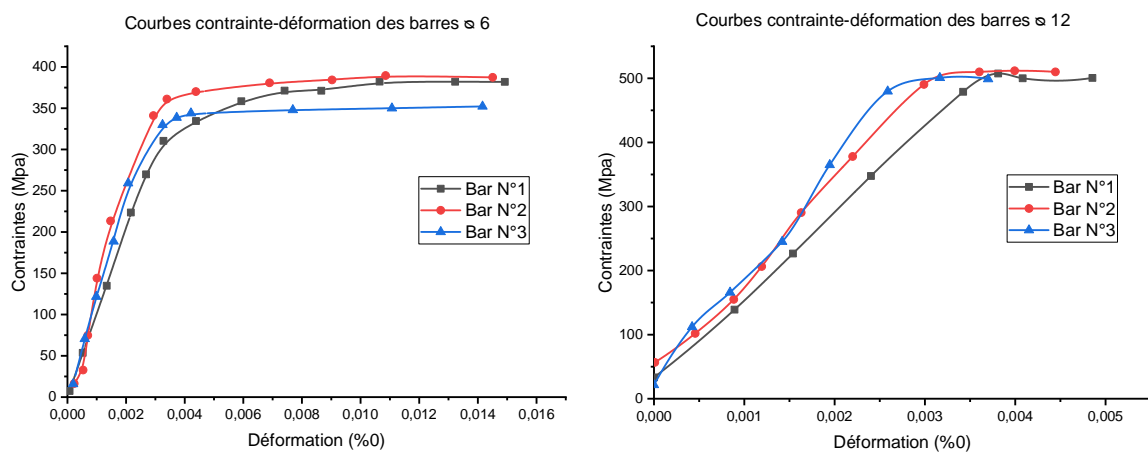


Fig. III. 2. 2 : Courbes contrainte-déformation des tests de traction sur les barres de \varnothing 6 et les barres de \varnothing 12.

D'après les courbes obtenues, il existe une répétabilité et reproductivité des tests. Il est en outre à noter que durant la totalité des tests, la ruine se produit au niveau du tiers central des éprouvettes, indiquant que le comportement n'est pas influencé par les conditions aux limites. Les caractéristiques déduites à partir des courbes obtenues sont représentées au tableau (III - 1).

Tableau III-1 : Les caractéristiques physiques des barres d'acier utilisées. (Contraintes en MPa et les déformations %₀).

| Types de barre | Barres \varnothing 6 | | | Barres \varnothing 12 | | |
|---|------------------------|--------|--------|-------------------------|--------|--------|
| | N°= 1 | N°= 2 | N°= 3 | N°= 1 | N°= 2 | N°= 3 |
| Numéro de barre testée | N°= 1 | N°= 2 | N°= 3 | N°= 1 | N°= 2 | N°= 3 |
| Module de Young (Gpa) | 103,1 | 150,5 | 116,9 | 181,5 | 149,6 | 179,3 |
| Limite d'élasticité (Mpa) | 294,5 | 288,12 | 284 | 472,42 | 492,32 | 482,67 |
| Résistance maximale (Mpa) | 405,7 | 393,04 | 363,52 | 495,68 | 497,8 | 510,2 |
| résistance ultime (Mpa) | 495,4 | 491,7 | 470,1 | 591,1 | 596,5 | 606,1 |
| Déformation élastique (% ₀) | 1,03 | 0,67 | 0,85 | 1,23 | 1,07 | 0,94 |
| Déformation maximale (% ₀) | 3,221 | 3,99 | 4,41 | 1,49 | 1,38 | 1,1 |
| Déformation ultime (% ₀) | 30,42 | 31,44 | 40 | 5 | 4,04 | 3,67 |

III.2.2. Tests sur le Béton

Le béton utilisé dans ce travail est analogue au celui utilisé couramment dans la construction des structures en Algérie. La méthode de DREUX GORISSE est optée pour sa composition tout en visant une résistance $F_{cm}=30$ MPa. A cause de sa sensibilité aux différents facteurs (physiques, chimiques ou climatiques), la caractérisation du béton a été réalisée pour chaque gâchée. Au total, douze éprouvettes de 16×32 cm² et trois prismes de $10 \times 10 \times 40$ cm³ sont confectionnés. A l'exception de les mettre aux mêmes conditions climatiques que les spécimens, les éprouvettes sont élaborées conformément à la norme 12390-2 [141]. Huit éprouvettes cylindriques sont alors réservées pour les tests de compression et les quatre restantes pour les tests de traction par fendage. Les éprouvettes rectangulaires (prismes) sont réservées ensuite aux tests de flexion à trois points.

III.2.2.1. Test de compression

Conformément à la norme 12390-3 [142], les tests de compression sur les éprouvettes 16×32 cm² ont été réalisés au sein du laboratoire LOCIE avec une machine presse 3R (Fig. III. 2. 3). Ces éprouvettes ont été préalablement surfacées afin d'éviter toute concentration de contrainte et pour garantir en outre la perpendicularité de la charge de compression appliquée. Elles sont par la suite mises sous une charge progressive avec une vitesse de 0,6 MPa/seconde.



Fig. III. 2. 3 : Test de compression sur l'éprouvette de béton 16×32 .

A l'aide d'un comparateur, placé entre les plateaux, la machine communique pour chaque test, la courbe traduisant l'évolution de la contrainte appliquée en fonction de la déformation axiale produite. En parallèle, la corrélation d'images [137] est utilisée sur quatre

tests afin de témoigner les résultats obtenus avec le comparateur et également déterminer le module de Young dans la partie centrale de l'éprouvette. Les courbes obtenues sont représentées sur la figure (III. 2. 4). Le tableau (III - 2) résume l'ensemble des caractéristiques soustraites.

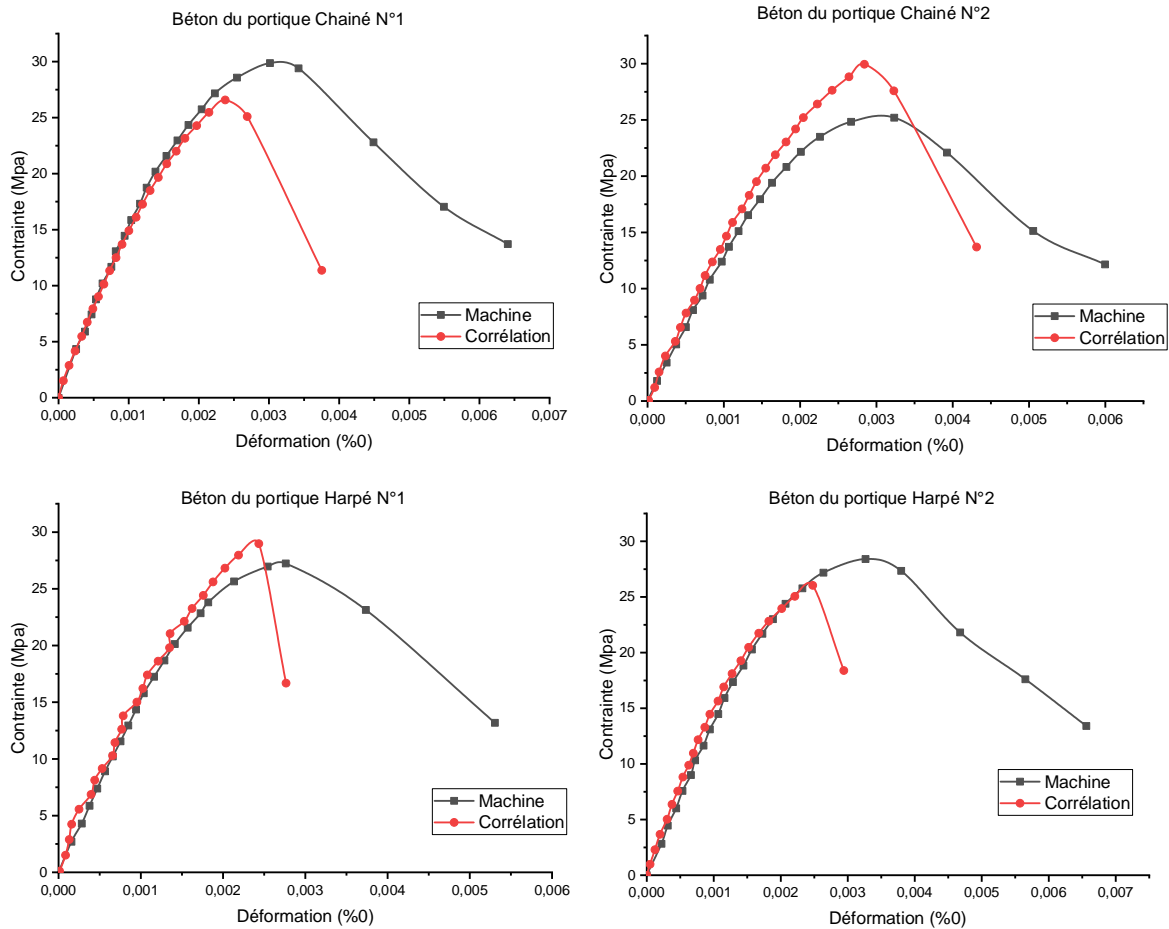


Fig. III. 2. 4: Courbes obtenues durant les tests de compression sur les éprouvettes de béton de 16x32.

Tableau III-2 : Caractéristiques du béton à la compression pour chaque spécimen.

| Paramètre Type de mesure | Module de Young (Mpa) | | Résistance à la compression (Mpa) | | Déformation au pic en compression | |
|-----------------------------|-----------------------|-------------|-----------------------------------|-------------|-----------------------------------|-------------|
| | Machine | corrélation | Machine | corrélation | Machine | corrélation |
| Béton de PC1 | 15360 | 14870 | 26,58 | 29,89 | 3.1E-3 | 2.4E-3 |
| Béton de PC2 | 12900 | 14200 | 29,95 | 25,31 | 3E-3 | 2,8E-3 |
| Béton de PH1 | 15000 | 14800 | 27.23 | 28.98 | 2.43E-3 | 2.8E-3 |
| Béton de PH2 | 14200 | 14960 | 26.04 | 28.41 | 3.3E-3 | 2.48E-3 |

Dans l'ensemble de ces résultats, on remarque que les données par corrélation d'images montrent une bonne cohérence avec ceux de la machine d'essai. Par ailleurs, la moyenne de résistances à la compression calculée d'après le tableau ci-dessus (28.15 MPa) s'approche convenablement de la valeur visée par la formulation adoptée (30 MPa). Les déformations au pic déduites par la corrélation d'images à son tour montrent une simultanéité avec les valeurs attendues (2.2 E-3) par l'Eurocode 2 [131]. Par contre, les

modules de Young déduits expérimentalement présentent des écarts considérables par rapport à la valeur déduite par la formule empirique (3-1) illustrée ci-dessous et proposée dans l'Eurocode 2 [131]. Cet écart s'étend la valeur de 50%.

$$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0.3} \quad (3-1)$$

III.2.2.2. Test de traction par fendage (Essai brésilien)

Afin de déterminer la résistance à la traction du béton, le test de traction par fendage est appliqué sur quatre éprouvettes de 16x32cm², conformément à la norme NF EN 12390-6 [143]. Les tests ont été effectués à l'aide de la machine 3R précédemment décrite couplée à un dispositif adapté pour l'essai de fendage (Fig. III. 2. 5). Les résistances à la traction déduites à partir de la norme [143] sont présentées au tableau (III - 3).

Tableau III-3 : Les moyennes des résistances à la traction par fendage du béton du chaque spécimen.

| Béton de : | Spécimen chaîné 1 | Spécimen chaîné 2 | Spécimen harpé 1 | Spécimen harpé 2 |
|--|-------------------|-------------------|------------------|------------------|
| Résistance à la traction par fendage (Mpa) | 1,96 | 2,47 | 2,18 | 2,04 |



Fig. III. 2. 5 : Test de traction par fendage sur éprouvette du béton de 16x32.

A l'aide du logiciel 7D [137], la technique de corrélation d'images permet de contrôler, durant le test, la déformation au centre de la surface circulaire de l'éprouvette. La contrainte à cet endroit est évaluée par la formule définie dans la norme [143], dans laquelle, (f) représente la charge appliquée, (d) et (L) le diamètre et la longueur de l'éprouvette.

$$\sigma = (2 \times f) / (\pi \times L \times d) \quad (3-2)$$

L'évolution de la déformation en fonction de la contrainte est tracée pour chaque test et les courbes obtenues sont illustrées par la figure (III. 2. 6).

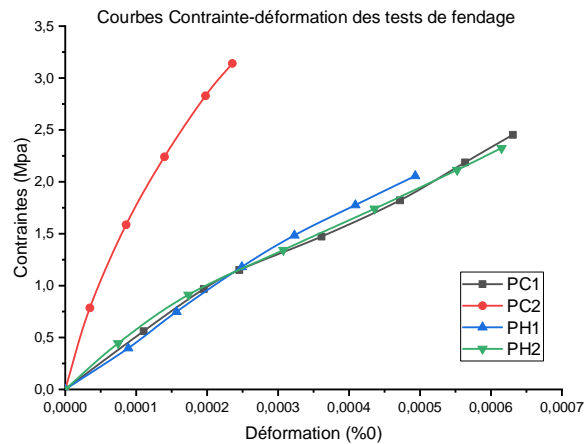


Fig. III. 2. 6 : Courbes contrainte-déformation associée au point central de l'éprouvette mise la traction par fendage.

Les résultats de la résistance à la traction par fendage illustrés au tableau (III - 3), montrent une bonne concordance avec la valeur espérée selon l'Eurocode 2 [131]. La moyenne calculée représente 98.3% de cette valeur attendue (2.2 MPa).

III.2.2.3. Test de flexion à trois points

L'objectif de ce test est de déterminer la résistance à la traction du béton. Cette résistance s'obtient par l'essai de traction par flexion, comme présenté sur la figure (III. 2. 7). les tests ont été exécutés sur trois prismes de $10 \times 10 \times 40 \text{ mm}^3$ conformément à la norme NF EN 12390-5 [144].

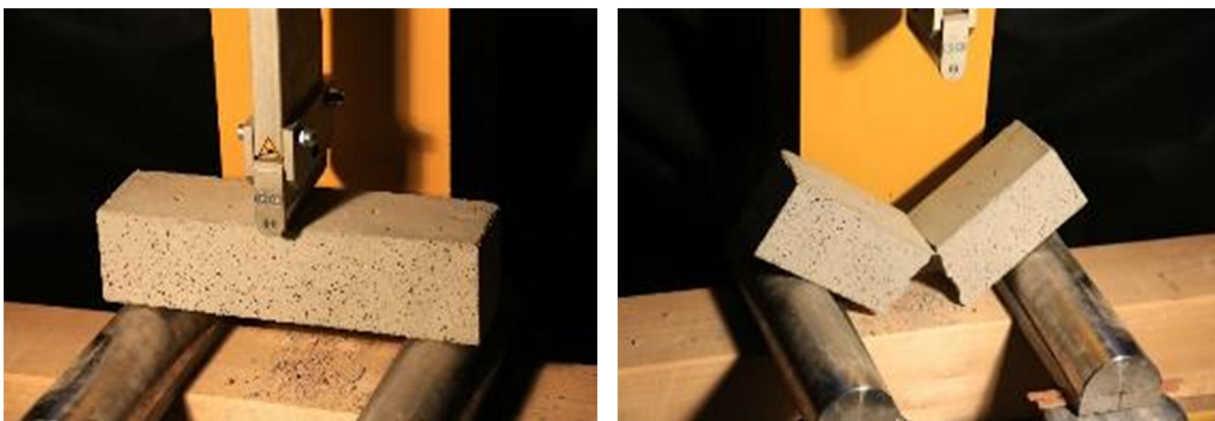


Fig. III. 2. 7 : Test de flexion à trois points sur prisme de béton de $10 \times 10 \times 40$.

Les courbes de la figure (III. 2. 8) montrent les résultats obtenus. Elles traduisent alors la variation de la flèche à mi travée du prisme en fonction de la charge appliquée. Ces courbes sont tracées à partir de l'évolution de la charge, mesurée par la machine, et de la

variation du déplacement obtenu par la technique de corrélation d'images en utilisant le logiciel 7D [137].

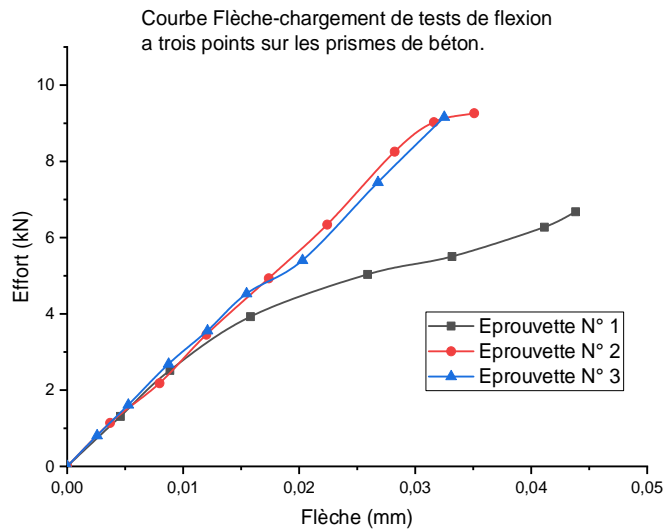


Fig. III. 2. 8 : Courbes des tests de flexion sur les prismes 10x10x40 de béton.

Le tableau (III - 4) résume les valeurs de la résistance à la traction par flexion obtenues par la formule définie par la norme [144].

Tableau III-4 : Résistances à la traction par flexion.

| | Prisme 1 | Prisme 2 | Prisme 3 |
|--|----------|----------|----------|
| Résistance à la traction par flexion (Mpa) | 3,00 | 4,17 | 4,12 |

La moyenne calculée, d'après le tableau précédent, est utilisé pour vérifier la formule analytique proposée dans l'Eurocode en reliant les résistances à la traction par fendage à celles obtenus par flexion à trois points. Cette formule considère que le rapport entre la résistance à traction par flexion et celle par fendage est de (1,5). En parallèle, les présents résultats sur béton montrent alors un rapport de (1,74).

III.2.3. Test sur la Brique

En raison de l'anisotropie de la brique et la distinction de ses caractéristiques mécaniques pour chaque direction, six tests ont été exécutés pour chaque orientation de la brique. Ces tests avaient pour objectif initial de déterminer la résistance à la compression de la brique et son module de Young. Ces tests ont été exécutés, par une machine 3R (Fig. III. 2. 9), sous une vitesse réduite (0,1 MPa/s).



Fig. III. 2. 9 : Tests de compression sur les briques dans les trois directions.

La nature fragile des briques mène à un éparpillement de gros morceaux lors de la rupture. Ce qui construit un risque pour la sécurité de la caméra de corrélation. Pour cela les résultats obtenus sont limités aux résistances à la compression dans chaque direction et aux modules de Young. Le tableau (III - 5) montre les résistances et les modules de Young obtenus pour la totalité des tests réalisés.

Tableau III-5 : Caractéristiques mécaniques des briques utilisées.

| Orientation par rapport aux perforations | | Direction perpendiculaire | Direction parallèle | Direction verticale |
|--|------------|---------------------------|---------------------|---------------------|
| Résistance à la compression (Mpa) | Test 1 | 0,42 | 5,35 | 0,96 |
| | Test 2 | 0,43 | 6,15 | 0,66 |
| | Test 3 | 0,49 | 4,85 | 0,86 |
| | Test 4 | 0,61 | 2,91 | 0,97 |
| | Test 5 | 0,55 | 6,10 | 0,62 |
| | Test 6 | 0,50 | 4,93 | 0,80 |
| | Moyenne | 0,50 | 5,04 | 0,81 |
| | Ecart type | 0,07 | 1,19 | 0,15 |
| Module de Young (Mpa) | Test 1 | 11,64 | 150 | 36,67 |
| | Test 2 | 12,07 | 234 | 31,67 |
| | Test 3 | 11,64 | 201 | 41,11 |
| | Test 4 | 11,83 | 153,54 | 37,93 |
| | Test 5 | 12,92 | 226,71 | 31,32 |
| | Test 6 | 12,64 | 203,42 | 39,10 |
| | Moyenne | 12,12 | 194,78 | 36,3 |
| | Ecart type | 0,54 | 35,7 | 4 |

III.2.4. Test sur le Mortier

Pour chaque type de panneau (harpé ou uniforme), trois prismes de mortier de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ sont façonnés et maintenus dans les mêmes conditions climatiques que les spécimens. Le but est de déterminer la résistance, à la traction par flexion et à la compression, du mortier. La figure (III. 2. 10) montre les tests de flexion et par la suite de compression sur les parties restantes (conformément à la norme NF EN 1015-11 [145]). Les tests sont réalisés sur une machine de type Tecnotest. Le tableau (III - 6) résume les résultats obtenus de la résistance, à la compression et à la traction par flexion à trois points.

Tableau III-6: Résistances du mortier obtenues à la traction par flexion et à la compression.

| | Résistance à la traction (Mpa) | | | Résistance à la compression (Mpa) | | | | | |
|--------------------|--------------------------------|------|------|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | EP1 | EP2 | EP3 | EP1 | | EP2 | | EP3 | |
| Panneaux Uniformes | 4,72 | 3,80 | 3,89 | 16,99 | 16,48 | 15,39 | 17,12 | 16,25 | 16,28 |
| | Moyenne : 4,14 | | | Moyenne : 16,42 | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| Panneaux Harpés | 3,86 | 3,70 | 4,21 | 14,42 | 15,85 | 16,07 | 14,94 | 15,68 | 12,31 |
| | Moyenne : 3,92 | | | Moyenne : 14,88 | | | | | |
| | | | | | | | | | |



Fig. III. 2. 10 : Tests de flexion sur les prismes de mortier de $4 \times 4 \times 16$ et de compression sur les tronçons de 4×4 .

III.3. Essais sur structures partielles

III.3.1. Interfaces

L'essai le plus répandu dans la littérature pour la caractérisation des éléments d'interfaces est celui du test de cisaillement par confinement de triplets [146,147]. Cet essai permet de déterminer la cohésion, l'angle de frottement interne ainsi que l'angle de frottement résiduel de l'interface. Une autre méthode est ensuite proposée visant la détermination de la résistance à la traction de ces éléments. Le paragraphe suivant décrit alors les deux types de tests de caractérisation adoptés.

III.3.1.1. Essai de flexion à trois points

Domedes et al. [148] propose une méthode pour déterminer, à la fois, la résistance à la traction, l'énergie de rupture et la déformation au pic d'un élément d'interface. Cette méthode repose sur le principe d'essai de traction par flexion sur le prisme en béton. Elle consiste alors à mettre en flexion une éprouvette composée par les deux matériaux composant l'interface. Suite à cette proposition, deux types d'éprouvettes ont été fabriqués. Un premier type d'éprouvettes en briques et de mortier et un second type en brique et béton. Afin de prévenir la rupture de la brique, ces essais ont été réalisés en remplissant les perforations de la brique avec du mortier. Les tests ont été réalisés en utilisant le dispositif de la flexion de la machine 3R (Fig. III. 3. 1). Durant le test, la charge est appliquée à mi travée de l'éprouvette (au niveau de l'interface).

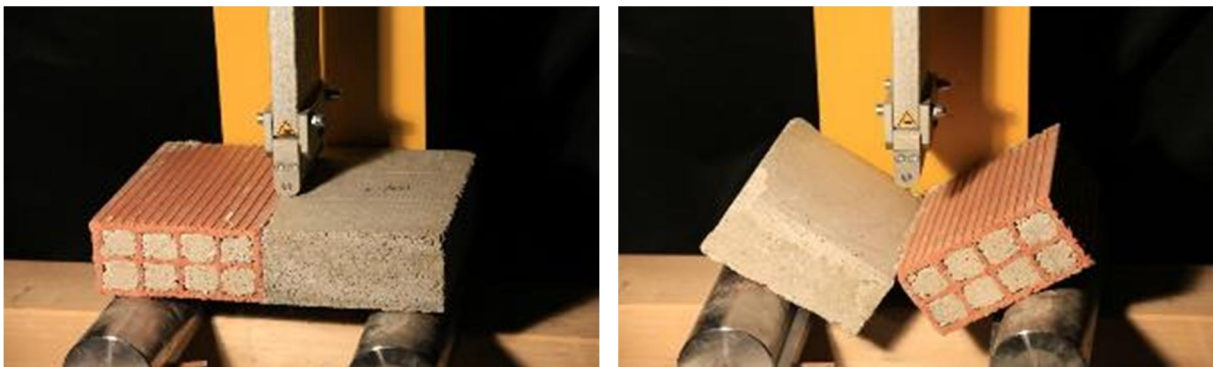


Fig. III. 3. 1 : Test de flexion à trois points sur éprouvettes composées.

Les résultats obtenus sont illustrés sous forme de courbes traduisant l'évolution de la flèche à mi travée en fonction de chargement appliqué (Fig. III. 3. 2). D'après la formule proposée par la norme NF EN 12390-5 [144], la résistance à la traction par flexion de l'interface est à estimer sous le chargement max. L'ensemble des résistances obtenues sont également présentées sur le tableau suivant (III - 7). En outre, il est à noter que, dans les éprouvettes composées de mortier, la ruine se produit assidûment au niveau de l'interface. Par contre, dans le deuxième test sur l'éprouvette béton/brique, la rupture correspond à la fracturation de la face de la brique en contact avec le béton, ce que signifie que l'interface brique/béton a une résistance de traction supérieure à celle de la brique. Cet essai nous fournit ainsi une borne inférieure de la résistance de l'interface brique/béton.

Tableau III-7 : Résistances à la traction par flexion des interfaces (brique-béton et brique mortier).

| | Eprouvette mortier/brique (Mpa) | Eprouvette béton/brique (Mpa) |
|---------|---------------------------------|-------------------------------|
| Test 1 | 0,33 | 0,65 |
| Test 2 | 0,12 | 0,30 |
| Test 3 | / | 0,46 |
| Moyenne | 0,22 | 0,47 |

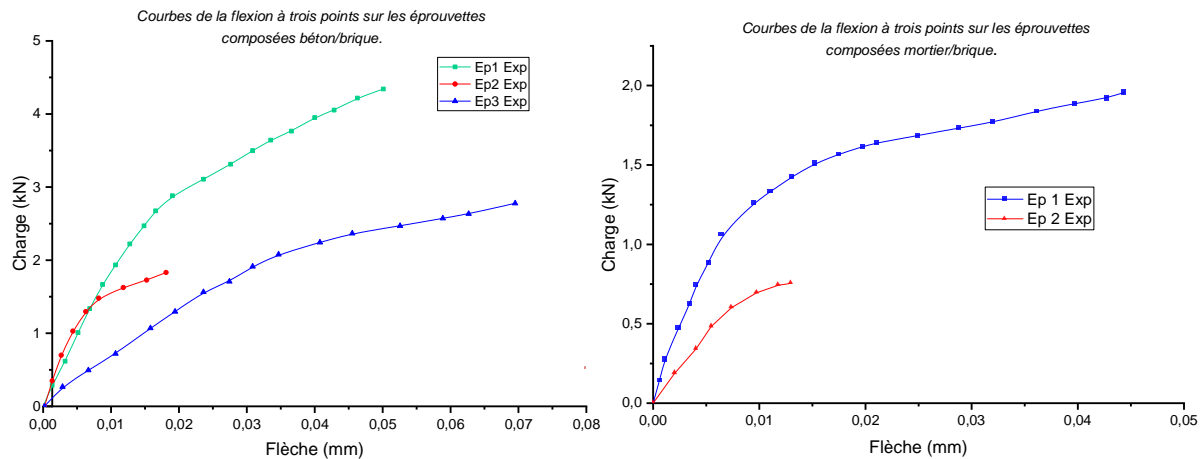


Fig. III. 3. 2 : Courbes des tests de flexion sur les interfaces composées brique/mortier et brique/béton.

III.3.1.2. Test de cisaillement par confinement

L'éprouvette à tester dans cet essai est un triplet de maçonnerie. Ce triplet contient deux joints de mortier en composant quatre surfaces de contact ayant les dimensions 250x100 mm². Le but est de déterminer si l'interface suit un critère de type Mohr-Coulomb, et de déterminer sa cohésion et ses angles de frottement interne et résiduel. Conformément à la norme NF-EN 1052-3 [149], la charge de cisaillement a été appliquée avec une vitesse de 0.4 N/s pour chacune des trois valeurs de confinement préconisées, 0.1, 0.3 et 0.5 N/mm². Comme il est présenté sur la figure (III. 3. 3), un dispositif équipé par des capteurs de force a été utilisé. Il contient également des tiges de serrage permettant l'application du confinement (La charge de pré-compression), ainsi qu'un système d'articulation servant à

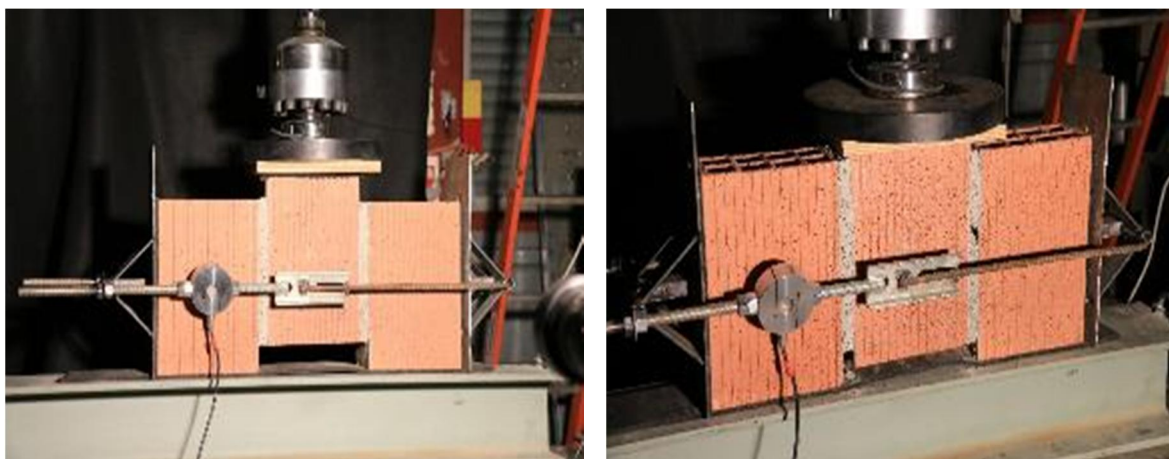


Fig. III. 3. 3 : Test de cisaillement sur triplets de maçonnerie.

maintenir la distribution uniforme de la charge de confinement à travers la totalité de l'interface. En addition, une bande de gomme semi rigide a été utilisée au niveau de la surface de contact entre le support et l'éprouvette afin d'éviter la concentration de contraintes.

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes traduisant la variation de la charge de cisaillement en fonction du déplacement de la brique intermédiaire (Fig. III. 3. 4). Quatre tests ont été réalisés : l'un sans confinement et les trois autres avec les valeurs de confinement définies par la norme [149]. L'enveloppe de résistance a été par la suite tracée à partir des résultats du chaque confinement (Fig. III. 3. 4). Cette enveloppe traduit également la variation de la résistance au cisaillement en fonction du confinement appliqué. Sur la même courbe, l'enveloppe des résistances résiduelles en fonction du confinement appliqué après la chute de résistance est tracée. Par ailleurs, la cohésion de l'interface et l'angle de frottement interne initial et résiduel sont des paramètres à déterminer à partir de ces enveloppes. Les paramètres correspondent aux valeurs du tableau (III - 8). Sachant que la cohésion est définie par la résistance au cisaillement de l'interface sans confinement, l'angle de frottement initial est la tangente de l'enveloppe des résistances initiales et l'angle de frottement résiduel est la tangente de l'enveloppe des résistances résiduelles.

Tableau III-8 : Caractéristiques mécaniques de l'interface.

| Paramètre | La cohésion C (MPa) | Angle de frottement initial Φ_{initial} (degré) | Angle de frottement résiduel $\Phi_{\text{résiduel}}$ (degré) |
|-----------|---------------------|---|---|
| Valeur | 0.1 | 57.67° | 35.75° |

Durant les quatre tests, un seul mode de ruine a été observé, avec une rupture en cisaillement accompagnée par le glissement de la brique intermédiaire le long des interfaces de contact. Ce mode de ruine confirme que l'interface présente le plan de faiblesse de la maçonnerie au cisaillement, il signifie en outre que la résistance des briques à la compression parallèle aux perforations est plus forte que la résistance des interfaces au cisaillement et/ou des joints de mortier à la traction.

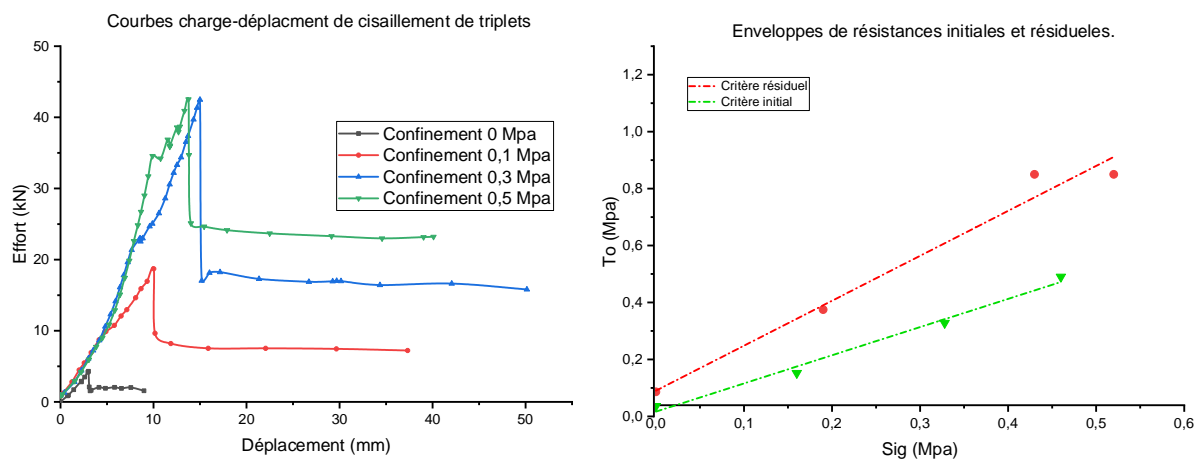


Fig. III. 3. 4 : Les courbes charge déplacement de cisaillement des triplets et l'enveloppe de résistances ultimes et résiduelles de cisaillement.

III.3.2. Maçonnerie

La maçonnerie est un matériau composé ayant son propre comportement. A cause de la combinaison et l'interaction entre ses composants, les paramètres physiques de la maçonnerie homogénéisée et de ses composants sont généralement distincts. Pour cela, deux tests de caractérisation sont réalisés sur des panneaux de maçonnerie. Un test de compression verticale et un test de compression diagonale.

III.3.2.1. Test de compression verticale

La résistance de la maçonnerie à la compression est différente de la résistance de la brique ou du mortier ou de leurs combinaisons. Dans le but de déterminer ce paramètre, un test de compression verticale a été réalisé sur un panneau de maçonnerie de dimension $1,05 \times 0,85 \text{ m}^2$ avec une seule épaisseur de brique dans le panneau. La surface d'application de la charge est égale à $0,105 \text{ m}^2$. Conformément à la norme NF EN 1052-1 [150], le test a été réalisé à l'aide du vérin vertical piloté en effort avec une vitesse de chargement de 0.4 N/s . Des profilés métalliques ont été utilisés afin de distribuer la charge sur la surface du panneau (Voir la figure III. 3. 5). De plus, une bande de gomme semi rigide a été mise sur les deux surfaces de contact (profilé/panneau et base/panneau) afin d'éviter toute concentration de contrainte et également de garder l'homogénéité du champ de contrainte appliquée.

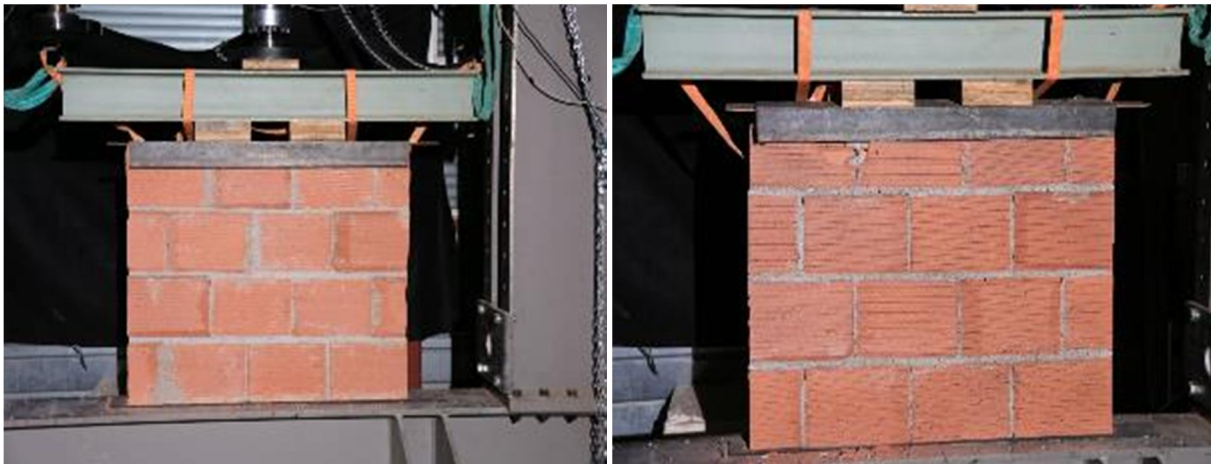


Fig. III. 3. 5 : Test de compression verticale sur le panneau de maçonnerie.

Les résultats obtenus dans cet essai sont présentés sous forme de courbe (Fig. III. 3. 6), de sorte qu'elle traduise la variation de la force appliquée en fonction du déplacement vertical du vérin. La raideur initiale en compression de la maçonnerie est définie par la pente initiale de la courbe, tandis que sa résistance à la compression par la contrainte associée au chargement maximal. La résistance en compression déduite est de $0,73 \text{ MPa}$ et la raideur initiale de la maçonnerie en compression est égale à 40 kN/mm .

La rupture du panneau de maçonnerie est obtenue par une chute brutale avec écrasement des briques. Ce résultat confirme les résultats des tests de caractérisation présentés précédemment, indiquant que les joints de mortier sont plus résistants à la compression que les briques dans le sens vertical aux perforations.

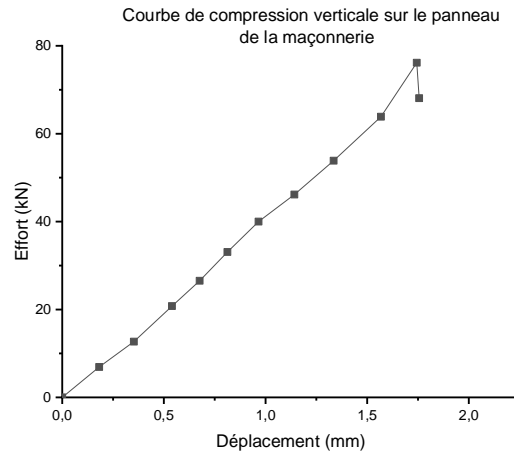


Fig. III. 3. 6 : Courbe résultante du test de la compression verticale sur le panneau de maçonnerie.

Ce test a été en outre utilisé pour déterminer le module de Young des briques à l'aide de la technique de corrélation d'images. Les déformations verticales des briques numérotées comme il est présenté sur la figure (III. 3. 7) ont été utilisé pour calculer une déformation moyenne. Le module de Young des briques déduit par l'intermédiaire de cette déformation est de (175 Mpa).

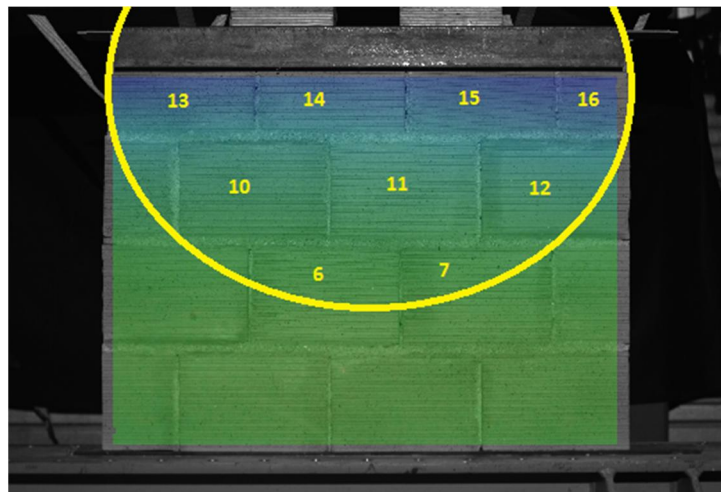


Fig. III. 3. 7 : Briques choisies pour la détermination de module de Young.

III.3.2.2. Test de compression diagonale

Le test de compression diagonale sur le panneau de maçonnerie est parmi les essais les plus répandus dans la littérature, l'objectif principal de ce test est d'imposer un chargement de cisaillement afin de déterminer la résistance à la traction du panneau. En outre, la résistance à la compression diagonale du panneau peut être également utile dans le calcul par l'approche macro, dans laquelle le panneau est à remplacer par un élément diagonal de type barre (Paragraphe I. 2. 2. 3).

Cet essai est réalisé au sein de laboratoire LOCIE à l'aide du vérin vertical de la machine 3R et conformément à la méthode de test de compression diagonale standard sur la maçonnerie [151]. Durant le test, le chargement croissant est appliqué jusqu'à la rupture avec une vitesse de 0,4 N/s sur un panneau carré en maçonnerie (1,04 m²). La stabilisation du panneau dans le sens diagonal est parmi les difficultés rencontrées dans cet essai. Des supports en acier de 30 cm de côté ont été utilisés comme présenté dans la figure (III. 3. 8). A savoir, ces supports sont équipés d'une bande de gomme au niveau de la surface en contact avec le panneau afin d'éviter les concentrations de contraintes.

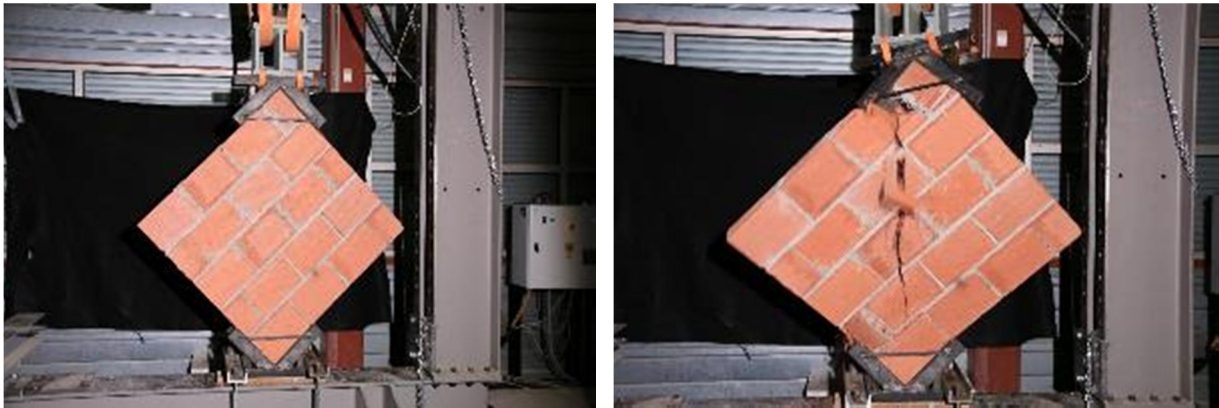


Fig. III. 3. 8 : Compression diagonale sur panneau de maçonnerie.

La courbe résultante traduisant l'évolution de la charge appliquée en fonction du déplacement du vérin est illustrée sur la figure (III. 3. 9). La raideur initiale de la maçonnerie à la compression diagonale déduite à partir de cette courbe est égale à 194 kN/mm.

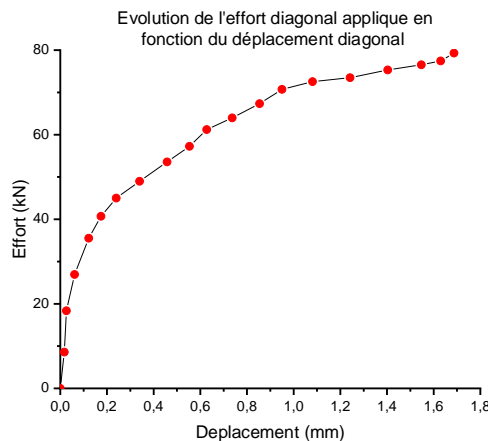


Fig. III. 3. 9 : Courbe résultante de test de compression diagonale.

En outre, la figure (III. 3. 10) est tracée suite aux indications de la méthode de test de compression diagonale standard sur la maçonnerie [151]. Elle traduit l'évolution de la contrainte de cisaillement dans le panneau en fonction de la déformation angulaire de celui-ci. Les valeurs déduites à partir de cette courbe sont : la résistance au cisaillement de la maçonnerie $R_s = 1.13$ MPa, Module de cisaillement $G = 1.646$ GPa, et le module de Young $E = 3.919$ GPa.

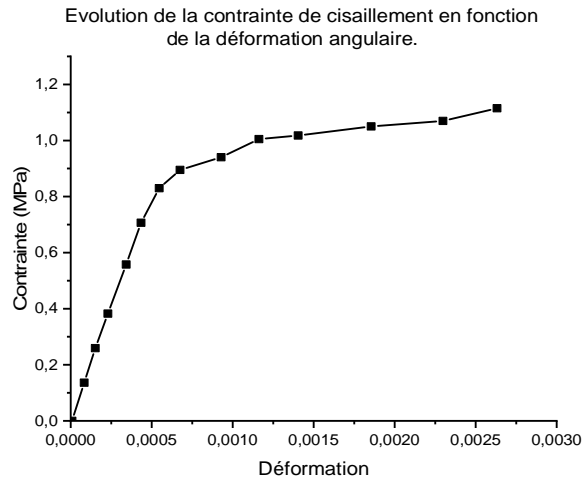


Fig. III. 3. 10 : Courbe contrainte-déformation du test de compression diagonale sur le panneau de maçonnerie.

La rupture observée durant le test est une rupture par fissure diagonale entre appuis qui se propage ensuite à travers les briques et les joints de mortier (Fig. III. 3. 11). Ce qui signifie que l'interface brique/mortier était plus résistante que la brique et le mortier sous ce type de sollicitation. Ceci contraste alors à ce qui évoqué dans le test de cisaillement par confinement sur le triplet. De ce fait, on conclut que la combinaison des joints horizontaux et verticaux influe sur le comportement des interfaces et que le triplet simple ne peut représenter correctement le comportement au cisaillement des interfaces dans un mur de maçonnerie.

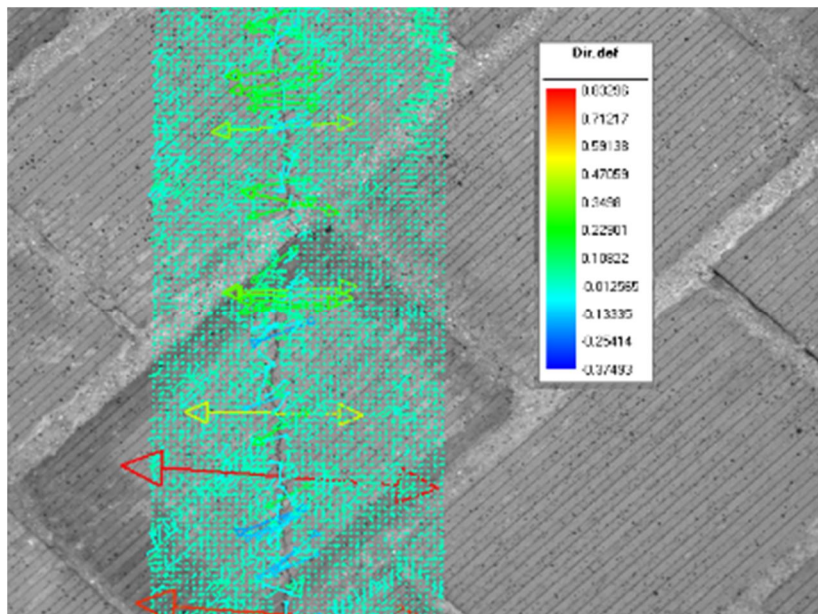


Fig. III. 3. 11 : Fissure diagonale du panneau.

III.4. Conclusion

Les essais de caractérisation sur les matériaux et les structures partielles ont permis d'identifier les paramètres requis pour la simulation de spécimens. L'ensemble de ces paramètres sont résumés au tableau (III - 9). Une étude statistique sur la totalité des paramètres a été réalisée afin de déterminer la variance et l'intervalle admissible de ces derniers. Cet intervalle nous permettra par la suite d'adopter la valeur appropriée selon le besoin dans ce qui concerne la simulation des spécimens.

Tableau III-9 : Etude statistique sur l'ensemble de paramètres identifiés.

| Test | Eprouvette/Sollicitation | Paramètre | Moyenne | Ecart type | Coefficient de variation | Intervalle admissible | |
|------------------------------|---------------------------|--|-------------------------------|---|--------------------------|-----------------------|--|
| Traction d'Acier | Barre ϕ 6 | Module de Young (GPa) | 123,5 | 24,38 | 16,12 % | [99,12 .. 147,88] | |
| | | Résistance ultime (MPa) | 485,74 | 13,66 | 2,30 % | [472,07 .. 499,40] | |
| | | Déformation au Pic (%) | 3,87 | 0,6 | 12,71 % | [3,27 .. 4,48] | |
| | Barre ϕ 12 | Module de Young (GPa) | 170,14 | 17,82 | 8,55 % | [152,32 .. 187,95] | |
| | | Résistance ultime (MPa) | 597,9 | 7,60 | 1,04 % | [590,30 .. 605,50] | |
| | | Déformation au Pic (%) | 1,32 | 0,2 | 12,41 % | [1,12 .. 1,52] | |
| Essais sur Béton | Fendage. | Résistance en traction (MPa). | 2,16 | 0,22 | 8,98 % | [1,94 .. 2,39] | |
| | Flexion. | Résistance en traction (MPa). | 3,76 | 0,66 | 14,35 % | [3,10 .. 4,42] | |
| | Compression | Module de Young (GPa) | 14,70 | 0,34 | 2,03 % | [14,36 .. 15,05] | |
| | | Résistance max (MPa). | 28,15 | 1,99 | 6,11 % | [26,16 .. 30,13] | |
| | | Déformation au Pic (%) | 2,62 | 0,21 | 6,95 % | [2,41 .. 2,83] | |
| Mortier | Flexion | Résistance en traction (MPa). | 4,03 | 0,38 | 8,59 % | [3,65 .. 4,41] | |
| | Compression | Résistance max (MPa). | 15,65 | 1,31 | 8,01 % | [14,34 .. 16,96] | |
| Compression sur briques | Direction verticale | Résistance max (MPa). | 0,81 | 0,15 | 16,63 % | [0,66 .. 0,96] | |
| | | Module de Young (MPa) | 36,30 | 4,00 | 10,06 % | [32,30 .. 40,30] | |
| | Direction parallèle | Résistance max (MPa). | 5,05 | 1,19 | 21,45 % | [3,86 .. 6,23] | |
| | | Module de Young (MPa) | 194,78 | 35,71 | 16,74 % | [159,07 .. 230,49] | |
| | Direction perpendiculaire | Résistance max (MPa). | 0,50 | 0,07 | 13,17 % | [0,43 .. 0,57] | |
| | | Module de Young (MPa) | 12,12 | 0,54 | 4,07 % | [11,58 .. 12,66] | |
| Interfaces | Brique / béton | Résistance en traction (MPa). | 0,47 | 0,18 | 30,44 % | [0,29 .. 0,65] | |
| | Brique / mortier | Résistance en traction (MPa). | 0,23 | 0,15 | 46,67 % | [0,08 .. 0,37] | |
| | Triplets | Cohésion (MPa) | | Valeur déduite : $C = 0,1$ | | | |
| | | angle de frottement initial | | Valeur déduite : Φ initial = $57,67^\circ$ | | | |
| angle de frottement résiduel | | Valeur déduite : Φ résiduel = $35,75^\circ$ | | | | | |
| Maçonnerie | Compression verticale | Résistance max (MPa). | Valeur déduite : $R_c = 0,73$ | | | | |
| | | Raideur initiale (kN/mm) | Valeur déduite : $R_i = 40$ | | | | |
| | Compression diagonale. | Résistance au cisaillement (MPa) | Valeur déduite : $R_s = 1.13$ | | | | |
| | | Raideur initiale (kN/mm) | Valeur déduite : $R_i = 194$ | | | | |
| | | Module de Young (GPa) | Valeur déduite : $E = 3,9$ | | | | |
| | | Module de Cisaillement (GPa) | Valeur déduite : $G = 1,65$ | | | | |

Chapitre : IV

Calculs et Simulations

IV.1. Introduction

Par le présent chapitre, on contribue à la modélisation de la maçonnerie chaînée. Notre contribution s'agit d'établir un modèle numérique capable de reproduire le comportement détaillé des portiques avec des panneaux en maçonnerie chaînée, tout en gardant la simplicité et minimisant le temps de calcul. Au cours de ce chapitre, la modélisation établie va être validée une fois par les données expérimentales originales et une autre fois par des données de la littérature (Travaux de : Mehrabi [13] et Manos et al. [146]). L'approche analytique est aussi utilisée dans cette contribution, par laquelle, on montre la pertinence des modèles analytiques à prédire la rigidité initiale et la charge ultime et résiduelle de ces portiques.

IV.2. Calcul analytique

Les modèles analytiques évoqués dans le chapitre (I), sont utilisés dans cette partie pour déduire la rigidité latérale des spécimens dans un premier lieu. Par la suite, ils ont été utilisés pour évaluer la résistance latérale de ces derniers au moment de l'apparition de la première fissure dans le panneau. Ces formules ainsi que les résultats obtenus sont rapportés dans ce qui suit :

IV.2.1. Calcul de la rigidité latérale

D'après ce qu'il est noté dans le paragraphe (I. 2. 2), il existe quelques modèles dans la littérature permettant de déduire la rigidité latérale des portiques en béton armé avec des panneaux en maçonnerie chaînée. Cette partie est alors consacrée à l'évaluation de ces modèles à la prédiction de la rigidité des murs en maçonnerie chaînée. Le tableau (IV-1) résume l'ensemble des équations utilisées (Voir l'annexe B-1 pour plus de détails). Par ailleurs, les deux méthodes rapportées au paragraphe (I. 2. 2) (La méthode de la poutre cisailée et le modèle de la diagonale équivalente) et proposées pour la maçonnerie de remplissage sont aussi utilisées dans le but d'étudier leurs applicabilités à prédire la rigidité initiale des spécimens étudiés (avec maçonnerie chaînée).

Tableau IV-1 : Les modèles analytiques existants pour l'évolution de la rigidité des spécimens.

| Auteurs | | Equations | Commentaires |
|---|-------------------------|---|--|
| Modèles pour maçonnerie chaînée. | Riahi et al [54]. | $K_{cr} = A_w \frac{\sqrt{f_m}}{\gamma_c}$ | (I_c, I_b, I_m) : Moments d'inertie du poteau, poutre et le panneau de maçonnerie. |
| | Rai et al. [53]. | $K_{cr} = K_{nc} \left(0.29 + 0.26 \left(\frac{L_{is}}{P} \right) \right)$ | (h, l) : La distance entre la section inférieure du Poteau et l'axe de la poutre, et la distance entre les axes des poteaux. |
| | Flores et Alcocer [51]. | $K_{nc} = \left(\left(\frac{H_w^3}{3E_m I_m} \right) + \frac{H_w}{A_w G_m} \right)^{-1}$ | (H_m, L_m, t_m, d_m) : représentent respectivement la hauteur, longueur, épaisseur et la longueur diagonale du panneau. |
| Modèles pour maçonnerie de remplissage. | Stafford Smith B. [49]. | $K_{cr} = \frac{12E_c I_c}{h^3} * \frac{6I_b h + I_c l}{3I_b h + 2I_c l} + \left(\frac{h \tan^2 \theta}{E_c A_c} + \frac{d_m}{S_m t_m E_m \cos^2 \theta} \right)^{-1}$ | (S_m, f_m) : La largeur de la diagonale équivalente et la résistance à la compression de la maçonnerie. |
| | Fiorato et al. [86]. | $K_{cr} = \frac{3E_c I^* G_m t_m l_m}{h^3 (G_m t_m l_m) + h (3E_c I^*)}$ $I^* = 2I_c + \frac{2A_c l^2}{4} + \frac{E_m h^3}{E_c h_m^3} I_m$ | $(E_c, E_m, G_m, \vartheta_m)$: module de Young du béton, modules de Young et de cisaillement de la maçonnerie et son coefficient de poisson. (θ) : Angle fait la diagonale avec l'horizontal. (l_{is}/P) : facteur de confinement. (α_h, α_L) : longueur de contact du panneau avec le poteau et la poutre respectivement. (A_w, H_w) : Section et hauteur du spécimen. |

La méthode de la diagonale équivalente dépend de la largeur de la diagonale remplaçant le panneau. Pour cela, les formules rapportées au paragraphe (I. 2. 2. 3) permettant de calculer la largeur de la diagonale sont utilisées (Voir l'annexe B-2 pour plus de détails). Les résultats obtenus d'après ces formules sont présentés au tableau (IV-2).

Tableau IV-2 : La largeur de la diagonale équivalente suite aux différentes formules existantes.

| Auteurs / Spécimen | PC1 (mm) | PC2 (mm) | PH1 (mm) | PH2 (mm) |
|---------------------------|----------|----------|----------|----------|
| Mainstone [61]. | 234,26 | 232,64 | 234,04 | 233,72 |
| Mainstone et Weeks [62]. | 230,47 | 228,35 | 230,19 | 229,77 |
| Bazan et Meli [65]. | 958,30 | 905,10 | 950,99 | 940,11 |
| Liau et kwan [50]. | 552,79 | 546,43 | 551,95 | 550,67 |
| Paulay et Priestley [66]. | 502,90 | 502,9 | 502,9 | 502,9 |
| Hendry [68]. | 806,37 | 787,92 | 803,91 | 800,21 |
| Papia et al [69]. | 506,46 | 498,12 | 505,36 | 503,69 |
| Durrani et Luo [67]. | 330,30 | 327,26 | 329,90 | 329,29 |

La largeur de la diagonale équivalente a été calculée par chaque formule proposée. Elle est substituée par la suite dans le modèle de la diagonale proposé par Stafford Smith [49] pour déduire la rigidité initiale du spécimen.

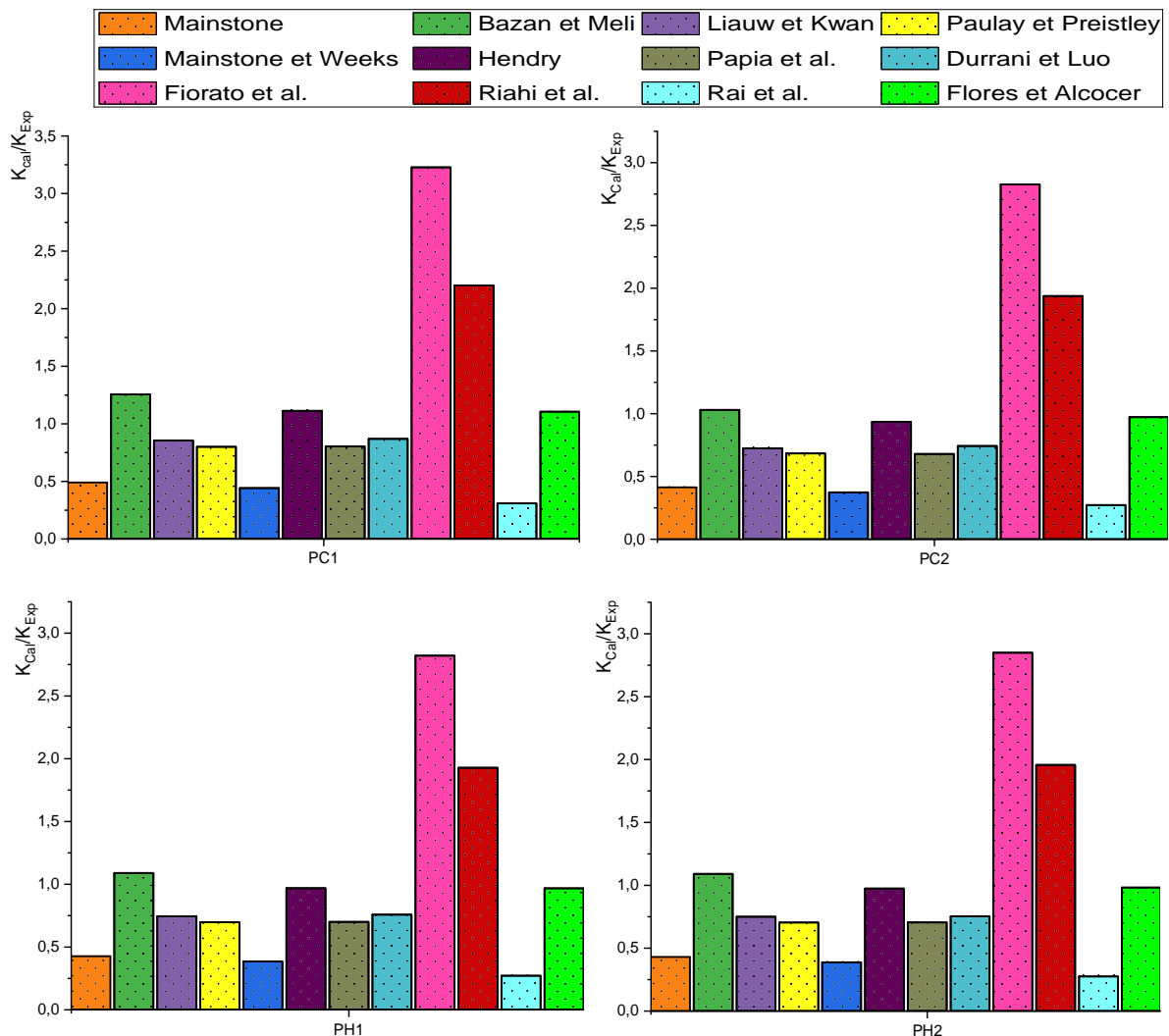


Fig. IV. 2. 1 : Les ratios de rigidités obtenus à partir des formules analytiques.

A savoir, chaque rigidité obtenue par le modèle de la diagonale est dénommée par le nom de l'auteur qui a proposé la formule par laquelle la largeur est calculée. L'ensemble de rigidités obtenues soit par les formules proposées pour la maçonnerie chaînée ou par celles

proposées pour la maçonnerie remplie sont représentés sous forme des histogrammes (Fig. IV. 2. 1), à travers lesquels l'efficacité du chaque formule est exprimée par le ratio de sa valeur par rapport au résultat expérimental du spécimen considéré.

En ce qui concerne les modèles initialement proposés pour la maçonnerie de remplissage, l'histogramme présenté dans la figure (IV. 2. 1) montre que le modèle de la poutre cisailée surestime la valeur de la rigidité latérale jusqu'à 3 fois. Par contre, le modèle de la diagonale équivalente montre des proportions différentes dépendant de la largeur de la diagonale équivalente adoptée. Il montre alors des meilleurs ratios ($0.93 \leq K_{cal}/K_{exp} \leq 1.25$) lorsqu'il est combiné avec le modèle de Bazan et Meli [65] ou encore le modèle de Hendry [68]. En opposition, il montre une grande sous-estimation quand la largeur de la diagonale est calculée par les autres formules. Concernant les modèles de la maçonnerie chaînée, les deux modèles de Rai et al. [53] ainsi de Riahi et al. [54] ont respectivement sous-estimé et surestimé significativement la rigidité initiale de tous les spécimens. Par contre, le modèle de Flores et Alcocer [51] a prédit de manière satisfaisante la rigidité initiale des murs dont le ratio obtenu varie dans l'intervalle ($0.96 \leq K_{cal}/K_{exp} \leq 1.10$) pour l'ensemble des spécimens.

IV.2.2. Prédiction de la charge associée à la première fissure du panneau

Comme il est rapporté par l'étude bibliographique du paragraphe (I. 2. 3), plusieurs chercheurs ont proposé des modèles analytiques basés sur la théorie de frottement pour prédire l'effort associé à l'apparition de la première fissure significative du panneau de la maçonnerie chaînée. Les formules utilisées dans le présent travail et rapportées à partir des travaux [54] sont illustrées sur le tableau (IV- 3). (Voir l'annexe B-3 pour plus de détails).

Tableau IV-3 : Formules pour prédire l'effort de la première fissure du panneau de maçonnerie.

| Auteurs | Equations | Commentaires |
|------------------------|---|---|
| Matsumura [79] | $V_{cr} = \left(\frac{K_u}{\frac{H_w}{d} + 2} \sqrt{f_m} + 0.3v_0 \right) \times t_w \times j$ $j = 0.875 \left(L_w - W_{tc}/2 \right)$ | (K_u) : Facteur de réduction (0.64 pour des murs partiellement remplis. (d) : la largeur effective des murs. (H_w, L_w, t_w, A_w) : represent la longueur largeur épaisseur et la section droite de mur respectivement. |
| INN 1997 [77] | $V_{cr} = \text{Min}(0.23v_m + 0.12v_0 ; 0.35v_m) \times A_w$ | |
| Moroni et al. [76] | $V_{cr} = (0.19v_m + 0.12v_0) \times A_w$ | (W_{tc}) : la largeur du Poteau tendu. |
| Riahi et al. [54] | $V_{cr} = (0.424v_m + 0.374v_0) \times A_w$ $\leq v_m \times A_w$ | (f_m, v_m) : résistances à la compression et au cisaillement de la maçonnerie. |
| Flores et Alcocer [51] | $V_{cr} = (0.5v_m + 0.3v_0) \times A_w \leq 1.5v_m \times A_w$ | (v_0) : contrainte verticale appliquée. |

L'ensemble des formules mentionnées dans le tableau ci-dessus ont été utilisé pour prédire la charge correspondant à la première fissure du panneau. Les résultats obtenus sont interprétés sous forme d'histogramme dans lequel la valeur déduite par chaque formule est

exprimée sous forme de ratio par rapport aux résultats expérimentaux. Les histogrammes tracés pour l'ensemble de spécimens étudiés sont illustrés sur la figure (IV. 2. 2).

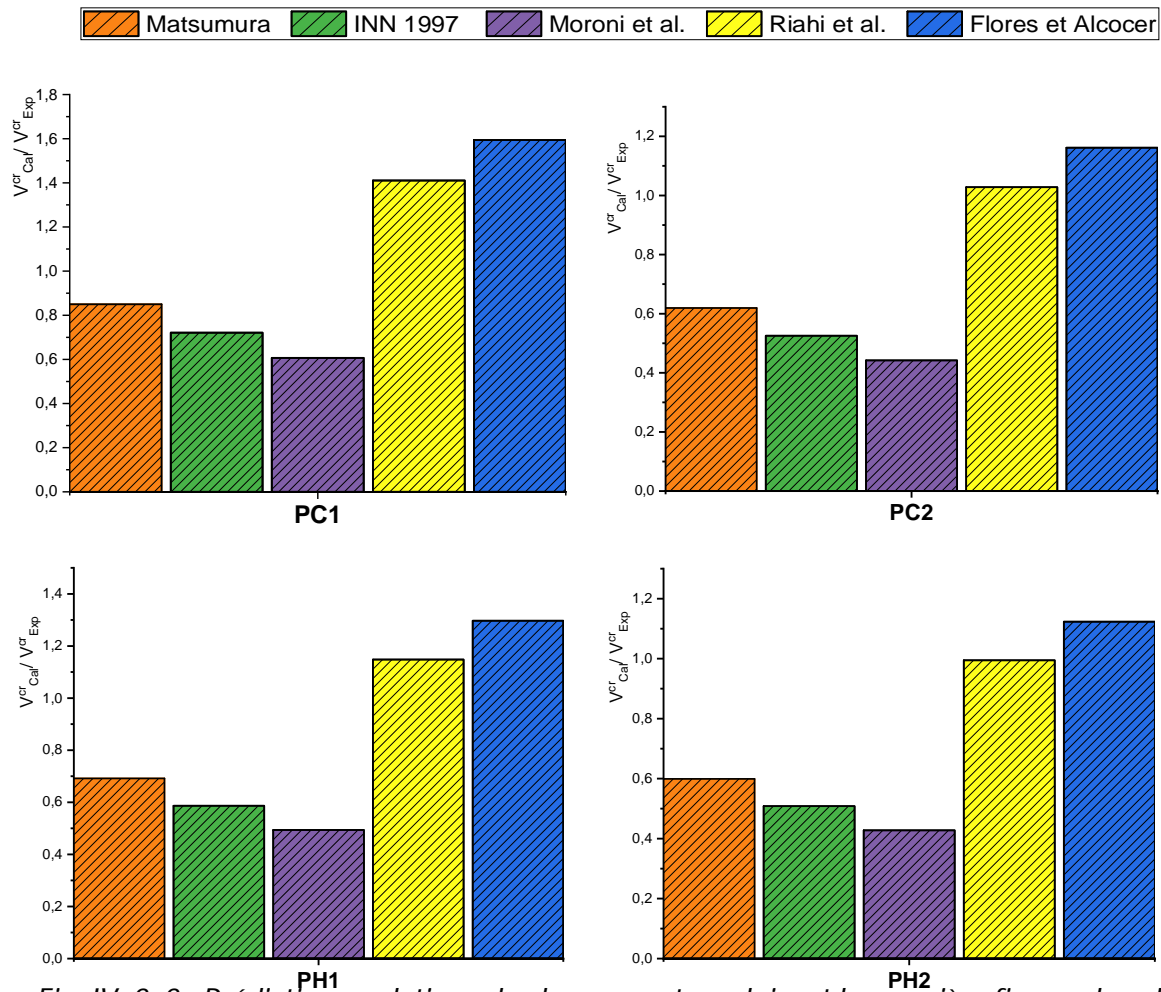


Fig. IV. 2. 2 : Prédiction analytique du chargement produisant la première fissure dans le panneau.

La figure (IV. 2. 2) représente alors les résultats obtenus par le calcul analytique de la charge associée à la première fissure du panneau. Les histogrammes illustrés ci-dessus montrent que les modèles proposés par Matsumura, Chilien norme et Moroni et al. [76,77,79] sous-estiment largement ce chargement étant donné que les ratios obtenus par ces derniers sont significativement bas ($V_{cal}/V_{exp} \leq 0.82$). Il est à noter que ces modèles ont montré des bons résultats dans les travaux de Riahi et al. [54]. En ce qui concerne le modèle proposé par Flores et Alcocer [51], des résultats similaires aux celles notés dans les travaux de [138] ont été trouvés. Le modèle a surestimé l'effort associé à la première fissure ($1.12 \leq V_{cal}/V_{exp} \leq 1.6$) mais avec des valeurs appartenant à l'intervalle de bonne approximation. Les meilleurs résultats ont été trouvés par le modèle de [54] par lequel les différents ratios obtenus varient dans l'intervalle [0.99 ; 1.41] ce qui représente une bonne conservative approximation. En conclusion, le modèle approprié pour prédire analytiquement le chargement associé à l'apparition de la première fissure du panneau de la maçonnerie est celui de Riahi et al. [54].

IV.3. Calcul numérique

En dehors de contexte de modèles analytiques et les calculs à la main. Il existe plusieurs modèles numériques dans la littérature ayant l'avantage de simuler avec précision le comportement détaillé des murs en maçonnerie. Selon la proposition de Bicanic et al. [89], ces modèles peuvent être classifiés en deux approches. L'approche macro-modélisation et l'approche micro-modélisation. A partir de là, la modélisation adoptée dans le présent travail réalise un compromis entre les deux approches comme par la suite détaillé dans les paragraphes suivants. Cette modélisation appartient d'un côté à l'approche micro le fait qu'elle compte à la fois l'ensemble des unités de maçonnerie ainsi que les joints de mortier. De l'autre côté, elle adopte une des techniques de simplification des approches macro, elle consiste alors à simuler le joint de mortier et les deux interfaces comme étant un élément homogène (proposition de Lourenço [30]).

IV.3.1. La modélisation adoptée

La modélisation adoptée dans ce travail est introduite dans le code aux éléments finis Cast3m, développé par le département mécanique et technologie (DMT) du commissariat français à l'énergie atomique (CEA). Dans la mesure de possibilité, la discrétisation spatiale des échantillons s'est limitée à une seule moitié grâce à la symétrie hors plan des spécimens. Le volume de béton et des briques sont modélisés par des éléments cubiques à huit nœuds en adoptant la loi proposée et développée par Sellier et al. [152]. Les barres d'acier sont représentées par des segments droits à deux nœuds avec la loi élasto-plastique parfaite. En ce qui concerne les joints de mortier, la simplification proposée par Lourenço [30] est mise en œuvre. Par conséquent, des éléments cubiques sous forme de platine sont utilisés avec la même loi de Sellier, mais tout d'abord calibrée afin de simuler le comportement combiné du joint de mortier et les deux interfaces entourées. A savoir, la loi proposée par Sellier et al. [152] est implémentée par l'auteur lui-même dans le code Cast3m sous l'instruction 'ENDO3D'. Elle nécessite un ensemble de 35 paramètres, dont 17 désignés pour l'aspect mécanique, le reste concernent les aspects chimiques, thermiques et poro-mécanique du matériau, qui ne nous intéresseront pas ici. Cette loi est initialement proposée pour le béton avec un critère de plasticité orthotrope de Rankine pour représenter la résistance en traction et un critère de Drucker-Prager en compression. Elle est en outre formulée pour décrire d'une manière anisotrope le mécanisme de fissuration via une loi d'endommagement. Cette loi permet notamment de prendre en compte les propriétés directionnelles des matériaux fragiles [152].

IV.3.2. Calibration des paramètres

D'après les travaux de Domede et al. [148], l'emploi de cette loi à la modélisation par homogénéisation de la maçonnerie nécessite un passage par deux étapes, la première représente des tests expérimentaux sur la maçonnerie ou sur ses composants. Par contre, la deuxième étape correspond à un travail numérique. Tel que rapporté dans [148], les paramètres indispensables afin de calibrer dans un cas de maçonnerie soumise à la compression sont : le module de Young, coefficient de poisson, résistance à la compression,

déformation au pic, énergie de rupture par compression et le coefficient de confinement du critère de Drucker-Prager. Cet ensemble de paramètres sont à déterminer pour chaque matériau composant la maçonnerie (soit la brique ou le mortier pour notre travail). Le fait que le confinement affecte la résistance à la compression du mortier, le paramètre (δ) doit être recalibré par un test de compression sur un triplet de maçonnerie. Similairement, des tests de traction par fendage sur les différents matériaux sont requis afin de déduire leurs résistances à la traction, l'énergie de rupture par traction, l'énergie de fermeture des fissures et leurs endommagements initiaux en traction. L'interface représentant le plan de faiblesse de la maçonnerie en traction, le comportement de cette dernière est par conséquent régi par le comportement en traction de ses interfaces. La caractérisation de ces dernières, joue alors un rôle majeur pour simuler correctement le comportement de la maçonnerie. Dans ce contexte, Domede et al. [148] ont rapporté une manière permettant de déduire pour ces éléments, la résistance à la traction, l'énergie de rupture à la traction et l'endommagement initial à la traction. Cette manière consiste également à mettre sous flexion à trois points une éprouvette composée qui s'agisse d'un cube en mortier en contact avec une unité de maçonnerie par l'intermédiaire d'une interface (Voir figure IV. 3. 1). La deuxième étape est une étape numérique concerne la technique d'homogénéisation de la maçonnerie (élément représentatif d'après la norme EN 1052-1 [150]). Elle consiste premièrement à simuler un test de compression par cisaillement d'un panneau de maçonnerie en utilisant les paramètres individuels de chaque composant. Ensuite, elle consiste à calibrer les paramètres homogénéisés jusqu'à la coïncidence de la courbe numérique avec celle de l'expérimental.

Nous avons confronté à cette méthodologie afin de créer notre propre méthode de calibration. Le paragraphe suivant rapporte plus de détails sur la méthodologie adoptée et l'enchaînement suivi.

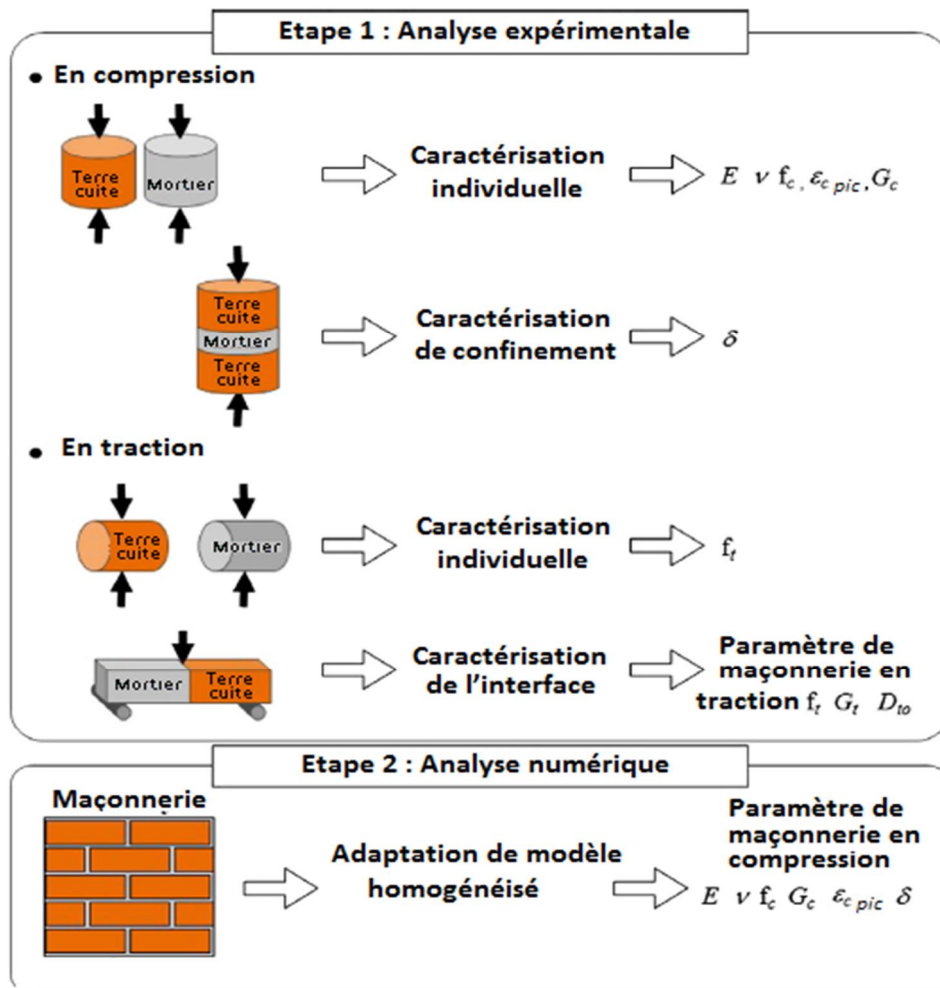


Fig. IV. 3. 1 : La caractérisation des matériaux et la technique d'homogénéisation [148].

IV.3.3. Organigramme de calage numérique de paramètres :

Les tests de caractérisation réalisés ont l'objectif de déterminer le jeu de paramètre nécessaire pour simuler correctement les tests de poussée réalisés sur les grands spécimens. Un enchaînement des tâches de calage est également requis afin d'atteindre cet objectif. Cet enchaînement permet le passage de l'échelle matériaux vers l'échelle structures partielles (échelle locale), et de l'échelle locale vers l'échelle globale par la suite (les grands spécimens). L'ensemble de ces étapes avec son enchaînement est illustré sous forme d'organigramme comme représenté la figure (IV. 3. 2). Ces tâches se divisent alors en trois familles : famille des matériaux, des structures partielles et des grands spécimens.

Les tests expérimentaux sur les matériaux permettent de déterminer la majorité de paramètres de chaque matériau individuel (acier, mortier, brique, béton). Durant les tests de caractérisation, le risque de projection d'éclat sur la caméra destinée à la corrélation et quelque fois le manque d'instruments de mesures, causent la limitation de la caractérisation. La simulation numérique de ces tests a pour but de compenser alors cette limitation en déterminant les paramètres manquants par problème inverse (en titre d'exemple : le module de Young de mortier). Les résultats récoltés depuis cette première

famille construit la base de départ vers la deuxième famille (passage de l'échelle matériaux vers l'échelle locale).

Le premier test de la deuxième famille est un essai de flexion à trois points sur l'éprouvette composée. Il a l'objectif de déduire la résistance à la traction, le module de Young et l'énergie de rupture de l'interface créée entre le mortier et la brique (aussi celle entre le béton et la brique). La résistance à la traction est déduite d'une manière expérimentale, l'énergie de rupture par une formule analytique [15]. Par contre, le module de Young est recalé numériquement jusqu'à obtenir une bonne coïncidence de courbes mais restant dans l'intervalle déterminé précédemment (Conclusion du chapitre III). En ce qui concerne le mortier, le béton et la brique, les paramètres adoptés sont déterminés par les résultats de la première famille. Ensuite, les paramètres utilisés pour la simulation du test de flexion de l'interface sont injectés dans le modèle de l'essai de triplets. Le coefficient de confinement de Drucker-Prager de l'interface est calculé analytiquement [148] et sa résistance à la compression est recalé numériquement jusqu'à la coïncidence des courbes (numérique et expérimentale). L'étape suivante consiste à injecter les paramètres de l'interface dans le modèle de test de compression verticale sur le panneau de la maçonnerie. Par la technique de corrélation d'images [137] le module de Young de briques est déduit. La résistance à la compression est déduite d'après le test de compression sur la brique de la première famille. L'énergie de rupture et la résistance à la traction de la brique sont analytiquement calculés [15] et son coefficient de confinement est recalé numériquement jusqu'à la coïncidence de courbes. La dernière étape correspond à un test de compression diagonale sur un panneau de maçonnerie. Le jeu de paramètres utilisé dans le test précédent (compression verticale) est adopté. L'écart considérable obtenu induit un recalage de paramètres de briques (Vu son comportement orthotrope). Le module de Young, la résistance à la compression et à la traction sont recalés. La raideur expérimentale et la pente initiale de la courbe contraintes déformation obtenues sont utilisées pour déterminer le coefficient de cisaillement et le module de Young diagonal des briques selon la norme [151]. Ainsi, la résistance à la traction et à la compression diagonale sont recalées jusqu'à la coïncidence de courbes.

La dernière famille (Tests sur les grands spécimens) correspond à deux types de test. Le premier vise à reproduire la réponse de spécimens PC1 utilisant les paramètres de test de la compression diagonale pour les briques et les interfaces. Le béton et l'acier selon les tests de la première famille (Matériaux). Restant dans le même type de test (monotone), le jeu de paramètres adopté pour PC1 est utilisé pour simuler la réponse du spécimen PH1. Par la suite, ce jeu de paramètres est également introduit dans le modèle PC2 pour recaler la déformation plastique caractéristique de Drucker-Prager associée à l'endommagement (EKDC), ce qui gère la réversibilité de la réponse. Finalement, ce jeu de paramètre final est validé par le dernier test sur le spécimen PH2.

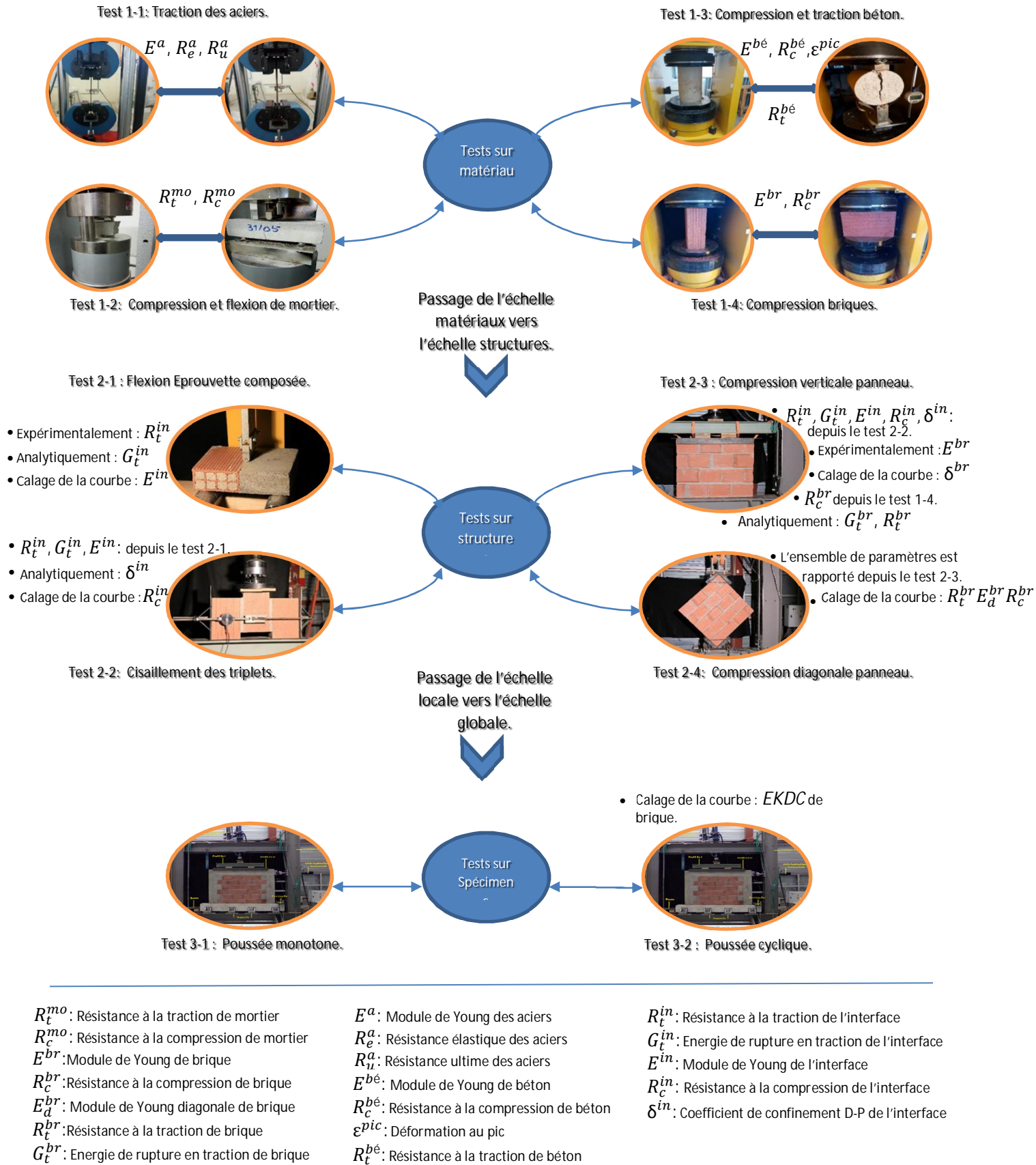


Fig. IV. 3. 2 : Organigramme de calage numérique de paramètres

IV.3.4. Validation expérimentale

Cette partie a pour but de valider la modélisation adoptée par les données expérimentales rapportées dans les chapitres (II et III). Elle est également consacrée au calage des paramètres et de déterminer le passage de l'échelle locale vers l'échelle globale dans un premier lieu. Par la suite, elle présente la validation de la modélisation adoptée par les structures partielles ainsi par les grands spécimens uniformes et harpés. L'objectif est de démontrer que cette modélisation est capable de simuler le comportement des spécimens sous la poussée progressive par les paramètres calés par les tests de caractérisation.

IV.3.4.1. Calibration pour les éléments interfaces

Afin de caler les paramètres des interfaces et de démontrer l'efficacité de la modélisation choisie à reproduire le comportement de ces éléments, deux différents tests ont été réalisés comme précédemment rapporté dans le paragraphe (III. 3. 1). Le premier test consiste à mettre une éprouvette composée sous la flexion a trois points. Tandis que le deuxième est un test de cisaillement par confinement sur des triplets de maçonnerie.

- Test de flexion a trois points

Le modèle adopté est introduit en discrétisation spatiale dans le code aux éléments finis Cast3m (Paragraphe IV. 3. 1). La géométrie introduite est composée de 853 éléments et 1170 nœuds. L'ensemble de composants est simulés par la loi de Sellier [152], la brique et le mortier (béton) sont alors modélisés avec des cubes à huit nœuds et l'interface par des éléments platine (Voir figure IV. 3. 3). A savoir, chaque test réalisé dure 15 min sur un ordinateur avec processeur Intel® Core™ i5-5200U CPU 2.2 GHz.

Les paramètres à caler par ce test sont : l'énergie de rupture, la résistance à la traction et le module de Young. Initialement, la résistance à la traction est déduite par les résultats expérimentaux tout en considérant l'effet de rétrécissement du mortier et du processus de pose des unités, sur la surface de l'interface. Le contact net de l'interface correspond à 59% de la surface totale, calculé à la manière présenté par Lourenço [30]. L'énergie de rupture est déduite à partir de la formule ($G_f^I = 0.025(2f_t)^{0.7}$) proposée par Drougkas [15]. (Voir paragraphe I.1.4.1). Le module de Young est par la suite calé jusqu'à reproduire la courbe expérimentale.

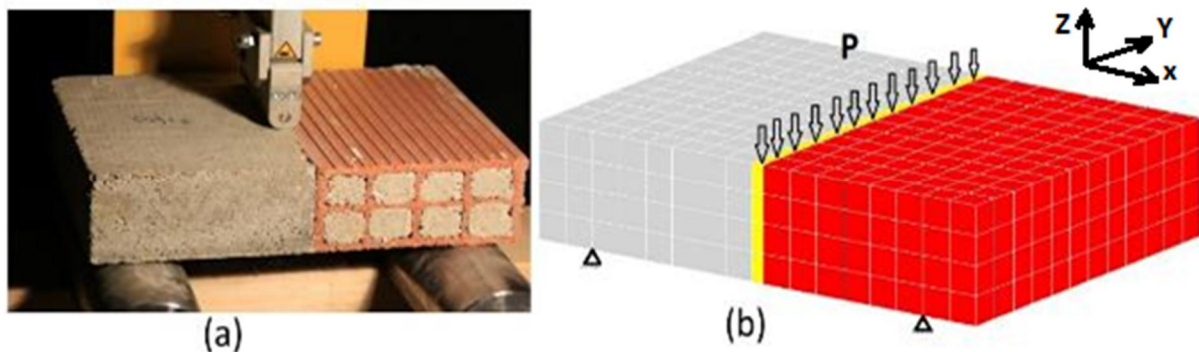


Fig. IV. 3. 3 : Test de flexion a trois points sur les éprouvettes composées : (a) modèle physique, (b) modèle numérique.

La charge progressive est appliquée uniformément sur la face supérieure de l'interface jusqu'à la rupture (avec pilotage en déplacement), soit pour les éprouvettes brique/mortier ou pour les éprouvettes brique/béton. Les appuis sont bloqués suivant la direction de l'application de la charge (Z). L'appui de gauche est en outre bloqué dans la direction (X et Y) afin d'empêcher le mouvement de l'ensemble. Chaque éprouvette est simulée séparément afin de définir les intervalles de variance admissible des paramètres en question. Une courbe de réponse moyenne est définie dont l'objectif de déterminer les paramètres à injecter dans le modèle des grands spécimens. Les courbes expérimentales et numériques obtenues sont représentées sur la figure (IV. 3. 4).

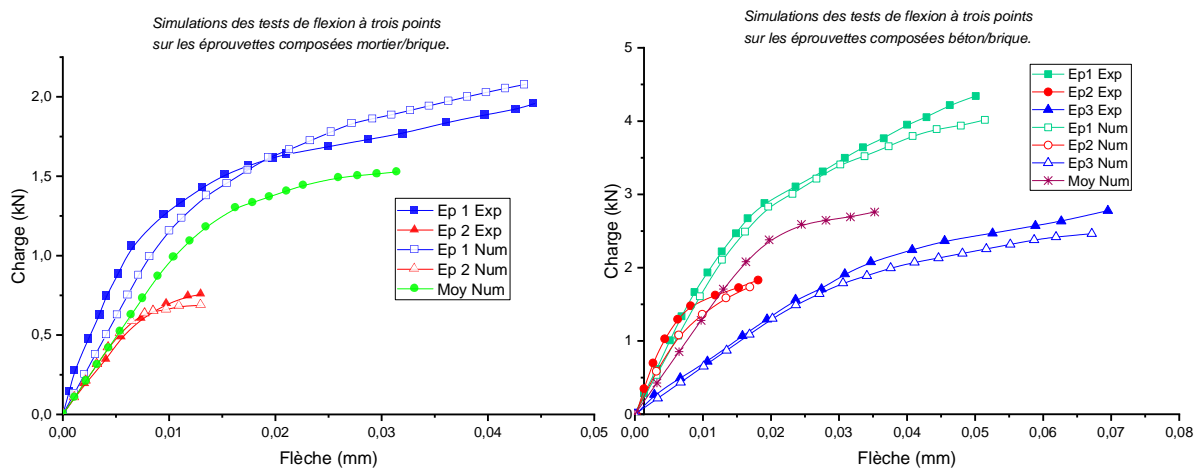


Fig. IV. 3. 4 : Courbes expérimentales et numériques des tests de flexion a trois points sur les éprouvettes composées brique/béton et brique/mortier

L'ensemble de paramètres adoptés sont résumés dans le tableau (IV - 4). Sachant que, (R_t), (G_f^t) et (E) signifient respectivement : la résistance à la traction, l'énergie de rupture à la traction et le module de Young.

Tableau IV-4 : Jeux de paramètres adoptés (Tests de flexion a trois points).

| Paramètre | Interface mortier/brique | | | Interface béton/brique | | | |
|------------------------------|--------------------------|---------|---------|------------------------|---------|---------|---------|
| | Ep1 Num | Ep2 Num | Moy Num | Ep1 Num | Ep2 Num | Ep3 Num | Moy Num |
| R_t (Mpa) | 0.06 | 0.12 | 0.12 | 0.25 | 0.105 | 0.18 | 0.25 |
| G_f^t (MJ/m ²) | 1.5e-3 | 1.8e-2 | 2.9e-3 | 5.1e-2 | 1.1e-2 | 9.1e-2 | 1.5e-2 |
| E (Mpa) | 350 | 550 | 348.5 | 800 | 1000 | 180 | 500 |

La figure ci-dessus montre alors la concordance des courbes numériques avec les courbes expérimentales pour les deux types d'éprouvettes. De ce fait, le modèle numérique adopté est capable, en fonction des paramètres choisi, de reproduire la réponse des interfaces béton/brique et mortier/brique sous la flexion a trois points. Le tableau (IV - 4) souligne en outre les intervalles admissibles de paramètres adoptés pour reproduire le comportement moyen de ce genre d'éléments. La colonne référée par 'Moy Num' représente alors les paramètres de traction à injecter dans les modèles de grands spécimens soit pour les interfaces mortier/brique ou béton/brique.

La technique de corrélation d'images, grâce aux directions des déplacements fournis par le logiciel 7D [137] juste avant le pic, a montré que la zone inférieure de l'interface est une zone tendue et que la zone supérieure est comprimée (Fig. IV. 3. 5 - a). Le même phénomène s'est produit dans le modèle numérique (comparaison qualitative) comme traduit la distribution des déformations volumiques illustrée par la figure (IV. 3. 5 - b).

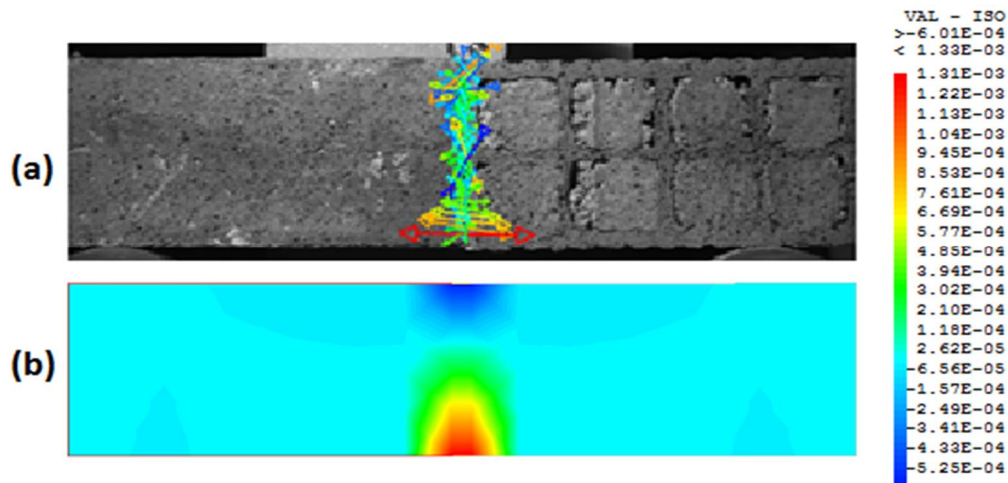


Fig. IV. 3. 5 : L'état de l'interface : (a) les directions des déplacements par logiciel 7D, (b) les déformations volumiques par la variable TEPS.

Le mode de ruine observé est alors un mode de rupture par traction (Mode I). Le modèle numérique a eu un mode de ruine similaire. L'interface a subi alors une grande déformation de traction dans la fibre extrême tendue (figure IV. 3. 6).

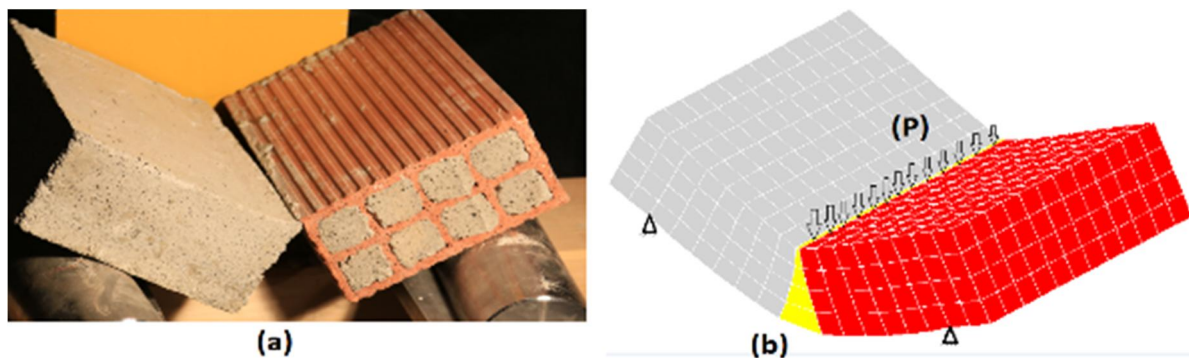


Fig. IV. 3. 6 : La ruine par traction des interfaces : (a) le modèle physique, (b) le modèle numérique.

Nous avons alors démontré que la modélisation adoptée est capable de reproduire d'une manière satisfaisante, le comportement des interfaces sous la flexion a trois points en termes de, réponse globale, champs de déformation et mode de ruine.

- Test de cisaillement des triplets

Le même modèle est adopté et introduit avec une discrétisation spatiale dans le code aux éléments finis Cast3m (Voir figure IV. 3. 7). La géométrie inclut comprend 212 éléments et 315 nœuds. Le test dure 23 min sur l'ordinateur d'un processeur Intel® Core™ i5-5200U CPU 2.2 GHz. La même loi de sellier est adaptée pour modéliser les cubes en représentant

les briques et le mortier ainsi que les platines en représentant les interfaces. Ce test a comme objectifs, le calage de la résistance à la compression et la démonstration que cette modélisation est capable de reproduire le comportement des interfaces (Triplets) sous le cisaillement par confinement.

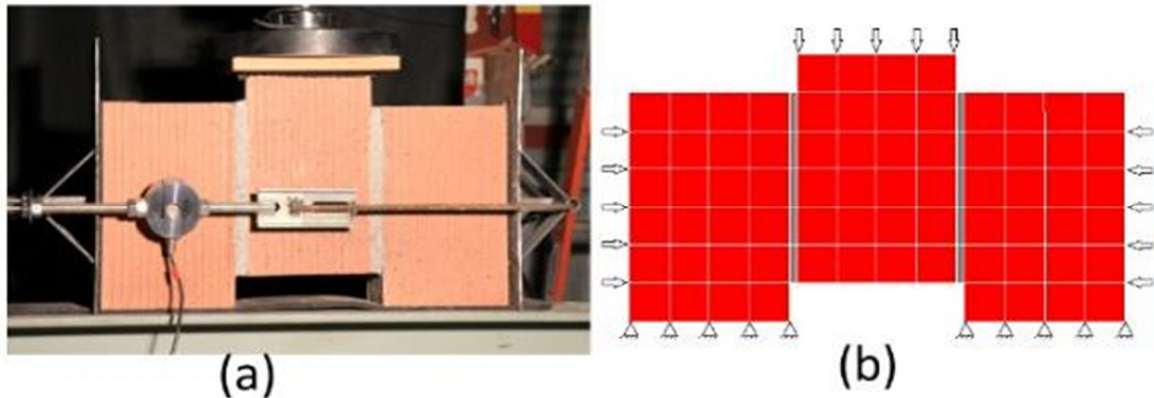


Fig. IV. 3. 7 : Test de flexion a trois sur les éprouvettes composées : (a) modèle physique, (b) modèle numérique.

Durant le test numérique, la charge de cisaillement est appliquée avec un pilotage en déplacement sur la face supérieure de la brique intermédiaire (Dans la direction Z). Tandis que, la charge de confinement a été appliquée avec un pilotage en effort sur la face à gauche, tout avec un blocage de déplacement horizontal de la face à droite (Direction X). Les deux faces inférieures des briques de rives sont bloquées sur la direction d'application de la charge (Z) avec un blocage d'une ligne d'une de ces deux faces dans la direction (Y).

Les paramètres de traction de l'interface sont rapportés depuis le test de flexion à trois points (colonne Moy Num du tableau IV - 4). Par contre, le coefficient de confinement est calculé en fonction d'angle de frottement interne par la formule au-dessous d'après les travaux de Domede et al. [148] :

$$\delta = \frac{2\sqrt{3} \times \sin \phi}{3 - \sin \phi}$$

Le coefficient de confinement de Drucker-Prager est alors calculé analytiquement ($\delta = 1.34$) mais la résistance à la compression est calée jusqu'à obtenir une réponse adéquate ($R_c = 9.2$ MPa).

Grace aux tests réalisés pour les quatre confinements, le critère de rupture numérique est tracé. La figure (IV. 3. 8) rassemble les quatre critères de ruptures obtenus, deux critères expérimentaux et les deux autres numériques. Le premier type est référé par critère initial, il s'agit de résistances maximales des interfaces sous les différents confinements. Par contre, les critères résiduels représentent les résistances résiduelles des interfaces. Comme présenté dans la figure (IV. 3. 8), et plus précisément dans la gamme de confinement de 0 à 0.2 MPa, les critères numériques initial et résiduel concordent d'une manière convenable les critères expérimentaux. Le modèle adopté a pu alors reproduire la réponse des triplets sous le cisaillement par confinement.

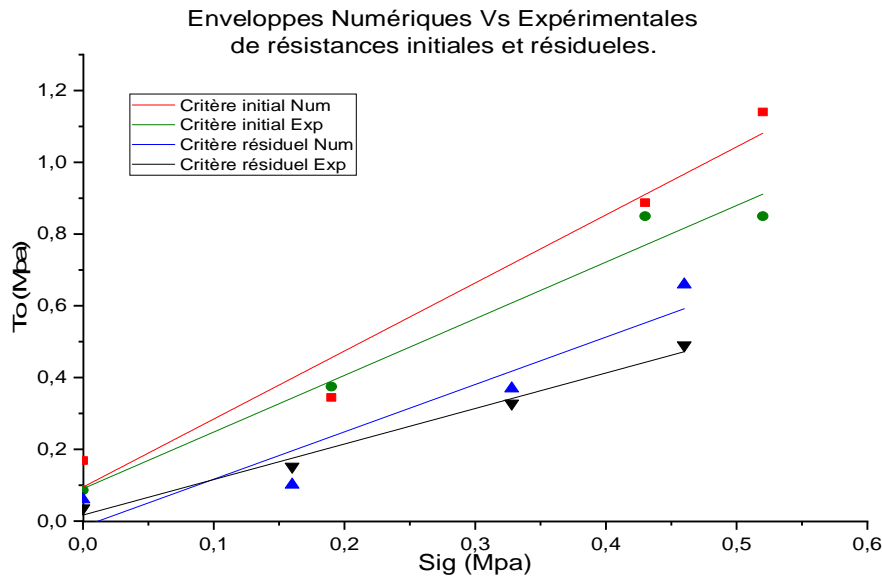


Fig. IV. 3. 8 : Enveloppes de résistances initiales et résiduels des interfaces (Triplets).

Par ailleurs, la technique de corrélation d'images a permis de contrôler le glissement de la brique intermédiaire durant l'intégralité du test. Les directions des déplacements fournies par le logiciel 7D [137] (Fig. IV. 3. 9 - a), montrent le détachement des interfaces selon un angle bien défini. Les déplacements en question ressortent à un glissement de la brique intermédiaire. Ce phénomène s'est aussi produit dans le modèle numérique, il est également traduit par des déformations positives (la zone en rouge au niveau de l'interface) comme représenté sur la figure (IV. 3. 9 - b).

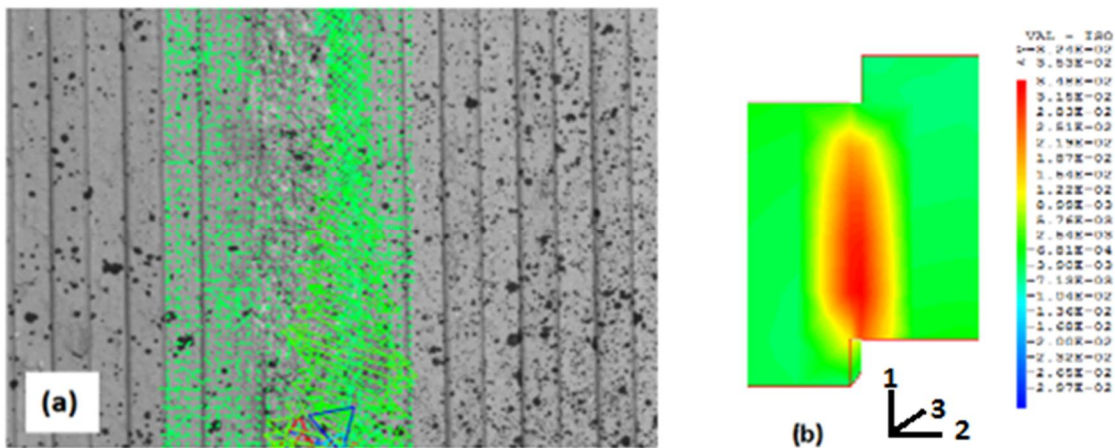


Fig. IV. 3. 9 : Phénomène de glissement de la brique intermédiaire : (a) direction des déplacements par logiciel 7D, (b) les déformations par la variable EPE1.

Restant dans l'objectif de démontrer l'efficacité du modèle choisi à reproduire le comportement des interfaces sous le glissement, le mode de ruine de ces éléments est aussi prise en compte. L'ensemble des éprouvettes testées ont subi un mode de ruine similaire (Fig. IV. 3. 10 - a), la brique intermédiaire glisse vers le bas tout avec un détachement des interfaces en bords. Le modèle numérique a réussi à reproduire ce mode de rupture comme démontre la déformée représentée sur la figure (IV. 3. 10 - b).

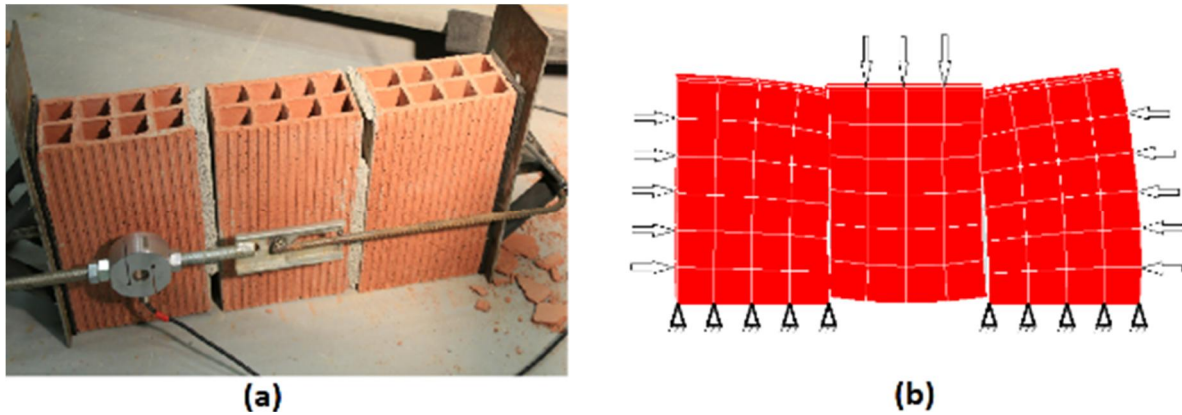


Fig. IV. 3. 10 : La ruine des triplets par cisaillement des interfaces : (a) modèle physique, (b) modèle numérique.

Après avoir démontré l'efficacité du modèle choisi à simuler le comportement des interfaces en mode 'I', nous avons démontré son efficacité à reproduire le comportement de ces éléments en mode 'II'. Nous avons également démontré son efficacité à simuler la réponse des interfaces sous le cisaillement par confinement ainsi que la distribution des contraintes (déformation) durant le test et finalement, le mode de rupture produit (glissement de la brique intermédiaire vers le bas).

- L'effet du pas de chargement et l'ajout des éléments minces dans les briques

Le pas de chargement est parmi les facteurs ayant l'influence sur les résultats et la précision dans un calcul numérique, son effet a été également étudié sur les deux tests réalisés avant le passage de l'échelle locale vers l'échelle globale. Nous avons alors relancé les deux tests numériques précédents avec juste la moitié du pas initialement adopté. Le raffinement du pas de chargement est étudié jusqu'à obtenir un écart inférieur à 0.1% de résultats en question. Dans la première tentative de raffinement du pas, nous avons obtenu des courbes coïncidant pour la courbe charge-flèche du test de flexion à trois points ou pour la réponse de triplet sous le cisaillement par (0.3 MPa) de confinement. La similitude des courbes (Fig. IV. 3. 11) démontre également que le pas adopté est suffisamment petit pour assurer la convergence du calcul numérique.

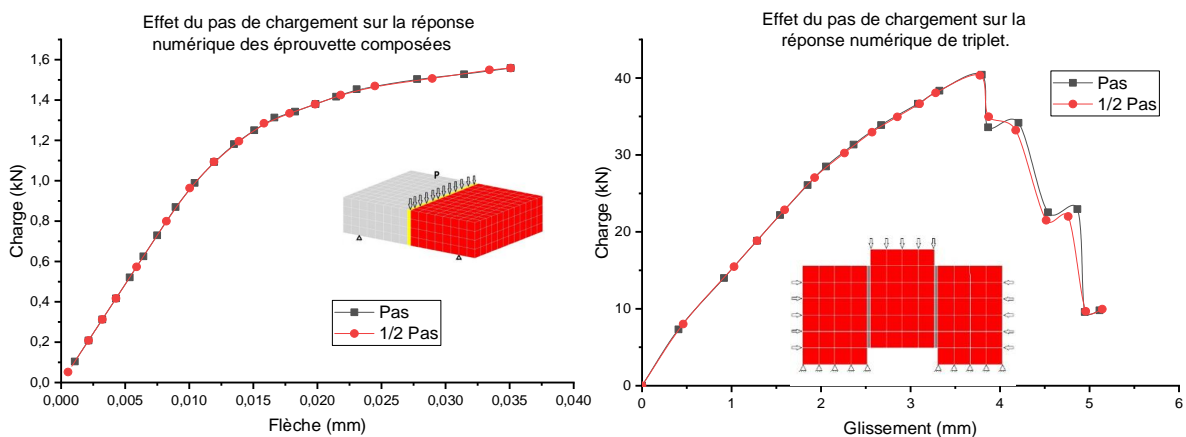


Fig. IV. 3. 11 : Effet du pas de chargement sur la réponse numérique d'éprouvette composée et de triplet.

En parallèle, la modélisation des joints de maçonnerie en éléments volumique implique la présence d'un joint virtuel, une ligne verticale d'éléments de taille réduite au milieu de chaque brique et ayant les propriétés de la brique. A cet effet, nous avons étudié l'impact de la présence de ces éléments sur le comportement des triplets et des éprouvettes composées. La géométrie des briques a été alors modifiée pour les deux type tests en ajoutant des éléments platines au milieu tout en formant des joints virtuels et en conservant les mêmes paramètres des briques (voir les éprouvettes présentées dans la Fig. IV. 3. 12). Les courbes avec et sans le joint sont représentées sur la figure (IV. 3. 12) soit pour le test de triplet ou pour le test de l'éprouvette composée.

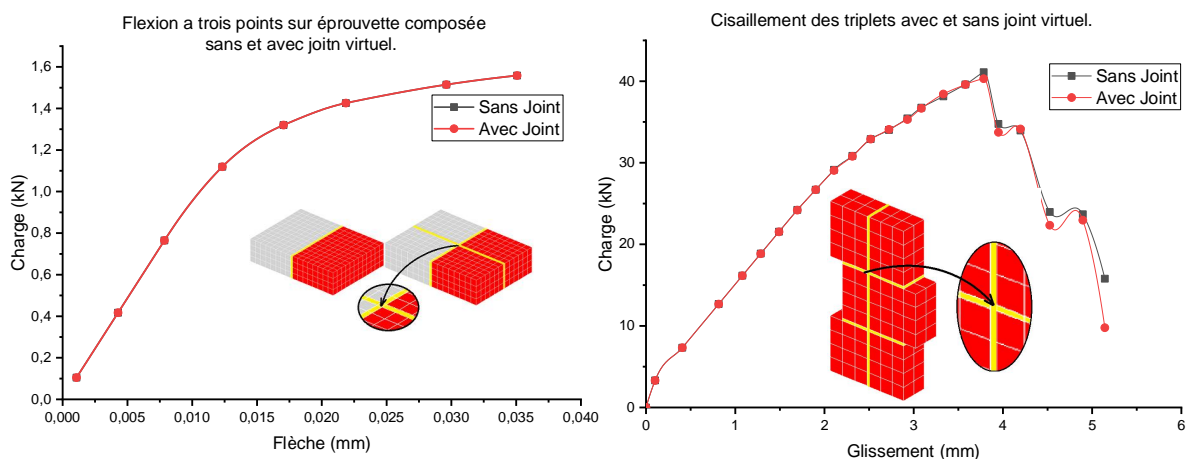


Fig. IV. 3. 12 : Effet du joint virtuel sur la réponse numérique d'éprouvette composée et de triplet.

Suivant la coïncidence des courbes apparente sur la figure (IV. 3. 12) pour les type d'essais, le joint virtuel créé au milieu de la brique ne joue aucun rôle sur le comportement des éprouvettes.

IV.3.4.2. Calibration pour un panneau de maçonnerie

Après avoir calibré le modèle pour simuler l'élément interface sous la flexion trois points et sous le cisaillement par confinement, la deuxième étape consiste à simuler, avec le jeu de paramètres ainsi déterminés, la réponse de panneau de maçonnerie sous différentes sollicitations. Autrement dit, notre objectif dans cette partie est de caler les unités de maçonnerie. Les tests de compressions diagonale et verticale réalisés sur les panneaux de maçonnerie ont été alors utilisés.

- Test de compression verticale

Tout en gardant la même modélisation et ses techniques adoptées (Géométrie avec un champ de 1070 éléments et 1680 nœuds), le test de la compression verticale sur le panneau de maçonnerie est simulé (Fig. IV. 3. 13 – a). Les interfaces ont été représentées comme précédemment, par des platines formées par des cubes et les briques par des éléments cubiques à huit nœuds (Fig. IV. 3. 13 – b). La charge a été appliquée sur la surface supérieure du panneau par un pilotage en déplacement (Dans la direction Z). En revanche,

les déplacements de la surface inférieure ont été bloquée dans la même direction d'application du chargement (avec blocage d'un seul point dans les directions X et Y).

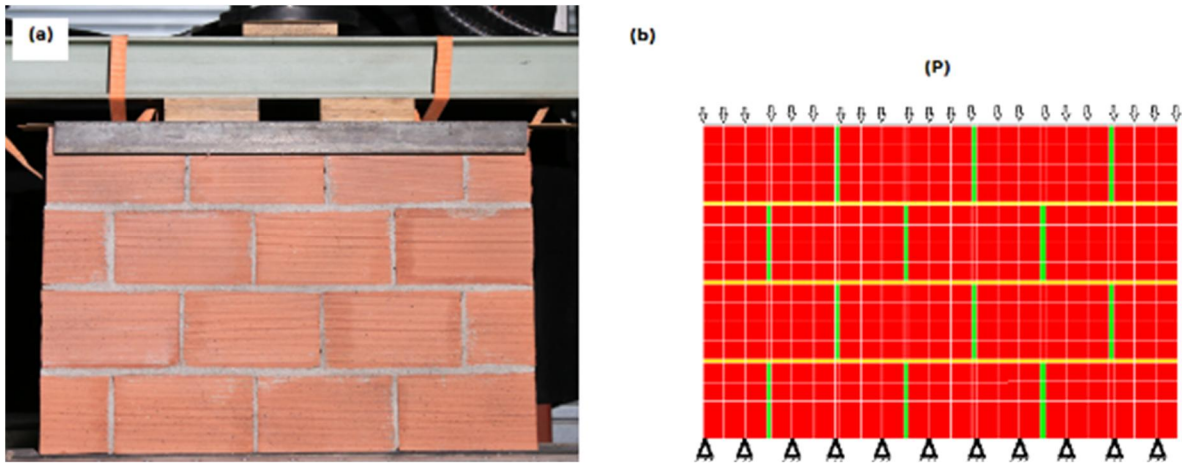


Fig. IV. 3. 13 : Test de compression verticale sur panneau de maçonnerie : (a) modèle physique, (b) modèle numérique.

Le jeu de paramètres introduit dans les interfaces est celui calé par le test de flexion et de cisaillement par confinement (Tableau IV - 4). En ce qui concerne les briques, le jeu de paramètres utilisé est représenté dans le tableau (IV - 5), dont le coefficient de confinement de Drucker-Prager est recalé jusqu'à obtenir une coïncidence suffisante des courbes. La résistance à la compression des briques est déduite expérimentalement d'après les tests de compression sur les briques (Paragraphe III. 2. 3). Ainsi, le module de Young est déterminé depuis le test de compression verticale sur le panneau à l'aide de la technique de corrélation d'images (Paragraphe III. 3. 2. 1). L'énergie de rupture est déduite par $(G_f^I = 0.025(2f_t)^{0.7})$ [15], tandis que la résistance à la traction est estimée d'être 9% de la résistance à la compression telle que proposé par Drougkas et al. [15].

Tableau IV-5 : Le jeu de paramètres adopté (Test de compression verticale).

| Paramètres | Brique | Interfaces |
|---|-----------|------------|
| R_c : Résistance à la compression. (MPa) | 0.85 | 9.24 |
| R_t : Résistance à la traction. (MPa) | 0.1 | 0.12 |
| E : Module de Young. (MPa) | 175 | 348.5 |
| GFT : Energie de rupture en traction. (MPa) | 3.6^E-2 | 2.9^E-3 |
| DELTA : coefficient de confinement de Drucker-Prager. | 0.78 | 1.34 |

Comme présenté sur la figure (IV. 3. 14), la réponse du panneau sous la compression verticale est illustrée sous forme de courbe traduisant la variation de déplacement du vérin en fonction de l'effort appliqué. D'après la courbe, le modèle a réussi à reproduire la réponse du panneau en termes de rigidité initiale et du chargement maximal. Par contre, la rupture constatée dans le modèle numérique est moins brutale que celle produite dans l'expérimental. Ce qui peut être causé par l'effet de représenter les briques perforées par des cubes pleins lors de la modélisation.

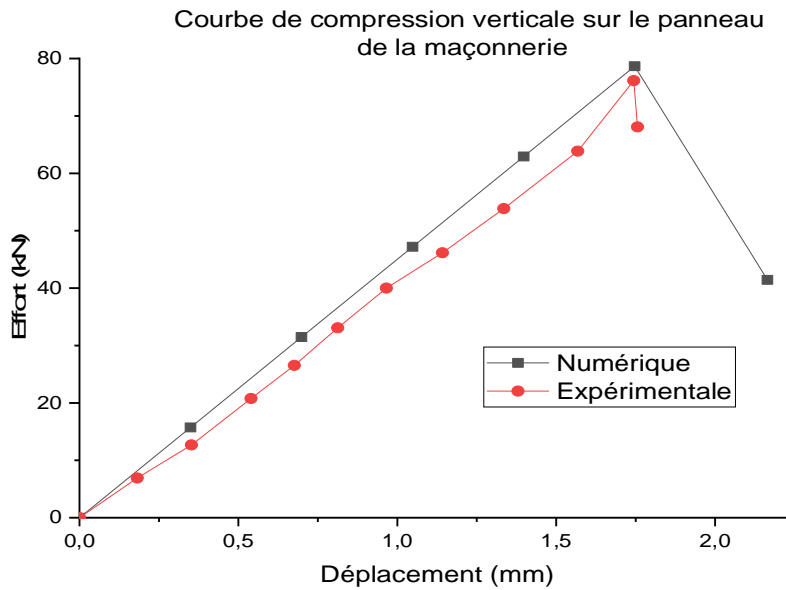


Fig. IV. 3. 14 : Courbe charge déplacement de test de compression verticale sur panneau.

Par ailleurs, le modèle numérique a échoué à simuler le mode de ruine observé dans l'expérience. La figure (IV. 3. 15) illustre les modes de ruine produits dans le numérique et l'expérimental. L'écrasement local de la brique centrale de la ligne supérieure des briques était mal simulé, cette erreur est probablement survenue d'une concentration de contrainte lors l'application du chargement dans le test expérimental.

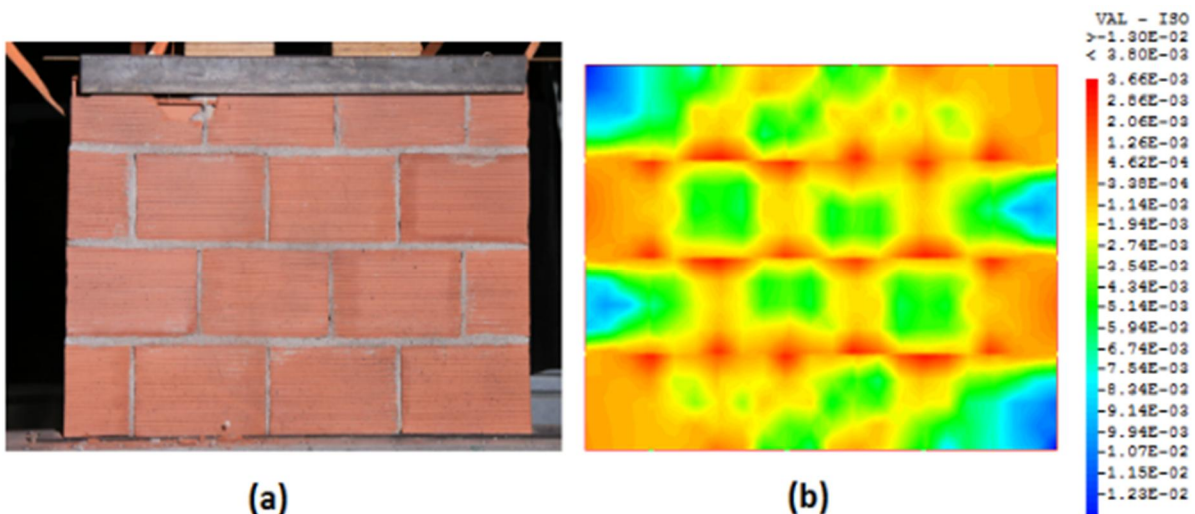


Fig. IV. 3. 15 : Modes de ruine survenus dans le modèle numérique et expérimental.

- Test de compression diagonale

La même modélisation est adoptée et la loi de Sellier est calibrée pour simuler les deux matériaux en utilisant les résultats des tests précédents. Le modèle est composé de 1358 éléments et 2100 nœuds et le jeu de paramètres précédant (tableau IV - 5) est également introduit. Le modèle physique et numérique sont représentés sur la figure (IV. 3. 16).

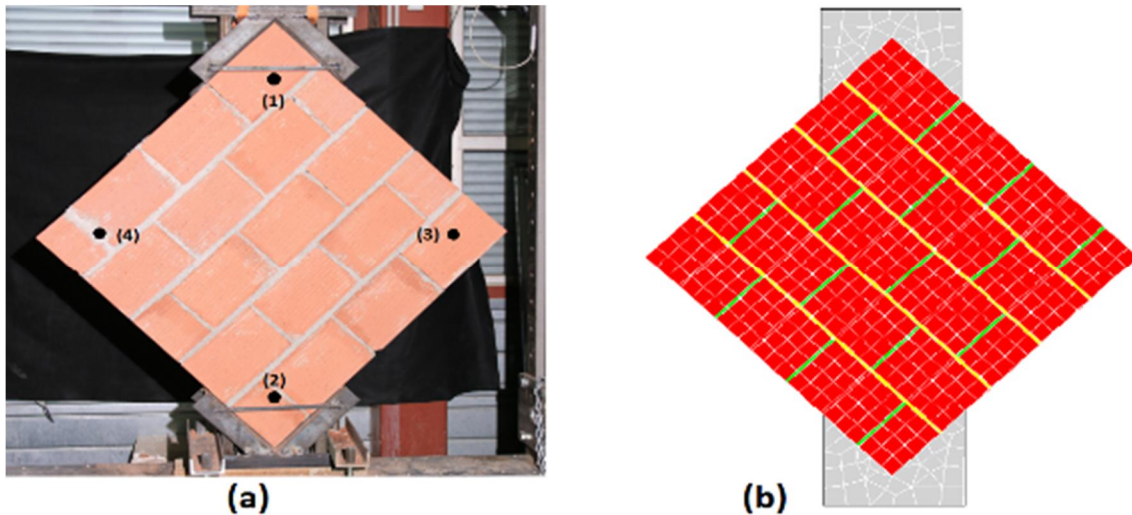


Fig. IV. 3. 16 : Test de compression diagonale (a) modèle physique, (b) modèle numérique.

La charge a été appliquée dans le modèle numérique par des déplacements imposés (Sur l'axe Z) du support supérieur dans la direction diagonale. Cette charge est appliquée sur deux surfaces ($100 \times 300 \text{ mm}^2$) en représentant les faces de contact entre le support et le panneau. Les deux surfaces représentant le support inférieur sont bloquées suivant la même direction. La ligne d'intersection de ces deux surfaces est bloquée suivant l'axe (X et Y) afin de stabiliser l'ensemble de la structure dans les deux autres directions. A savoir, ce test dure 50 min sur l'ordinateur d'un processeur Intel® Core™ i5-5200U CPU 2.2 GHz. Les courbes numériques et expérimentales de la variation de l'effort appliqué en fonction du déplacement diagonal sont présentées sur la figure (IV. 3. 17).

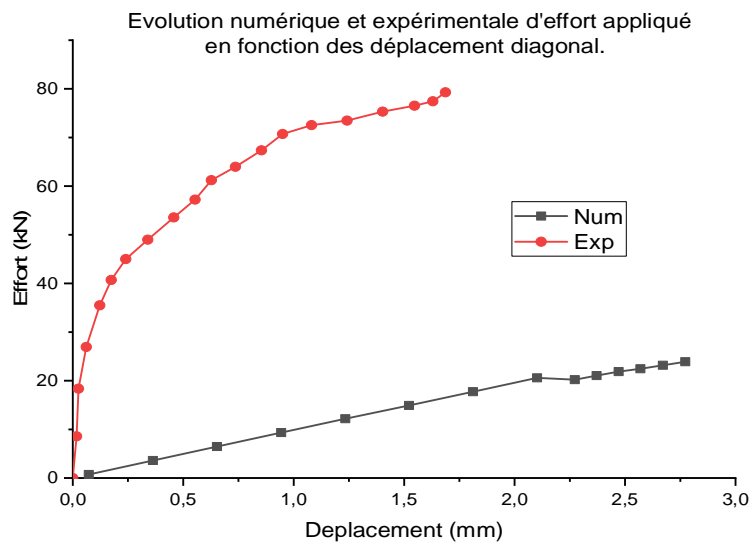


Fig. IV. 3. 17 : Courbe charge-déplacement des tests de compression diagonale sur le panneau de maçonnerie.

La courbe numérique reflète une raideur beaucoup plus faible que l'expérimentation (Raideur numérique égale à 3.4% de la raideur expérimentale), l'anisotropie de la brique a joué également son rôle. Le module de Young de la brique dans la direction perpendiculaire aux perforations est très loin d'être représentatif à celui de la direction diagonale vu le ratio

de raideurs obtenu. De plus, les considérables ratios remarquables dans les tests de la compression des briques (Paragraphe III. 2. 3), nous fait penser à des modules de Young largement divers d'une direction à l'autre. Nous avons alors recalé les caractéristiques des briques, le module de Young est recalé par les pentes initiales des deux courbes expérimentales (Courbes effort déplacement et la courbe contrainte déformation déduite par les instructions de la norme du test de compression diagonale sur le panneau de la maçonnerie [151]). La résistance à la compression et à la traction sont recalées jusqu'à la coïncidence des courbes. Finalement, le jeu de paramètres utilisé dans le modèle numérique est celui représenté dans le tableau (IV - 6).

Tableau IV-6 : Le jeu de paramètres adopté (Test de compression diagonale).

| Paramètres | Brique |
|---|--------|
| R_c : Résistance à la compression. (MPa) | 3.25 |
| R_T : Résistance à la traction. (MPa) | 2.75 |
| E : Module de Young. (MPa) | 7212 |
| GFT : Energie de rupture en traction. (MPa) | 3.1-4 |
| DELTA : coefficient de confinement de Drucker-Prager. | 0.78 |

Le modèle numérique après le recalage de paramètres de la brique (Tableau IV - 6) nous a permis de tracer la courbe de la variation du chargement appliqué par le vérin en fonction du déplacement de celle-ci. La courbe résultante est représentée sur la figure (IV. 3. 18). De plus, à l'aide des déplacements des points de 1 à 4 schématisés sur la figure (IV. 3. 16 - a), nous avons tracé la courbe (Fig. IV. 3. 18) de la variation des contraintes de cisaillement en fonction de la déformation angulaire du panneau selon les instructions de la norme du test de compression diagonale sur les panneaux de la maçonnerie [151].

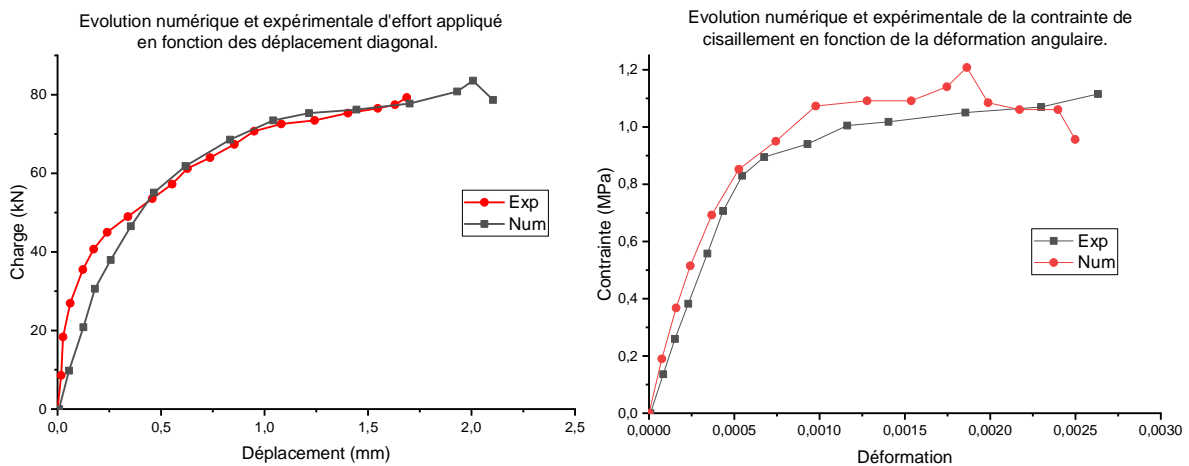


Fig. IV. 3. 18 : Courbes expérimentales et numériques du test de compression diagonale.

L'efficacité du modèle numérique à reproduire la réponse du modèle physique est confirmée par la coïncidence des courbes numériques et expérimentales représentées sur la figure ci-dessus, soit pour ceux de la variation du chargement en fonction du déplacement

ou contrainte en fonction de déformation. La concordance du modèle numérique avec le modèle physique a été en outre prouvée par la reproduction de mode de ruine. Ce dernier qui est traduit, comme représenté sur la figure (IV. 3. 19), par les déformations volumiques grâce aux variables internes sur le modèle numérique et par les déformations logarithmiques fournies par le logiciel 7D [137] sur le modèle physique, ce qui présente une comparaison qualitative.

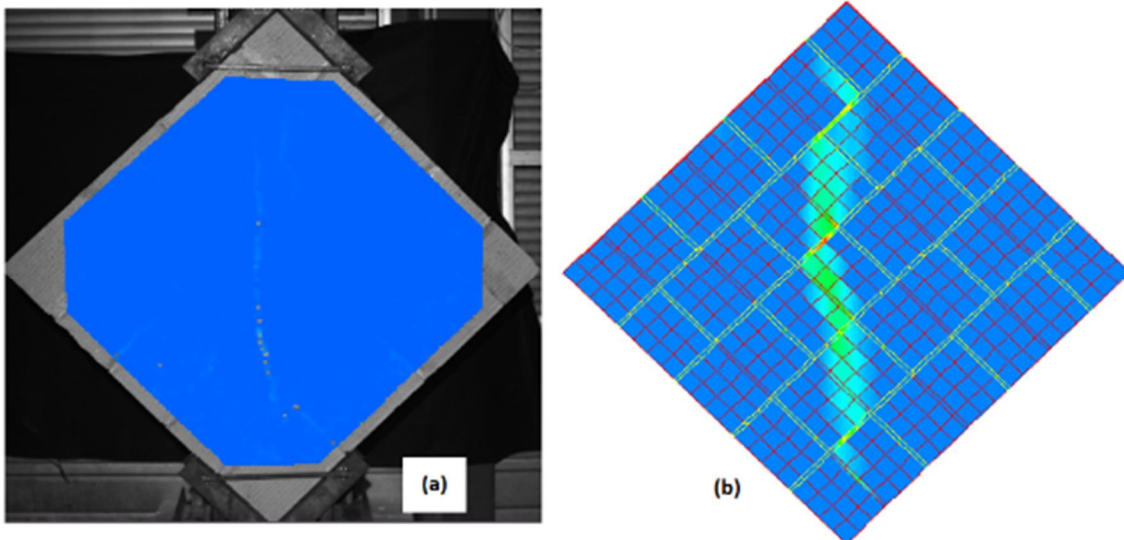


Fig. IV. 3. 19 : Mode de ruine du panneau sous la compression diagonale : (a) les déformations logarithmiques par logiciel 7D, (b) les déformations par la variable TEPS.

Les trois formes de concordance (courbe charge-déplacement, courbe contrainte-déformation et le mode de ruine) entre les résultats physiques et numériques ont conduit à conclure que le modèle adopté est capable, avec une manière satisfaisante, de simuler le comportement d'un panneau de maçonnerie soumis à une compression diagonale (Traction diagonale, cisaillement).

IV.3.4.3. Simulation des tests sur les spécimens

La modélisation précédemment adoptée a été utilisée pour simuler les tests Pushover réalisés sur les grands spécimens. Il est à noter que les interfaces de connexion panneaux portiques sont modélisées par des éléments cubiques formant des platines et comportant la loi de sellier adaptée. En raison de la symétrie hors plan, uniquement la moitié de la structure a été discrétisée (voir la figure IV. 3. 20). La géométrie du modèle associé aux spécimens chaînés (PC1 et PC2) correspond à un modèle formé de 21639 éléments et de 25692 nœuds. Par contre, les spécimens harpés (PH1 et PH2) sont discrétisés à l'aide de 21585 éléments et 25632 nœuds. Les géométries grossières adoptées dans ce type de tests nécessitent par conséquent des considérables durées de calcul (une heure et demi pour un calcul monotone sur l'ordinateur d'un processeur Intel® Core™ i5-5200U CPU 2.2 GHz, et de quatre heures jusqu'à six heures pour les tests cycliques).

Durant l'ensemble des tests numériques réalisés, le chargement vertical de (80 kN) en simulant les charges d'étage supérieur et les charges d'exploitation, est appliqué avec un

pilotage en effort et d'une manière uniformément répartie sur la totalité de la platine de distribution mise au-dessus de la poutre. Le volume de la longrine est bloqué sur les trois directions (X, Y et Z). Un blocage des déplacements suivant l'axe 'Y' est alors imposé dans tout le plan de symétrie, en remplacement de la moitié de la structure non modélisée. Par la suite, un chargement latéral, piloté en déplacement, est appliqué sur la platine de charge, une fois de manière monotone et l'autre fois en appliquant des cycles charge-décharge, dans des conditions de chargement similaires à celles des expériences réalisées.

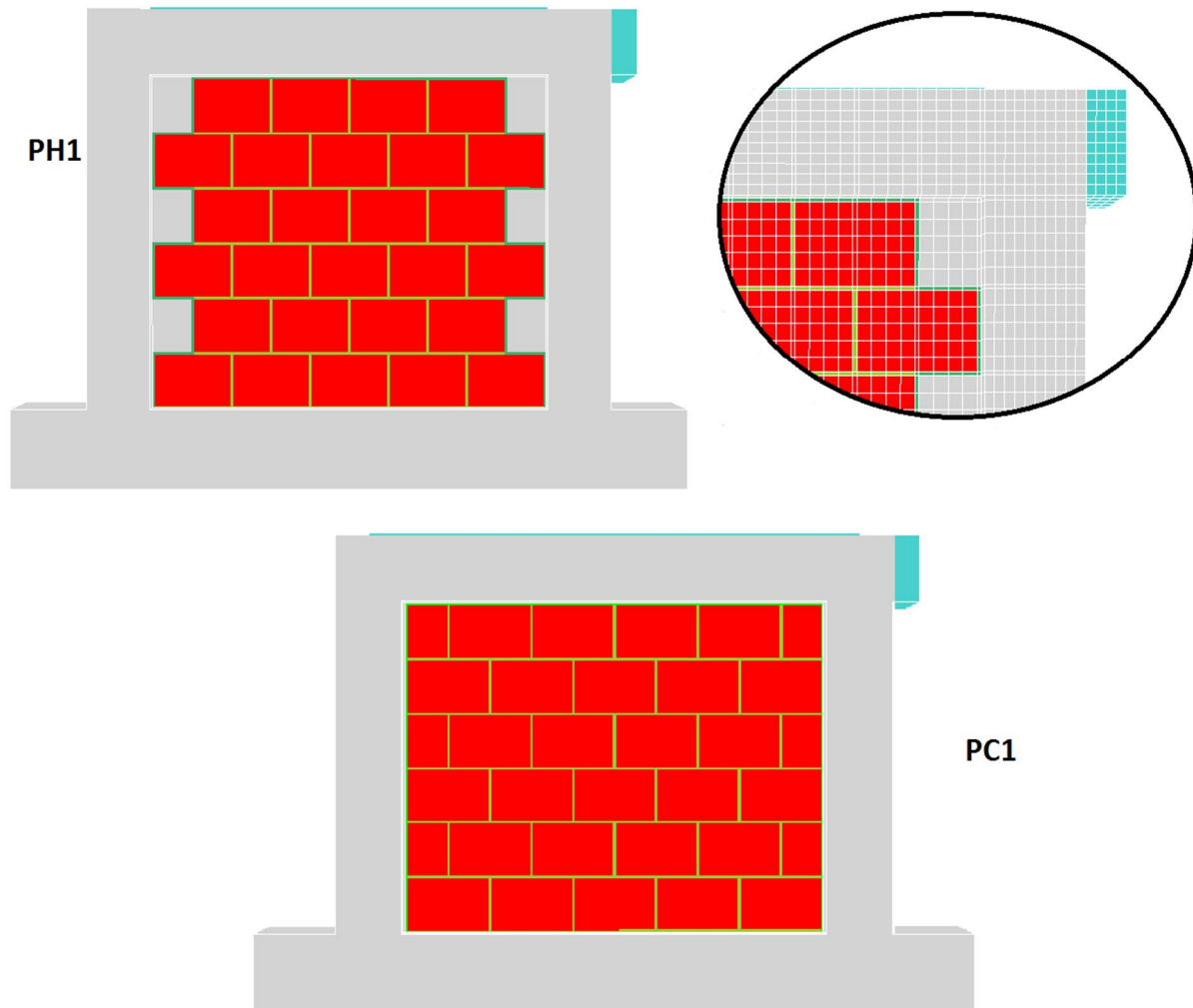


Fig. IV. 3. 20 : La géométrie des spécimens introduite dans le code par élément finis Castem.

L'ensemble des paramètres utilisés a été déduits d'après les tests de caractérisation (Tableaux : III. 9, IV-4, IV-5 et IV-6). Le tableau (IV - 7) résume l'ensemble des jeux de paramètres introduits pour chaque élément composant les spécimens. Sachant que, (R_c) est la résistance à la compression, (R_t) la résistance à la traction, (E) est le module de Young, (GFT) représente l'énergie de rupture en traction et ($EKDC$) est la déformation plastique associée aux endommagements de Drucker-Prager.

Tableau IV-7 : Les jeux de paramètres adoptés (Test Pushover sur les spécimens).

| Portique | Paramètres | Béton | Acier $\phi 6$ | Acier $\phi 12$ | Brique | Interface Brique mortier horizontale | Interface brique mortier verticale | Interface brique béton |
|----------|-------------|---------|----------------|-----------------|-----------|--------------------------------------|------------------------------------|------------------------|
| PC1 | R_c (MPa) | 29.89 | 390 | 506 | 3.25 | 9.24 | 9.24 | 9.25 |
| | R_t (MPa) | 2.83 | 390 | 506 | 2.75 | 0.12 | 0.12 | 0.25 |
| | E (MPa) | 14370 | 150558 | 170558 | 7212 | 348.5 | 348.5 | 500 |
| | GFT (MPa) | 8^E-3 | / | / | 3.1^E-4 | 2.9^E-3 | 2.9^E-3 | 1.5^E-2 |
| | $EKDC$ | 9^E-4 | / | / | 9^E-5 | 1^E-4 | 1^E-4 | 1^E-4 |
| PC2 | R_c (MPa) | 28.24 | 390 | 506 | 3.25 | 9.24 | 9.24 | 9.25 |
| | R_t (MPa) | 2.78 | 390 | 506 | 2.75 | 0.12 | 0.12 | 0.25 |
| | E (MPa) | 14370 | 150558 | 170558 | 7212 | 348.5 | 348.5 | 500 |
| | GFT (MPa) | 8^E-3 | / | / | 3.1^E-4 | 2.9^E-3 | 2.9^E-3 | 1.5^E-2 |
| | $EKDC$ | 9^E-4 | / | / | 6.5^E-5 | 1^E-4 | 1^E-4 | 1^E-4 |
| PH1 | R_c (MPa) | 26.26 | 390 | 506 | 3.25 | 9.24 | 9.24 | 9.25 |
| | R_t (MPa) | 2.78 | 390 | 506 | 2.75 | 0.12 | 0.12 | 0.25 |
| | E (MPa) | 14420 | 150558 | 170558 | 7212 | 348.5 | 348.5 | 500 |
| | GFT (MPa) | 9^E-3 | / | / | 3.1^E-4 | 2.9^E-3 | 2.9^E-3 | 1.5^E-2 |
| | $EKDC$ | 4^E-4 | / | / | 9^E-5 | 1^E-4 | 1^E-4 | 1^E-4 |
| PH2 | R_c (MPa) | 26.26 | 390 | 506 | 3.25 | 9.24 | 9.24 | 9.25 |
| | R_t (MPa) | 2.78 | 390 | 506 | 2.75 | 0.12 | 0.12 | 0.25 |
| | E (MPa) | 14420 | 150558 | 170558 | 7212 | 348.5 | 348.5 | 500 |
| | GFT (MPa) | 9^E-3 | / | / | 3.1^E-4 | 2.9^E-3 | 2.9^E-3 | 1.5^E-2 |
| | $EKDC$ | 4^E-4 | / | / | 6.5^E-5 | 1^E-4 | 1^E-4 | 1^E-4 |

Les résultats obtenus sont illustrés dans un premier lieu sous forme de courbes en traduisant la variation du déplacement horizontal de la poutre en fonction du chargement latéral appliqué. La figure (IV. 3. 21) présente alors les courbes numériques vis-à-vis de celles de l'expérimental pour les deux types de spécimens (chainé ou harpé), en chargements de type monotone et en chargements de type cycles de charge-décharge.

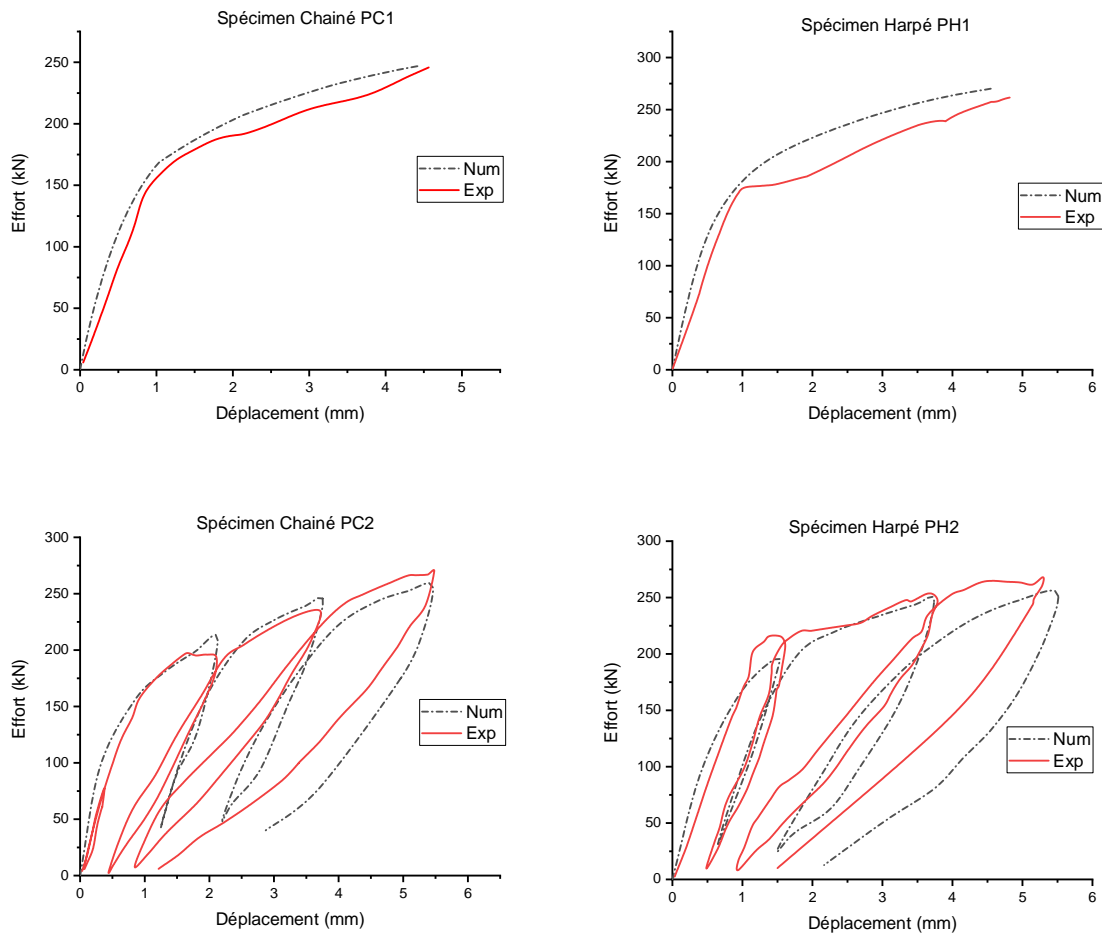


Fig. IV. 3. 21 : L'ensemble de courbes obtenues numériquement et expérimentalement pour tous les spécimens.

Comme le montre la figure (IV. 3. 21), le modèle numérique a pu reproduire la réponse des deux types de spécimens en test monotone. Il a également réussi à simuler les raideurs initiales du spécimen PC1 et PH1 ainsi que leur réponse non linéaire. En plus, le modèle a simulé convenablement les raideurs initiales et dégradée des spécimens PC2 et PH2, et aussi les phases de déchargement des deux tests cycliques.

Après avoir reproduit les réponses des spécimens en terme de courbes de variation du chargement en fonction de déplacement latéraux, les schémas de propagation de fissures ont été ensuite comparés entre les modèles numériques et expérimentaux. La figure (IV. 3. 22) représente l'ensemble des schémas de propagation de fissures obtenus grâce aux déformations logarithmiques fournis par logiciel 7D d'un côté (Résultats expérimentaux), et la déformation volumétrique totale exprimée par la viable interne (TEPS) de la loi de Sellier de l'autre côté (Résultats numériques).

Les fissures de flexions au niveau des poteaux chargés présentent des caractéristiques similaires entre le modèle numérique et le modèle physique, concernant leur orientation horizontale et leur propagation le long du poteau. En outre, la fissuration diagonale s'est produite dans le modèle numérique d'une manière similaire que dans l'expérience en termes d'orientation de fissures et zones de diffusion. La prolongation de la

fissure du coin chargé vers le panneau est un phénomène que l'on retrouve également au sein du modèle numérique. En conséquence, après avoir démontré l'efficacité de la modélisation choisie à simuler le comportement des murs en maçonnerie chaîné au niveau de l'échelle globale, la figure (IV. 3. 22) a démontré à son tour l'efficacité de la modélisation choisie au niveau de l'échelle locale.

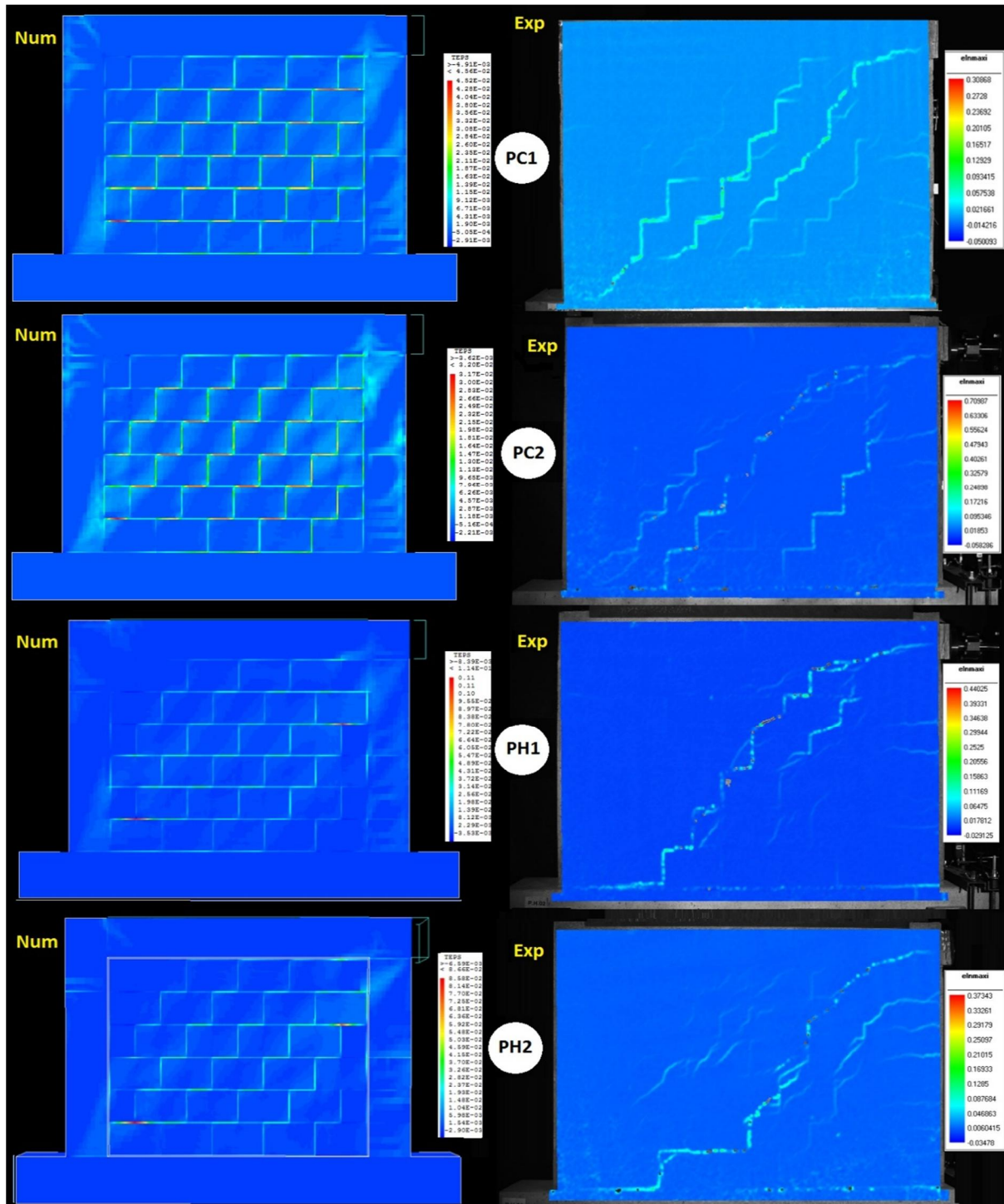


Fig. IV. 3. 22 : Les schémas de propagation de fissures numérique Vs expérimental pour les quatre spécimens.

Par ailleurs, cette modélisation a été évaluée en termes de dégradation de raideur et de dissipation de l'énergie. La raideur dégradée est calculée à partir de la pente du cycle de chargement considérée et l'énergie dissipée par l'aire sous la courbe du cycle concernée. Pour ceci, les courbes numériques et expérimentales des spécimens PC2 et PH2, traduisant la dégradation de la raideur en fonction du déplacement associé au début de cycle de déchargement, ont été tracé sur la figure (IV. 3. 23). De la même façon, les courbes numériques et expérimentales de l'évolution de l'énergie dissipée cumulée en fonction du déplacement max du cycle concerné, ont été tracées sur la figure (IV. 3. 24).

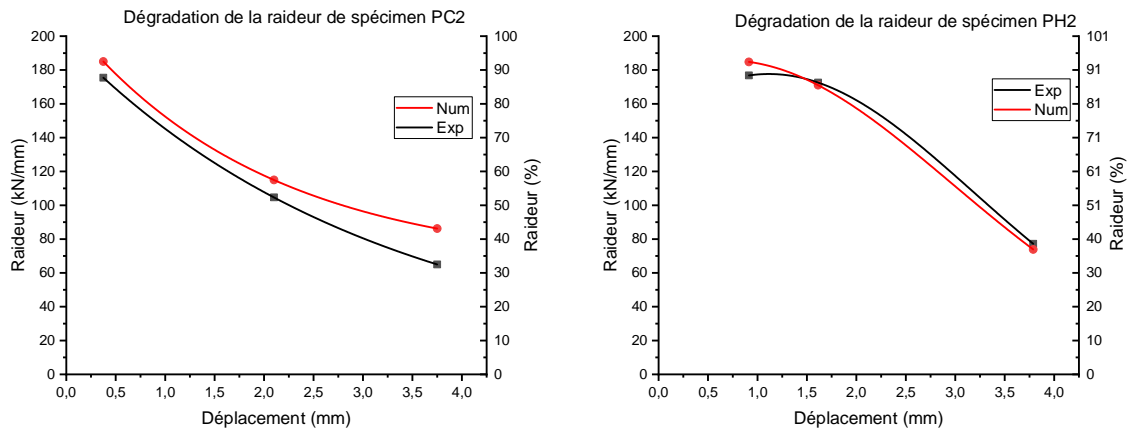


Fig. IV. 3. 23 : La dégradation de la raideur numérique Vs expérimentale des tests cycliques.

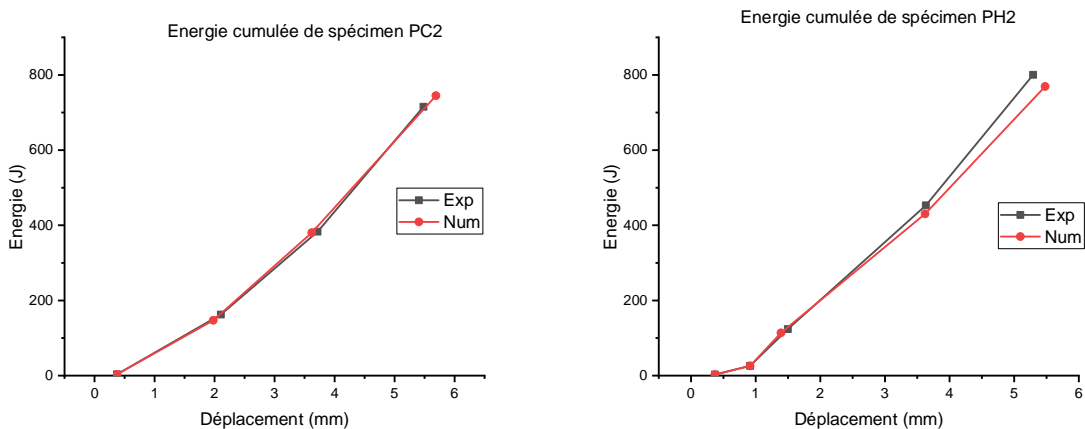


Fig. IV. 3. 24 : L'énergie dissipée cumulée numérique Vs expérimentale des tests cycliques.

L'ensemble de courbes représentées sur les figures (IV. 3. 23 et IV. 3. 24) démontrent que la modélisation choisie a reproduit fidèlement la perte de raideur et l'énergie dissipée cumulée pour les deux types de spécimens.

IV.3.5. Prédiction numérique de pic et de la phase post pic de courbes :

Après avoir démontré l'efficacité de la modélisation utilisée à reproduire les réponses de l'ensemble de tests réalisés, en particulier, les tests Pushover sur les grands spécimens, nous avons utilisé cette modélisation pour prédire la courbe force-déplacement complète des spécimens. Le but est de déterminer la résistance maximale et le régime post pic des

deux types de spécimens adoptés (Uniform et harpé), que la phase expérimentale n'avait pas permis de déterminer. Le modèle décrit précédemment (paragraphe IV. 3. 4. 3) est utilisé en maintenant les mêmes techniques, paramètres, condition aux limites et la même machine de calcul. Sauf qu'on impose un déplacement latéral plus important (chargement latéral) pour aller au-delà du pic. Les courbes force-déplacement obtenues sont représentées sur la figure (IV. 3. 25).

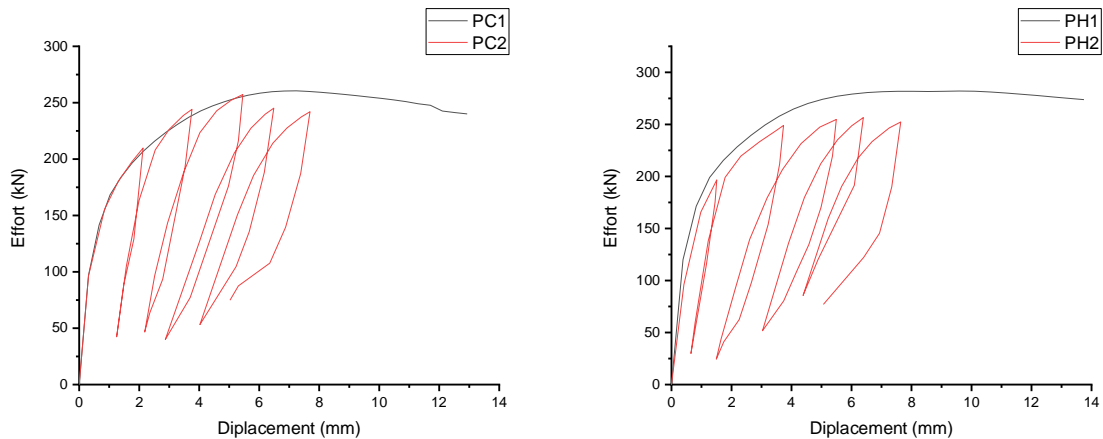


Fig. IV. 3. 25 : Courbes pushover prolongées numériquement PC1, PC2, PH1 et PH2.

Les courbes numériques prolongées permettent de déduire les résistances latérales de chaque spécimen ($R_{PC1} = 260.5$ kN, $R_{PC2} = 269.8$ kN, $R_{PH1} = 282.1$ kN et $R_{PH2} = 268$ kN). Les spécimens harpés résistent un peu plus que les spécimens chaînés. Dans le cas des tests monotones, le harpage de la maçonnerie améliore la résistance latérale de 8 % environ. Par contre, aucune amélioration n'a été enregistrée dans le cas de tests cycliques. Le ratio obtenu montre que le harpage n'a pas considérablement augmenté la résistance des portiques en béton armé comparé aux murs en maçonnerie chaînée. Des résultats similaires ont été trouvés dans les travaux de Wijaya et al. et aussi Matošević et al. [138,153].

IV.3.6. Application de la modélisation adoptée sur données de la littérature

Après avoir validé la modélisation adoptée par nos données expérimentales, nous avons par la suite tenté de l'appliquer sur des travaux de la littérature. Le but de cette partie est principalement de vérifier si les essais expérimentaux existants dans la littérature peuvent être reproduit en utilisant une méthode similaire à celle suivie ici. Mais également de vérifier l'importance du choix de paramètres en injectant les paramètres numériques des matériaux déterminés précédemment, dans les modélisations correspondant aux essais issus de la littérature. Commencant tout d'abord par un élément interface sous le cisaillement par confinement. Ce qui nous permettra ensuite de reproduire la réponse du panneau de maçonnerie entier sous la compression diagonale (traction diagonale ou cisaillement). Ensuite, cette modélisation est encore appliquée sur un portique en béton armée avec panneau de maçonnerie vis-à-vis d'un chargement latéral.

IV.3.3.1. Calibration pour un élément joint

Dans les travaux de Riddington [154], des triplets de maçonnerie confinés ont été testés par un chargement horizontal jusqu'à la rupture. Ces triplets se composent par trois briques de $215 \times 102.5 \times 65 \text{ mm}^3$ et deux joints de mortier de 10 mm d'épaisseur (Fig. IV. 3. 26 - a). Les résultats des tests sous différentes contraintes de confinement sont illustrés par une enveloppe de ruine de Mohr-Coulomb (Fig. IV. 3. 27).

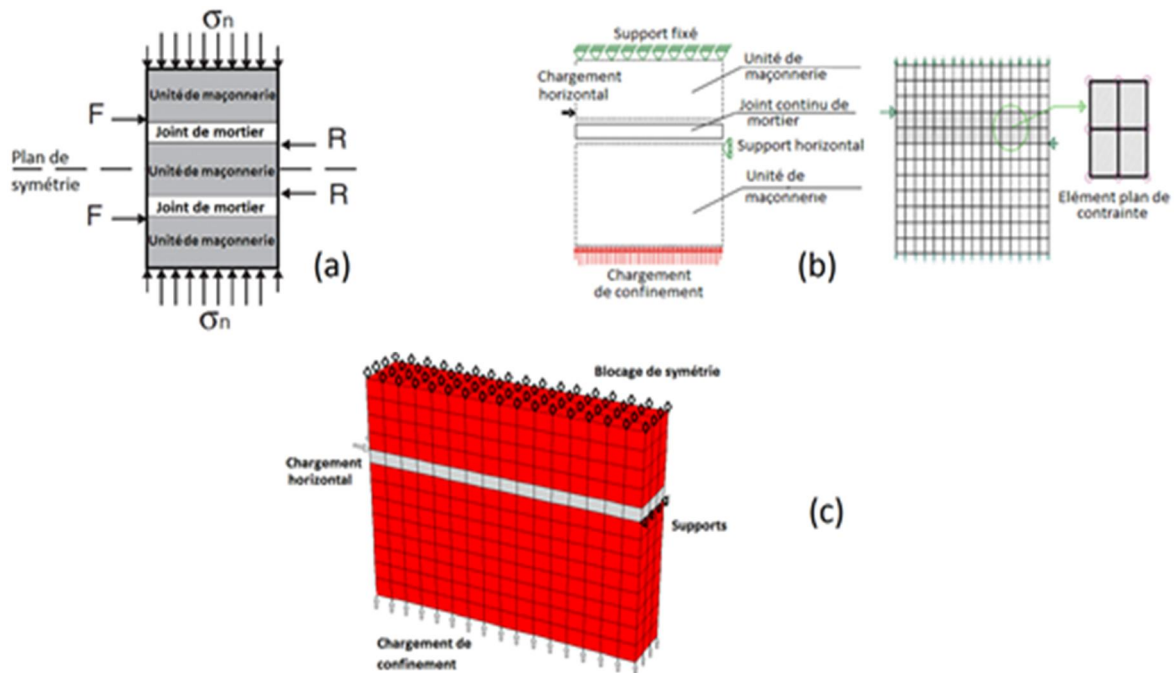


Fig. IV. 3. 26 : (a) Le triplet confiné de Riddington JR [154], (b) Le modèle numérique de Manos et al [146], (c) le modèle adopté dans le présent travail.

La simulation de ces tests en état de contraintes planes est présentée dans les travaux de Manos et al. [146]. Des éléments surfaciques continus avec un critère de Coulomb sont adoptés pour représenter les joints de mortier. Les mêmes éléments sont aussi adoptés avec un comportement élastique pour représenter les éléments de maçonnerie (Fig. IV. 3. 26 - b). Les auteurs [146] ont tracé deux courbes traduisant la variation de contrainte de cisaillement en fonction de confinement appliqué. La première correspond à l'initiation de fissuration et la deuxième concerne la ruine totale par cisaillement (Fig. IV. 3. 27). Dans le modèle tridimensionnel adopté dans ce travail, les éléments de maçonnerie sont modélisés par des cubes à huit nœuds avec un comportement élastique isotrope. Tandis que, le joint de mortier est modélisé par des platines avec la loi de Sellier et al. [152] décrite précédemment. Le jeu de paramètres utilisés dans cette modélisation ainsi que celui rapporté par Riddington et Manos et al. [146,154] sont présentés dans le tableau (IV - 8). La discrétisation de la structure par symétrie est illustrée par la figure (IV. 3. 26 - c). Elle se compose de 240 éléments et 396 nœuds. Les déplacements de la section supérieure de symétrie et inférieure en représentant l'appuis, sont bloquées dans la direction verticale. Ainsi, les déplacements de la section de droite de la brique inférieure est bloquée dans la direction latérale. Deux chargements sont appliqués : le

premier correspond à un confinement piloté en effort et appliqué uniformément sur la surface supérieure de la brique supérieure. Le second à un cisaillement piloté en déplacement, appliqué sur la surface de gauche de la brique supérieure. Chaque test réalisé sur la machine Intel® Core™ i5-5200U CPU 2.2 GHz prend une durée de calcul de 20 minutes. Les courbes obtenues par le présent travail ainsi que ceux de [146,154] sont représentées sur la figure (IV. 3. 27).

Tableau IV-8 : Le jeu de paramètres utilisé dans la simulation de Manos et al. [146] ; et dans la présente simulation.

| Le matériau | | Le module de Young | | Le module de cisaillement | | Le coefficient de poisson | |
|-------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-----|---------------------------|------|-------------------------------|------|
| Travaux de Manos et al. [146] | Briques | 28500 N/mm ² | | / | | 0.13 | |
| | Joint de mortier | 8800 N/mm ² | | 3730 N/mm ² | | 0.18 | |
| | Enveloppe Mohr-Coulomb (joint) | La résistance à la traction | | Coefficient de frottement | | La résistance au cisaillement | |
| | | 0.9 N/mm ² | | 0.95 | | 1.75 N/mm ² | |
| Le présent travail. | Briques | 28500 | | / | | 0.13 | |
| | Joint de mortier | 8800 | | / | | 0.18 | |
| | Loi de Sellier | RC | RT | GFT | EKDC | EPC | DELT |
| | | 4 | 0.9 | 2E-5 | 9E-4 | 3E-3 | 1 |

La modélisation adoptée a réussi à simuler le critère maximal de ruine des travaux expérimentaux de Riddington [154] mieux que la modélisation de Manos et al. [146], particulièrement dans l'intervalle de confinement négatif (Traction).

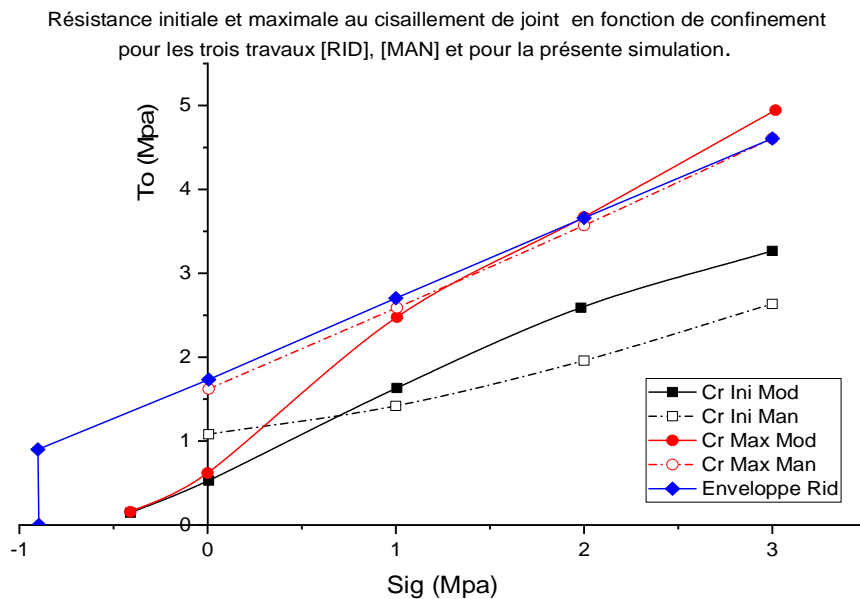


Fig. IV. 3. 27 : Les courbes de la variation de la contrainte normale en fonction de la contrainte de cisaillement (σ - τ) pour les trois travaux [154], [146] et le présent travail.

Par ailleurs, cette modélisation a pu reproduire le critère de rupture initiale des travaux de Manos et al. [146]. Elle est en plus capable d'aller au point de confinement nul et même au-delà de ce point, dans le domaine de la traction. Par contre, elle a échoué à reproduire la réponse réelle de ces interfaces dans l'intervalle de confinement négatif [-1, -0.4], le calcul rencontre une non convergence dans cette gamme de confinement.

IV.3.3.2. Calibration pour un panneau de maçonnerie

Dans les mêmes travaux (Manos et al. [146]) deux tests de compression diagonale ont été réalisés sur des panneaux en maçonnerie de $580 \times 550 \times 58.5 \text{ mm}^3$, avec faibles et forts joints de mortier (Fig. IV. 3. 28 - a). La réponse obtenue du spécimen est illustrée par le diagramme contrainte - déformation (τ - γ) et par l'allure d'endommagement du panneau (Fig. IV. 3. 29 et Fig. IV. 3. 30 - a, respectivement). Les auteurs ont utilisé la même technique de modélisation adoptée lors du test sur le triplet. Sachant que, les unités de maçonnerie ont été modélisées par des éléments surfaciques continus avec un comportement élastique isotrope, et les joints de mortier par des éléments continus avec le critère de Mohr-Coulomb (Fig. IV. 3. 28 - b). Le jeu de paramètres utilisés est présenté dans le tableau (IV - 9).

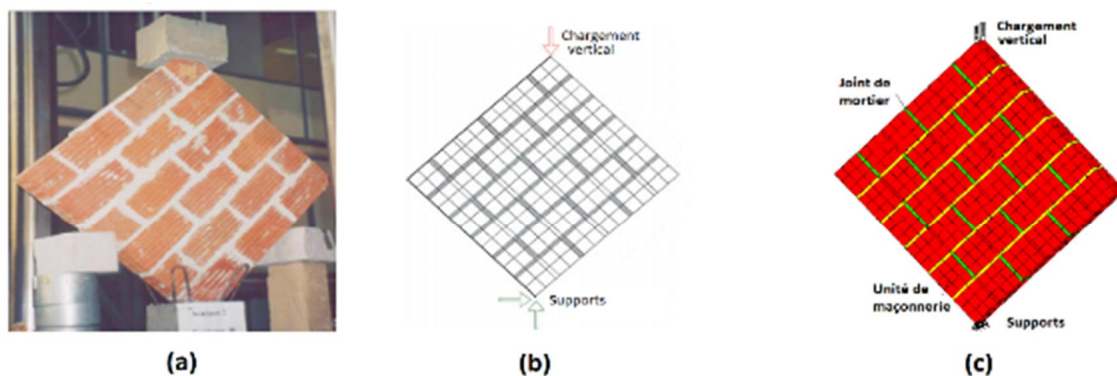


Fig. IV. 3. 28 : (a) Le modèle physique de Manos et al [146], (b) Le modèle numérique de Manos et al [146], (c) le modèle adopté dans le présent travail.

Les résultats numériques des travaux de Manos et al. [146], qu'ils s'agissent de la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation tangentielle de panneau et de la zone endommagée de celui-ci, sont représentés sur les figures (IV. 3. 29) et (IV. 3. 30 - b) respectivement.

Tableau IV-9 : Le jeu de paramètres utilisé dans les simulations de Manos et al. [146] ; et dans la présente simulation.

| | Le matériau | Le module de Young | | Le module de cisaillement | | Le coefficient de poisson | |
|------------------------------|--------------------------------|-----------------------------|-----|---------------------------|------|-------------------------------|------|
| Travaux de Manos et al [146] | Briques | 4316 N/mm ² | | / | | 0.13 | |
| | Joint de mortier | 100 N/mm ² | | 59 N/mm ² | | 0.18 | |
| | Enveloppe Mohr-Coulomb (joint) | La résistance à la traction | | Coefficient de frottement | | La résistance au cisaillement | |
| | | 0.10 N/mm ² | | 0.52 | | 0.10 N/mm ² | |
| Le présent travail. | Briques | 4316 | | / | | 0.13 | |
| | Joint de mortier | 200 | | / | | 0.18 | |
| | Loi de Sellier | RC | RT | GFT | EKDC | EPC | DELT |
| | | 0.75 | 0.2 | 2E-5 | 3E-3 | 2E-3 | 0.95 |

En ce qui concerne notre modélisation, la technique utilisée est similaire à celle utilisée au test précédent sur le triplet. La discrétisation tridimensionnelle est adoptée pour la structure entière (Fig. IV. 3. 28 - c), les éléments de maçonnerie sont modélisés par des cubes à huit nœuds avec une loi élastique isotrope, et les joints de mortier par des platines avec la loi de Sellier et al. [152]. L'ensemble de la géométrie introduite inclut 1572 éléments et 2304 nœuds. La charge de compression diagonale est pilotée en déplacement. Ce dernier

est imposé le long de l'épaisseur sur la ligne du coin supérieur en tête du panneau. En opposition, la ligne du coin inférieur du panneau est bloquée selon les trois directions (X, Y et Z). Ce test est réalisé sur un ordinateur de processeur Intel® Core™ i5-5200U CPU 2.2 GHz, pour une durée de calcul d'une heure et quart par test.

Le jeu de paramètres utilisé dans notre modélisation est présenté dans le tableau (IV - 9). Les résultats obtenus sont illustrés, sous forme de courbe et d'endommagement au pic, par les figures (IV. 3. 29) et (IV. 3. 30 - c) respectivement.

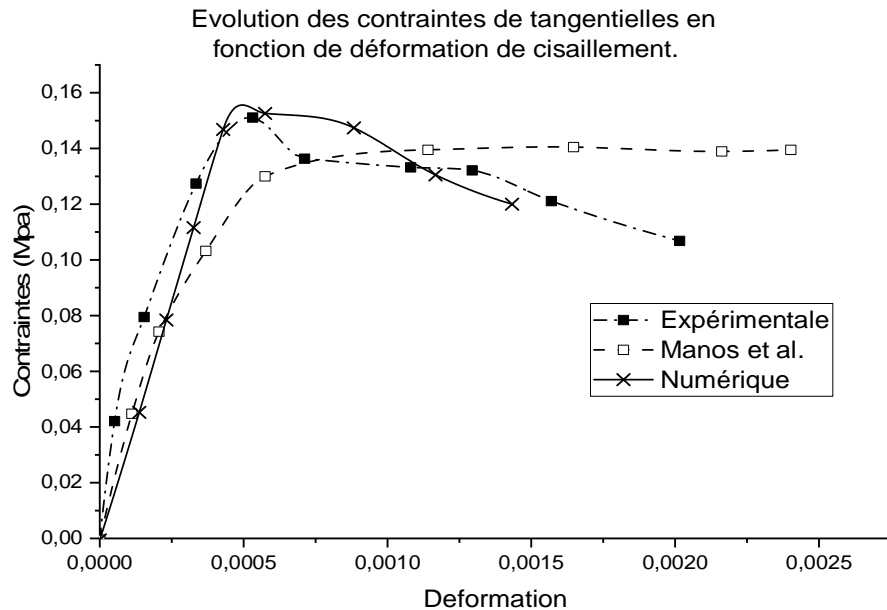


Fig. IV. 3. 29 : Courbes de variation de contrainte de cisaillement en fonction de déformation tangentielle : Expérimentale et numérique des travaux de Manos et al. [146] et le modèle adopté dans le présent travail.

La modélisation adoptée a réussi, d'après la courbe de la figure (IV. 3. 29), à reproduire la réponse expérimentale de manière plus conforme que la modélisation de Manos et al. [146] en termes de contrainte au pic et régime post-pic. La modélisation adoptée dans le présent travail a convenablement simulé la résistance au pic et la chute de résistance après le pic. D'une manière similaire, cette modélisation a simulé l'endommagement des joints de mortier comme illustré par la figure (IV. 3. 30 - c). L'endommagement, traduit par la variable interne TEPS de la loi sellier [152] sous le code Cast3m, indique un état de fissuration diagonale du panneau sur la figure (IV. 3. 30 - a).

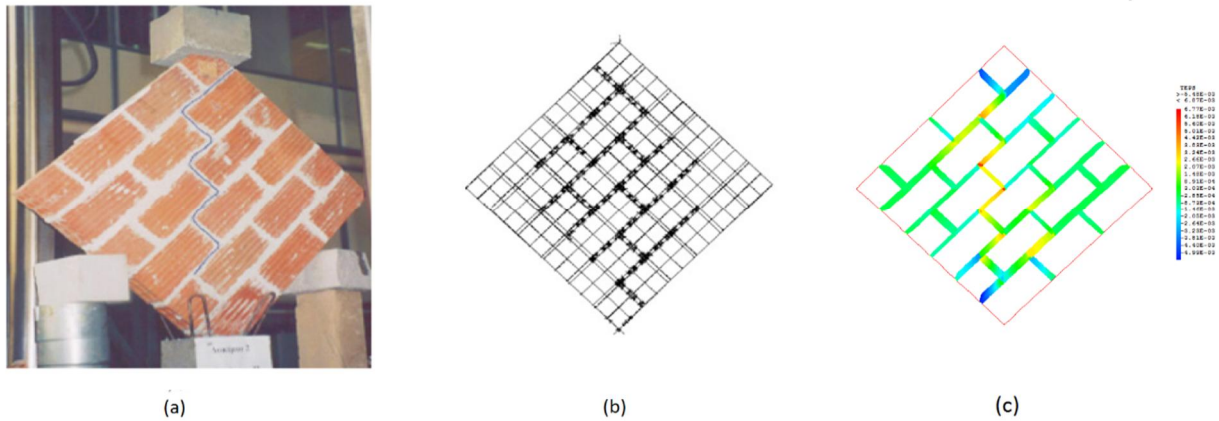


Fig. IV. 3. 30 : (a) L'endommagement correspond à la valeur de pic dans : (a) Le modèle physique de Manos et al. [146]; (b) Le modèle numérique [146] ; (c) Le modèle adopté dans ce travail.

IV.3.3.3. Calibration pour un portique en béton armé rempli par un panneau de maçonnerie

Dans les travaux de thèse de Mehrabi A.B. [13], une série de tests a été réalisés sur des portiques de demi-échelle avec diverses configurations et sous différents cas de chargement. On a choisi le portique référencé par spécimen 8 afin de démontrer l'efficacité de modèle adopté à reproduire la réponse de l'ensemble et de simuler le comportement détaillé du spécimen. Le spécimen 8 dans les travaux [13,155] est soumis à une combinaison de charges verticale et horizontale en représentant respectivement, le poids propre et les charges d'exploitations d'un immeuble de six étages et trois travées, et un chargement latéral croissant jusqu'à la rupture (Uniform Building Code : UBC-1991). La géométrie et les caractéristiques des matériaux de ses composantes sont illustrées par la figure (Fig. IV. 3. 31 - a) et le tableau (IV- 10) respectivement.

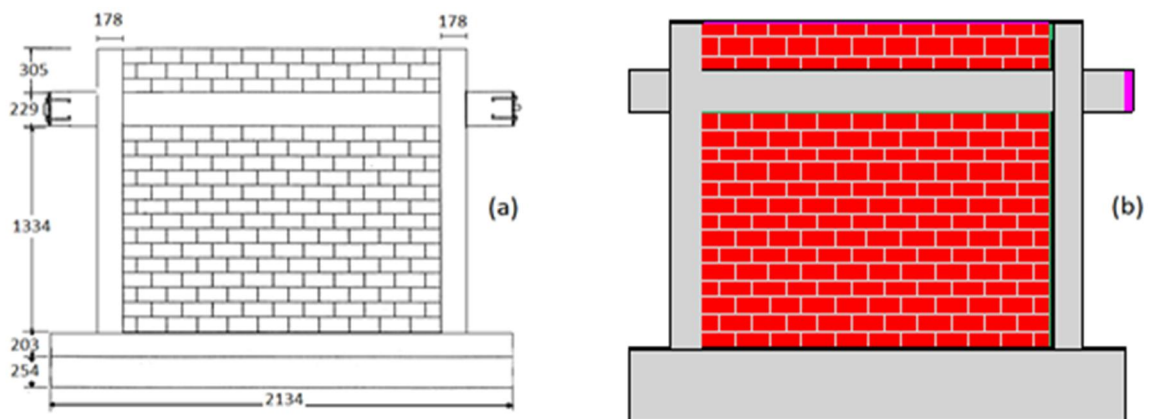


Fig. IV. 3. 31 : (a) Le modèle physique de Mehrabi AB. [13], (b) Le modèle numérique adopté dans le présent travail.

Dans cette partie, une modélisation spatiale d'une moitié de la structure par symétrie est adoptée. Les unités de maçonnerie et le béton sont modélisés par des cubes à huit nœuds avec la loi de Sellier et al. [152]. Tandis que, les barres d'acier par des éléments barres avec la loi élasto-plastique parfaite. Les joints de mortier sont modélisées par des platines avec la loi de Sellier [152]. L'ensemble de la géométrie implique 26705 éléments et 34210 nœuds. 70 minutes est la durée approximative de chaque calcul sur un ordinateur de processeur Intel® Core™ i5-5200U CPU 2.2 GHz. Le jeu de données introduit dans le modèle adopté est présenté dans le tableau (IV - 10). A savoir, une platine en acier d'un seul élément en épaisseur a été mise au-dessus du portique afin de distribuer le chargement vertical (440 kN), de manière que, les deux poteaux subissent deux tiers de la charge appliquée, et le reste par le panneau de maçonnerie. L'application du chargement horizontal était réalisée par pilotage en déplacement à partir d'une platine, évitant la concentration de contraintes au point d'application de la charge (Fig. IV. 3. 31 - b). Les déplacements de la longrine sont bloqués dans toutes les directions. Ainsi, le déplacement du plan de symétrie dans la direction perpendiculaire est bloqué en remplacement de la demi structure éliminée.

Tableau IV-10 : Le jeu de paramètres utilisé dans les travaux de Mehrabi [13,155] ; et dans la présente simulation.

| | Paramètres | Les briques | Le mortier | Le béton |
|------------------------|--|-------------|------------|----------|
| Mehrabi [13,155] | Le module de Young N/mm^2 | / | / | 17 240 |
| | La résistance à la compression N/mm^2 | 16.48 | 15.52 | 26.8 |
| Le présent travail. | Le module de Young N/mm^2 | 6 100 | 650 | 17 200 |
| | La résistance à la compression N/mm^2 | 16.5 | 0.35 | 25 |
| | La résistance à la traction N/mm^2 | 1.7 | 0.2 | 3 |
| | La déformation au pic | 2E-3 | 2E-3 | 2E-3 |
| | énergie de fissuration par traction N/mm^2 | 2E-5 | 3E-5 | 1E-4 |
| | L'endommagement en compression | 2E-4 | 3E-3 | 1E-4 |

Les réponses obtenues numériquement et expérimentalement sont présentées sous forme de courbe traduisant la variation de résistance latérale du portique en fonction de son déplacement correspondant (Fig. IV. 3. 32). Par ailleurs, une comparaison entre l'endommagement expérimentale et celui de numérique est illustré par la figure (IV. 3. 33 a et b respectivement).

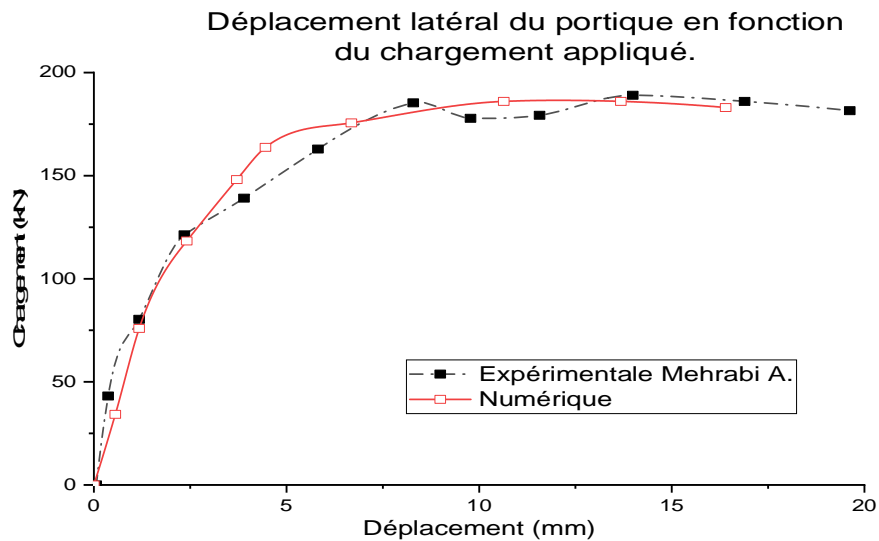


Fig. IV. 3. 32 : Les courbes traduisent la variation de la résistance latérale du portique en fonction de son déplacement tangentiel : Expérimentale des travaux de Mehrabi AB. [13,155] et numérique de notre modèle adopté.

Le modèle a réussi à reproduire la réponse globale du spécimen vu la coïncidence des courbes représentées sur la figure (IV. 3. 32). Il est capable également à prédire la raideur du spécimen ainsi que sa résistance maximale. Par contre, le schéma de propagation de fissures n'est pas correctement simulé. Le modèle numérique a montré une sévère dispersion de fissures à travers le panneau ce qui n'est pas le cas dans le modèle physique (Fig. IV. 3. 33). La fissuration des poteaux, présente lors de l'expérimentation, est en outre, non reproduite dans le modèle numérique.

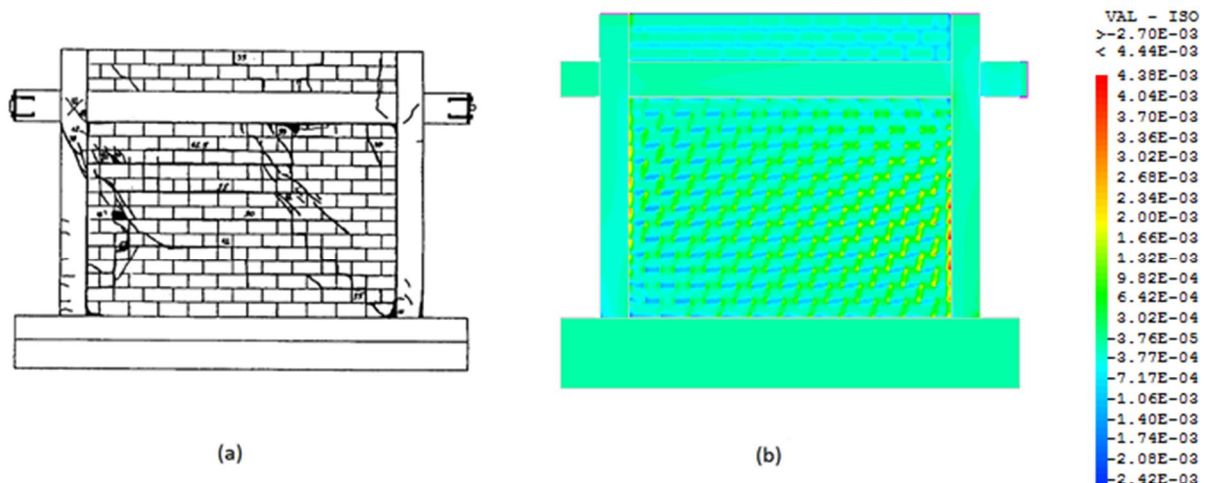


Fig. IV. 3. 33 : L'endommagement à la valeur de pic dans : (a) Le modèle physique de Mehrabi [155] ; (b) Le modèle numérique adopté dans ce travail.

A travers les sections précédentes, nous avons démontré que la modélisation choisie est capable de simuler le comportement de diverses structures en maçonnerie. Elle est également capable de reproduire la réponse globale, le mode de ruine et aussi l'endommagement des interfaces sous flexion et cisaillement, panneau de maçonnerie en

compression diagonale et verticale et portique en béton armée avec panneau de maçonnerie chaînée ou remplie. Ceci est à l'aide des travaux expérimentaux réalisés durant cette thèse ainsi que d'autres travaux depuis la littérature.

IV.4. Généralisation de la modélisation :

Dans le contexte de généraliser cette modélisation à simuler les portiques en béton armé avec murs en maçonnerie (chaîné ou rempli). L'impact de propriétés de panneau de maçonnerie sur le comportement de spécimen est étudié. Le but est de généraliser les propriétés de la maçonnerie et d'éviter par conséquent le passage par les tests de caractérisation de matériaux. Pour cela, le portique de Mehrabi [13,155] précédemment étudié, est simulé en introduisant les caractéristiques originales de maçonnerie déduite par les tests de caractérisation de cette thèse (Tableau IV - 7). Pour le béton et l'acier, les mêmes paramètres sont utilisés (Tableau IV - 10). Les mêmes conditions aux limites et type et manière de chargement ont été adoptés. Le résultat obtenu traduisant la variation de l'effort latéral appliqué en fonction du déplacement latéral de la poutre est représenté sous forme de courbe. Cette courbe est mise en parallèle (Fig. IV. 4. 1) avec la courbe expérimentale de Mehrabi [13,155] et celle retrouvée par cette modélisation avec les paramètres initiaux.

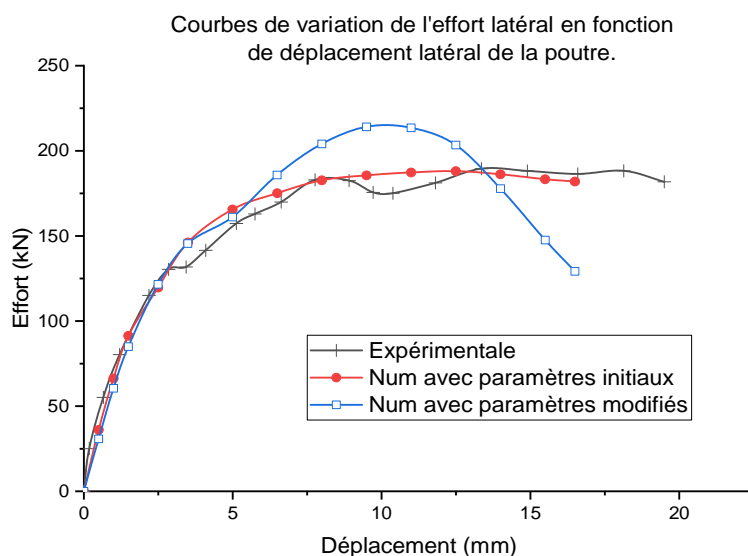


Fig. IV. 4. 1 : Courbes charge déplacement : expérimentale, numérique avec paramètres initiaux de Mehrabi [13] et numérique avec paramètres modifiés.

La rigidité initiale de la courbe obtenue coïncide les deux autres courbes, ce qui signifie que les paramètres du panneau de maçonnerie (brique, mortier et interfaces) n'influencent pas la rigidité initiale de spécimen dans le cas présent. Par conséquent, les paramètres de la maçonnerie calés depuis notre travail expérimental sont généralisables en terme de rigidité initiale. Par contre, la modélisation avec les paramètres modifiés a considérablement surestimé la résistance maximale. Elle montre une résistance égale à 113% de la résistance expérimentale réelle. En outre, le palier horizontal existant dans les

deux courbes de repère (expérimentale et numérique avec les paramètres initiaux) est mal simulé. Une chute assez brutale est reproduite par la modélisation avec les paramètres modifiés. Il est alors à noter que les paramètres de panneau de maçonnerie sont plus généralisables. La caractérisation des matériaux composant la maçonnerie est une tâche indispensable pour chaque type de brique, liant, composant et autres matériaux.

IV.5. Analyse des limitations de la modélisation choisie :

La modélisation adoptée dans le présent travail a pour objet de simuler les différents tests réalisés. D'une manière globale, elle a démontré son efficacité à reproduire les réponses de diverse structure sous différentes conditions. Plus que reproduire la réponse globale, elle a réussi à simuler le mode de ruine et quelques phénomènes locaux. Malgré cela, cette modélisation a eu de limitations en différents aspects. Parmi ceux :

- Différentes tâches de caractérisation sont nécessaires afin de simuler une structure complète.
- Le passage de l'échelle locale vers l'échelle globale nécessite un recalage de paramètres.
- Initialement prévue pour la modélisation du béton, la loi utilisée n'est pas adaptée pour ce genre de matériaux, un travail supplémentaire est également requis.
- La loi utilisée ne prend pas en compte l'orthotropie de la brique.
- Un nombre important de paramètres est à introduire, ce qui rend les tests de caractérisation nécessaires nombreux et indispensables.

Il est à noter que ces limitations ne viennent pas tous de la modélisation adoptée, mais aussi de la nature fragile de brique, l'influence de la combinaison de matériaux, la réalisation complexe de tests de caractérisation et l'hétérogénéité de matériaux.

IV.6. Conclusion

Le travail analytique et numérique réalisé à travers ce chapitre nous a permis de soulever les conclusions suivantes :

Afin de prédire analytiquement la raideur des portiques en maçonnerie chaînée, l'emploi de modèle de la diagonale équivalente est possible en fonction de la formule utilisée pour estimer la largeur de la diagonale à représenter le panneau. Par le présent travail, on signale ce modèle comme étant le meilleur prédicteur de ce paramètre lorsque la largeur de la diagonale est calculé par les formules de Bazan et Meli [65] et Hendry [68]. Faisant le retour vers les modèles de la maçonnerie chaînée, le modèle proposé par Flores et Alcocer [51] a prédit la rigidité initiale de l'ensemble de murs tests de manière satisfaisante. Par contre, les deux modèles de Rai et al. [53] et de Riahi et al. [54] ont significativement sous-estimé la rigidité initiale de tous les spécimens, ce qui est contradictoire à ce que Singhal et Rai [70] ont rapporté. En ce qui concerne l'effort de l'apparition de la première fissure, la formule proposée par Riahi et al. [54] a réussi à prédire cet effort d'une meilleure manière. Les formules de Matsumura [79], Chilien norme [77] et Moroni et al. [76] montrent

une grande sous-estimation, ce qui n'était pas le cas de résultats de travaux Matošević et al. [138]. Par ailleurs, le modèle de Flores et Alcocer [51] a quelque peu surestimé cet effort. Le meilleur prédicteur analytique de l'effort associé à l'apparition de la première fissure, souligné depuis ce travail, est le modèle de Riahi et al. [54], lequel a conduit aux meilleurs résultats tout en restant dans la famille des modèles conservatifs. L'ensemble de cette étude montre qu'aucun modèle de diagonale équivalente ne permet, en l'état actuel, de prédire l'ensemble des caractéristiques représentatives d'un panneau de maçonnerie. Il semble donc nécessaire de se tourner vers la modélisation numérique pour y parvenir.

Par la suite, la modélisation adoptée est évaluée vis-à-vis des travaux expérimentaux originaux. Elle a pu également simuler la réponse globale, fissuration et mode de ruine des structures partielles utilisées dans les grandes spécimens (chainé uniforme et chainé harpé). Cet ensemble de structures correspond triplets de maçonnerie cisailée, éprouvettes composées sous la flexion à trois points, panneau de maçonnerie sous la compression verticale et panneau de maçonnerie sous la compression diagonale. Concernant le passage de l'échelle locale vers l'échelle globale, cette modélisation a correctement simulé le comportement des murs en maçonnerie chaînée (avec connexion panneaux/portique harpé et uniforme) sous la combinaison de charges verticale et latérale. Elle a également réussi à reproduire les réponses de tous les spécimens d'une manière convenable en termes de modes de ruine, schémas de propagation de fissures, dégradation de la rigidité et de la dissipation de l'énergie. Elle est également capable de simuler le comportement global et détaillé d'une manière optimale entre précision et temps de calcul. Par ailleurs, la modélisation adoptée a démontré, avec des données de la littérature, son efficacité à reproduire le comportement des triplets mise en cisaillement et panneau sous compression diagonale (Manos et al. [146]) et aussi la réponse d'un portique avec un panneau de la maçonnerie en remplissage sous chargement latéral (travaux de Mehrabi et al. [13,155]).

Le travail numérique réalisé dans ce chapitre nous a permis de prolonger les courbes de chaque spécimen et de déduire par conséquent leurs résistances maximales. Nous avons confirmé d'une part, les résultats des travaux de Wijaya et al. et Matošević et al. [138,153] qui indiquent que l'harpage n'améliore pas la résistance des portiques en béton armé, comparé à des murs en maçonnerie chaînée.

En outre, il est à conclure que les paramètres de maçonnerie ne sont pas généralisables. Les tests de caractérisation s'avèrent indispensables afin de simuler correctement ce genre de structures. En plus, malgré l'efficacité de cette modélisation démontrée en différents aspects, elle possède des limitations qui interviennent plus d'amélioration et confection afin de la rendre mieux adaptable à ce genre de simulation.

Chapitre : **V**

Etude sismique

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous avons étudié le comportement sismique de structures en béton armé avec panneaux de maçonnerie chaînée. Ces structures sont largement répandues en Algérie, leur performance est évaluée vis-à-vis de la faible sismicité et la sismicité élevée. Nous avons pour cela limité l'étude aux cas de ville de Tébessa et la ville de Chlef respectivement. La méthode adoptée dans ce travail est la méthode statique non linéaire Push over. Cette méthode est basée sur le suivi chronologique de développement des rotules plastiques dans la structure soumise à des charges verticales et latérales (séisme) jusqu'à la ruine. Elle est utilisée auparavant pour évaluer la performance des structures existantes [156,157] et pour la conception des nouvelles structures [158,159]. Parmi les méthodes existantes de l'analyse Pushover, la méthode N2 a été choisie par la suite. Cette méthode est proposée par Fajfar et Fischinger [160], à partir du modèle Q développée par Saidii et Sozan (1981). Les auteurs [160] relient la structure à multi degrés de liberté à un seul système équivalent à un seul degré de liberté. Ils supposent alors que la réponse de la structure est dominée par le premier mode fondamental de vibration et que la forme de réponse reste constante [161,162]. Le spectre inélastique est à reformuler dans cette méthode d'après le spectre élastique par l'intermédiaire de l'amortissement et la ductilité.

La méthode N2 est adoptée dans plusieurs règlements : FEMA-273, FEMA-356 et l'Eurocode 8. Ces étapes se présentent comme suit :

- Obtenir la courbe Pushover effort-déplacement de la structure.
- Transformer la courbe obtenue du système à multi degré de liberté MDOF à celle d'un système à un seul degré de liberté SDOF équivalent.
- Idéaliser la courbe de SDOF en une courbe bilinéaire élastique parfaitement plastique.
- Déterminer la demande sismique de système SDOF équivalent.
- Vérifier la performance au déplacement maximal cible.

La méthode N2 est adoptée dans ce chapitre pour obtenir les points de performances des structures étudiées. Les spécimens précédemment (PC1 et PH1) étudiés au chapitre (II) sont utilisés comme étant des prototypes des structures avec panneaux de maçonnerie uniformes et harpés respectivement. Cependant, la performance est évaluée à l'aide de la méthode d'analyse basée sur le déplacement (Displacement-based method). En outre, les deux systèmes de construction sont comparés en termes de vulnérabilité sismique.

V.2. Etude sismique :

L'analyse statique non linéaire (Push-over) est adoptée pour étudier le comportement sismique des bâtiments d'habitation en béton armé avec murs en maçonnerie (Fig. V. 2. 1). Ces structures sont classiques dans les villes étudiées, elles sont représentées dans ce travail par les portiques précédemment étudiés (PC1 et PH1).



Fig. V. 2. 1 : Maisons d'habitation largement répandus en Algérie

L'étude géologique des zones concernées (Tébessa et Chlef) est requise pour construire les spectres élastiques de la demande sismique dans ces villes. Par ailleurs, dans le contexte de tracer le spectre de capacité, la descente de charges d'une structure de deux niveaux à quatre portiques de trois travées est réalisée afin de déterminer les charges permanentes et d'exploitations agissantes sur celle-ci.

V.2.1. Zones sismiques étudiées :

L'Algérie est un pays méditerranéen connu par son diversité géographique. Il contient cinq zones sismiques classées selon leurs sismicités. La figure (V. 2. 2) illustre le zonage sismique du pays [8]. Sachant que, la zone '0' a une sismicité négligeable, la zone '1'

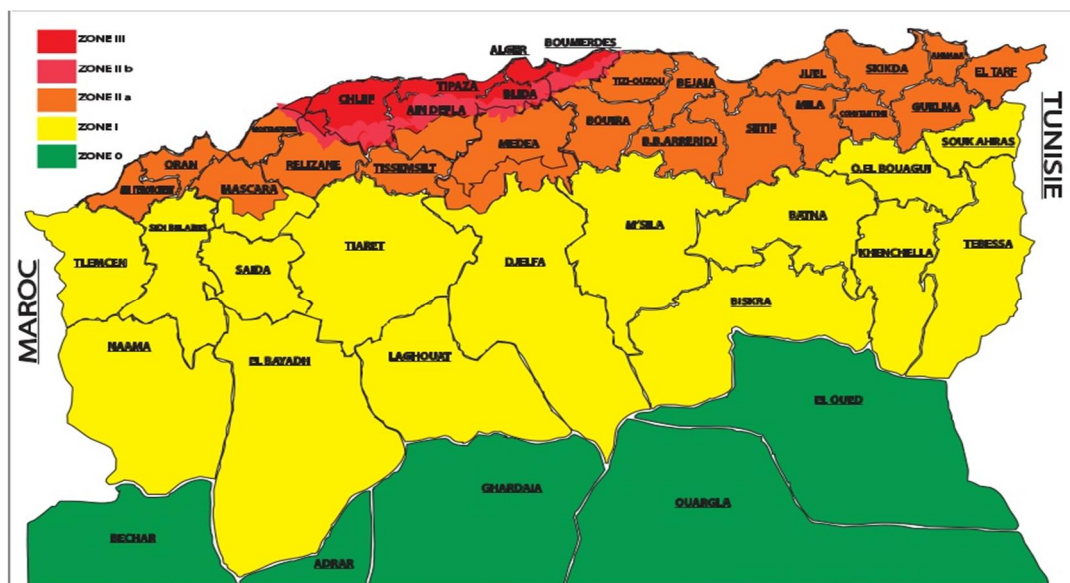


Fig. V. 2. 2 : Carte de zonage séismique de l'Algérie [8].

représente une sismicité faible, zones 'IIa' et 'IIb' ont une sismicité moyenne et la zone 'III' représente une sismicité élevée.

La ville de Tébessa et la ville de Chlef se situent dans la zone 'I' et 'III' respectivement [8]. Ce qui conduit à étudier les cas de la faible séismicité et de la séismicité élevée. Selon la carte géologique représentée sur la figure (V. 2. 3), deux types de sol sont plus répandus dans la ville de Tébessa [163] : le sol Crétacé dont la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes S dans la partie supérieure est de $V_s=208$ m/s et le sol Miocène ayant la vitesse de $V_s=170$ m/s [164], ce qui correspond, selon l'Eurocode 8 [165], aux types de sol 'C' et 'D' respectivement. Concernant la ville de Chlef, deux types de sol sont largement répandus [163]: le sol quaternaire ($V_s=200$ m/s) et le sol Miocène ($V_s=170$ m/s) [164]. Ce qui correspond aux sols de types 'C' et 'D' respectivement.

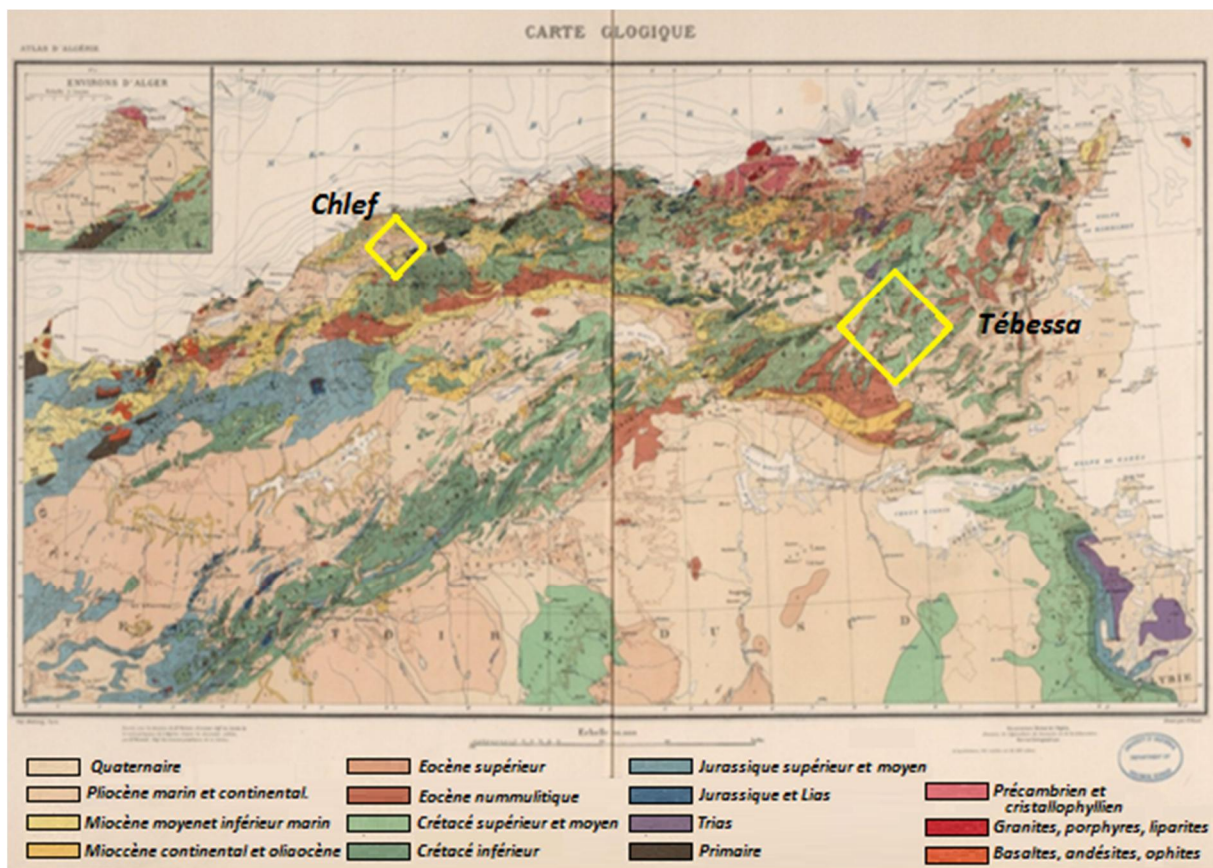


Fig. V. 2. 3 : Carte géologique de l'Algérie [163].

V.2.2. Plan et descente de charges :

Les portiques étudiés dans le présent travail font partie d'une structure d'usage d'habitation de deux niveaux (RDC + 1 étage). L'ossature porteuse de cette structure est de type portiques poteaux-poutres en béton armé. Elle est composée de quatre portiques, chacun est formé de quatre travées comme le montre l'image de la figure (V. 2. 4), la hauteur d'étage est de 3m et la longueur de la travée est de 4m. Ce qui présente le genre de structure le plus répandu en Algérie. La dalle des niveaux est composée de corps creux (4x16 cm). Les poteaux et les poutres possèdent respectivement les sections (30x30) cm² et

(40x30) cm². Les murs de cloison sont des panneaux de maçonnerie qui, théoriquement, ne jouent pas de rôle structurel.

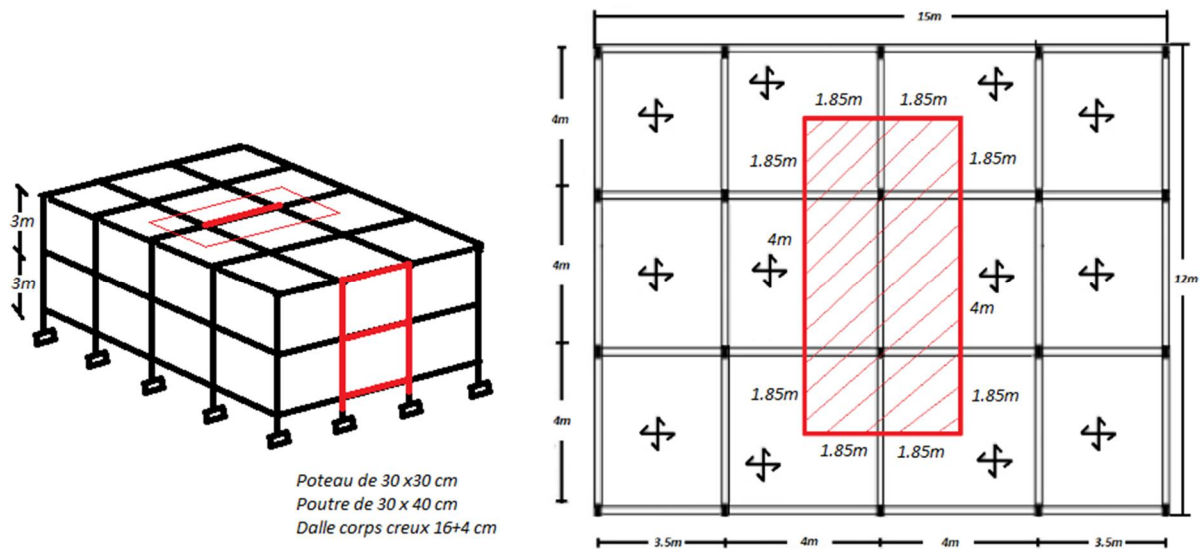


Fig. V. 2. 4 : Vu en plan et en élévation de la structure étudiée

Le prototype étudié représente le portique le plus sollicité dans la structure (souligné par des lignes rouges sur la figure en dessus). Il supporte l'ensemble de charges permanentes et d'exploitation correspondant à la zone sélectionnée (4m x 8m). La descente de charges est réalisée, selon les instructions de l'Eurocode 8, sur la surface correspondante pour déterminer les charges verticales agissantes sur le portique concerné (voir l'annexe C).

Les charges verticales associées aux niveaux 2 et 1 selon la combinaison de charge sismique (EN 1991-1-1 :2002) d'un étage à occupation indépendantes est : $[G+(0.5 \times 0.3) Q + A_{Ed}]$. En négligeant la composante verticale de l'action sismique, la charge associée au niveau 2 est de 182.67 kN, et celle associée au niveau 1 est de 221.21 kN.

V.3. Application de la méthode Pushover :

L'objectif de ce chapitre consiste à évaluer le comportement sismique des murs en maçonnerie chaînée et à comparer les deux systèmes constructifs adoptés (harpage et chaînage uniforme). La méthode N2 proposée par Fajfar et Fischinger [160] est utilisée pour atteindre cet objectif. Les démarches suivies et les calculs réalisés pour atteindre ce but sont rapportés comme suite :

V.3.1. Construction du spectre de demande sismique :

Le spectre de demande sismique est construit initialement à la base du spectre horizontal élastique standard de l'Eurocode 8 [165]. Il est en fonction de type de sol et du coefficient d'accélération de la zone concernée. Cette accélération en sol de type A (ag) est prise, pour la ville de Tébessa et Chlef, depuis les travaux de Pelaez et al. [166] et Hamdache et al. [167] (0.046g et 0.45g respectivement). Les spectres formulés d'après l'Eurocode 8 sont des spectres au format accélération-période. Il est nécessaire alors de les transformer

au format ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum), cette transformation est réalisée suivant la formule (5-1) mentionnée en dessous et rapportée depuis les travaux de Fajfar [168].

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (5-1)$$

Cette formule permet de transformer l'axe des périodes en déplacement spectral élastique en exprimant l'accélération élastique (S_{ae}) et la période associée (T). Les spectres ADRS résultants après la transformation, pour la ville de Tébessa et la ville de Chlef, sont représentés sur la figure (V. 3. 1).

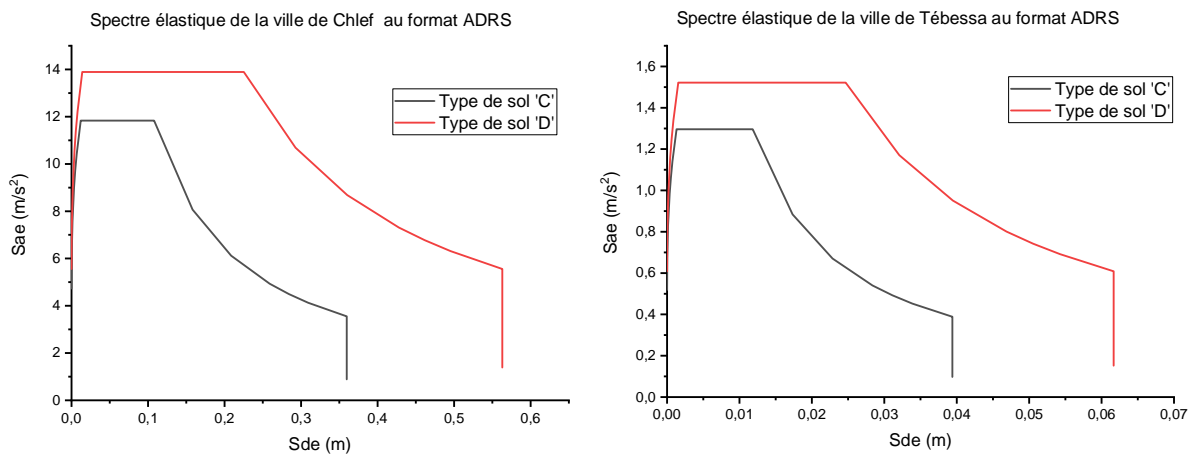


Fig. V. 3. 1 : Spectres de demande élastiques des villes Chlef et Tébessa au format ADRS

V.3.2. Construction du spectre de capacité :

Le spectre de capacité d'une structure est généralement obtenu par un logiciel d'analyse structurale. Dans la présente étude, on va construire ce dernier d'après la courbe expérimentale obtenue par le test Pushover sur les spécimens étudiés (prolongée numériquement). Cette technique est précédemment utilisée dans les travaux de El Nabouch et al. [134]. Elle s'agit de tracer la courbe effort-déplacement de la structure étudiée à la base de la courbe Pushover d'un seul prototype (Fig. V. 3. 2).

L'effet d'échelle est introduit alors afin de déduire la courbe approximée de la structure réelle étudiée (Portique de la structure d'habitation RDC+1 étage). Cet effet est pris en compte sur la courbe Pushover à l'aide des facteurs d'amplification. Ces facteurs sont déduits analytiquement selon le mécanisme de résistance susceptible à se développer dans la structure réelle. Les démarches suivies et les facteurs déduits sont détaillés par la suite :

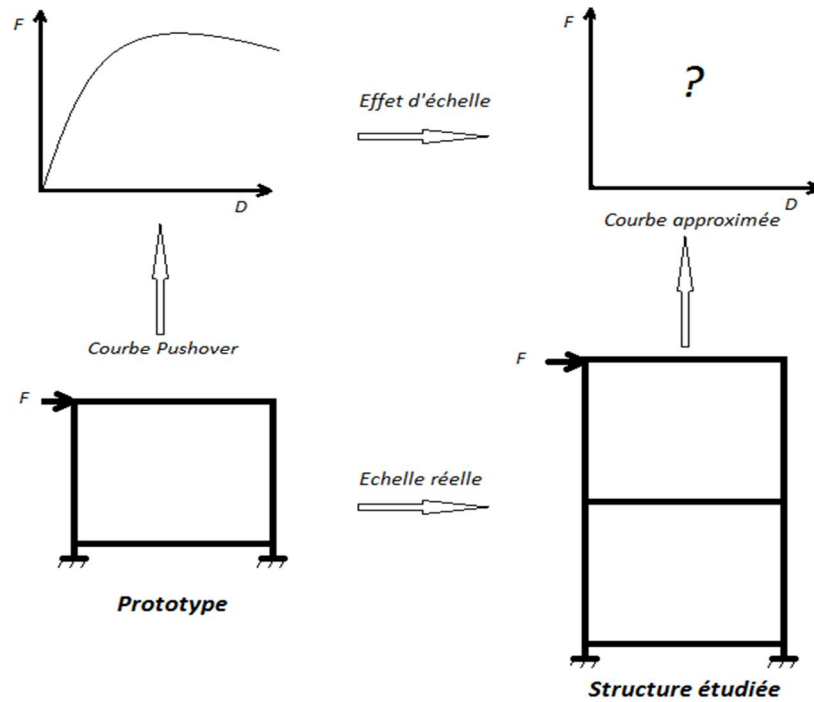


Fig. V. 3. 2 : Représentation graphique de l'effet d'échelle.

Au vu les dimensions de la structure, on suppose que le mécanisme de résistance de la structure étudiée est un mécanisme de flexion. La structure étudiée a une hauteur de 6m et une largeur de 4m. Par contre, elle possède une épaisseur de 0.3m, ce qui favorise le développement de mécanisme de flexion. Ceci est confirmé par les fissures de flexion produites dans les poteaux lors des tests Pushover réalisés (Paragraphe II.5).

Par hypothèse, le portique testé est supposé comme étant une poutre encastree sollicitée à la flexion du a un chargement concentré au bord libre. La rigidité de la poutre (K) est donnée par :

$$K = 3EI/l^3 \quad (5-2)$$

Le moment d'inertie (I) se déduit à partir de l'épaisseur et la largeur de spécimens qui font 0.3m et 4m respectivement. La longueur de la poutre (L) correspond à la hauteur totale des deux étages (6m). Par contre, le module de Young utilisé est un module équivalent de l'ensemble. Pour ceci, les caractéristiques des matériaux (Chapitre III) introduites dans le prototype étudié (réduit) et ses caractéristiques géométriques sont utilisées pour déterminer le module de Young équivalent. La formule (5-3) en dessous est alors utilisée :

$$E_{eq} \times A_t = E_m \times A_m + E_a \times A_a + E_b \times A_b \quad (5-3)$$

Sachant que les indices (eq), (t), (m), (a) et (b) signifient : équivalent, totale, maçonnerie, acier et béton. Similairement, (E) et (A) signifient le module de Young et la section. De la même manière, le module de Young de la structure étudiée (portique réel) est calculé en prenant en compte les nouvelles sections des matériaux. Le module de Young du portique réel obtenu est égal à 88% du module de Young du spécimen réduit.

La même technique est utilisée pour calculer le module d'inertie du spécimen réduit et réel. Les résultats obtenus indiquent que le module d'inertie du spécimen réel est équivalent à 631% l'inertie du spécimen réduit.

Concernant l'effort appliqué (la résistance du spécimen), nous avons utilisé la définition de la contrainte dans les fibres extérieures d'une poutre sous la flexion. La formule (5-4) en dessous est utilisée afin d'exprimer la capacité (l'effort appliqué) du spécimen réel en fonction de celle du spécimen réduit.

$$F = \sigma \times I_{eq} / l \times y \quad (5-4)$$

Sachant que (L) et (y) représentent dans ce cas, la hauteur du spécimen (la travée de la poutre) et la demi largeur du spécimen respectivement (distance entre la fibre extrême et l'axe neutre). La figure (V. 3. 3) montre la distribution des contraintes dans les deux cas (de spécimen réduit et réel).

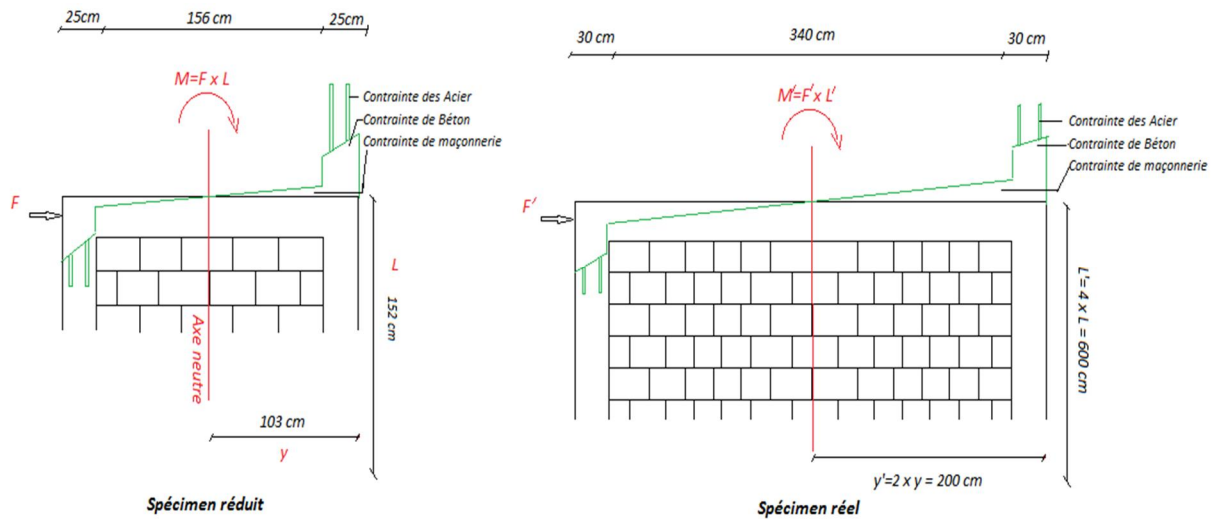


Fig. V. 3. 3 : Contraintes et dimensions de spécimen réduit et réel

Après avoir déduit la capacité du portique réel en fonction du spécimen réduit, la formule (5-5) en dessous est utilisée afin de déterminer les déplacements associés aux efforts calculés. Les résultats obtenus d'après l'ensemble de calculs analytiques sont résumés dans le tableau (V-1). Les facteurs déduits permettant d'estimer la courbe effort-déplacement approximée, sont (0.79) et (9) respectivement pour la charge appliquée et le déplacement engendré.

$$D = F / K \quad (5-5)$$

Tableau V - 1 : Les facteurs introduisant l'effet de l'échelle

| Le paramètre | S. réduit (0.25x2.06x1.56). | S. réel (0.3x4x6) |
|--|---|--|
| Module de Young équivalent | $E_q = 9618$ | $E_{q'} = 8450.4 \Rightarrow E_{q'} = 0.88 E_q$ |
| La rigidité K | $K = 3 E_q \cdot I_q / L^3$ | $K' = 3 \times (0.88 E_q \times 6.31 I_q) / (4L)^3 \Rightarrow K' = 0.087 K$ |
| Capacité ($F = \sigma \times I_{eq} / L \times y$) | $F = \sigma \times I_{eq} / L \times y$ | $F' = \sigma \times 6.31 I_{eq} / 4 L \times 2 y \Rightarrow F' = 0.79 F$ |
| Déplacement $D = F / K$ | $D = F / K$ | $D' = 0.79 F / 0.087 K \Rightarrow D' = 9 D$ |

Les courbes de la figure (V. 3. 4) traduisent d'un côté, l'évolution de l'effort appliqué en fonction du déplacement de spécimen réduits (PC) et (PH), qui sont obtenu expérimentalement et prolongée numériquement (paragraphe IV. 3. 5). De l'autre côté, elles traduisent les courbes de réponses des portiques (PC') et (PH'). Ces derniers concernent la réponse approximée des deux structures réelles correspondantes aux portiques en béton armé d'une seule travée et à deux étages avec murs en double paroi en maçonnerie chaînée, avec chaînages uniformes et harpés respectivement.

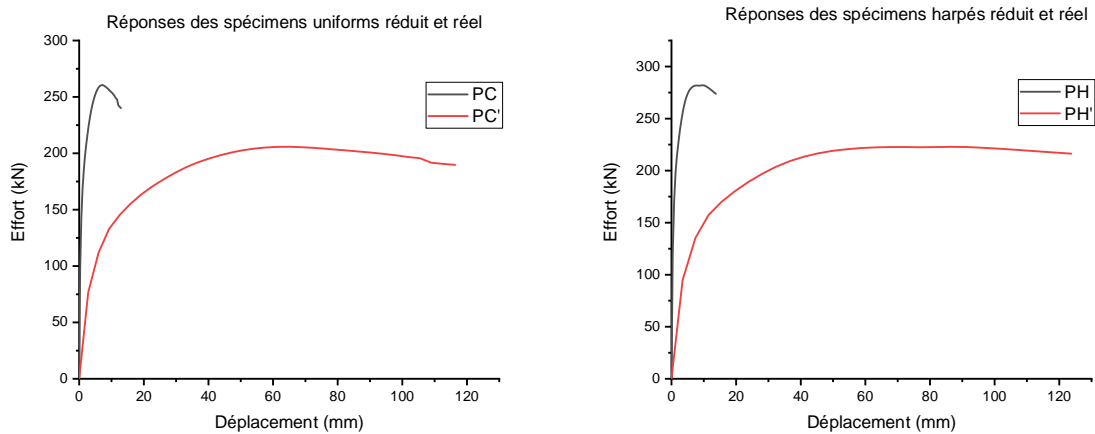


Fig. V. 3. 4 : L'effet d'échelle sur la courbe de réponse des prototypes harpé et uniforme

Par la suite, les courbes obtenues en tenant en compte l'effet de l'échelle sont idéalisées. L'idéalisation bilinéaire adoptée est inspirée des travaux de Fajfar [168]. Elle est réalisée selon les considérations suivantes :

- La rigidité au régime post pic et nulle.
- L'aire sous la courbe idéalisée et la courbe originale et l'axe de déplacement sont approximativement similaire.
- La courbe idéalisée est intersectée par la courbe originale à 60% de la résistance maximale.

Les courbes idéalisées obtenues pour le spécimen harpé et uniforme sont représentées sur la figure (V. 3. 5).

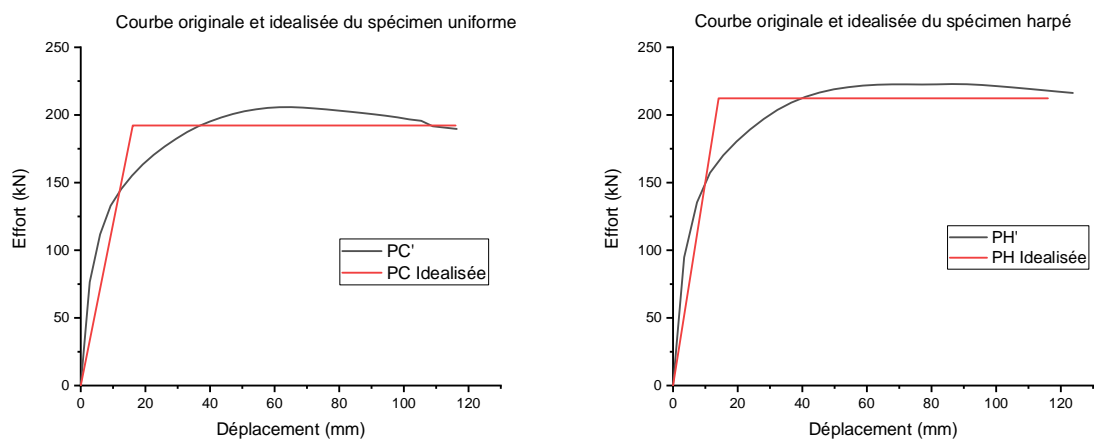


Fig. V. 3. 5 : Idéalisations de courbes de réponse.

Après avoir obtenu la courbe de réponse idéalisée des prototypes en introduisant l'effet d'échelle, l'étape suivante consiste à formuler le spectre de capacité à partir de celle-ci [168]. Autrement dit, cette étape consiste à transformer le système à multi degrés de libertés MDOF à un système équivalent à un seul degré de liberté SDOF. Il est cependant nécessaire de calculer la masse du système équivalent (m^*) et le coefficient de transformation (Γ) de la même façon que dans les travaux de Fajfar [168].

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (5-6)$$

$$m^* = \sum m_i \phi_i \quad (5-7)$$

(m_i) représente la masse du niveau (i) et (ϕ_i) est le facteur de forme associé au niveau (i).

- Calcul de la masse équivalente et coefficient de transformation :

La masse de chaque niveau est celle déterminée par la descente de charge du paragraphe (V. 2. 2). La masse totale de chaque niveau est concentrée dans un seul point, comme indiqué sur la figure (V. 3. 6). La rigidité de chaque niveau se déduit expérimentalement à partir des tests Pushover. Concernant les facteurs de forme, il existe pour chaque mode propre, un vecteur (ϕ) rassemblant les facteurs de forme associés à chaque niveau. Il est nécessaire alors de calculer les modes propres de la structure afin de déduire les facteurs (ϕ_i) associés au premier mode. Ce mode symbolise le mode admissible pour le cas test quasi statique (Pushover) [160].

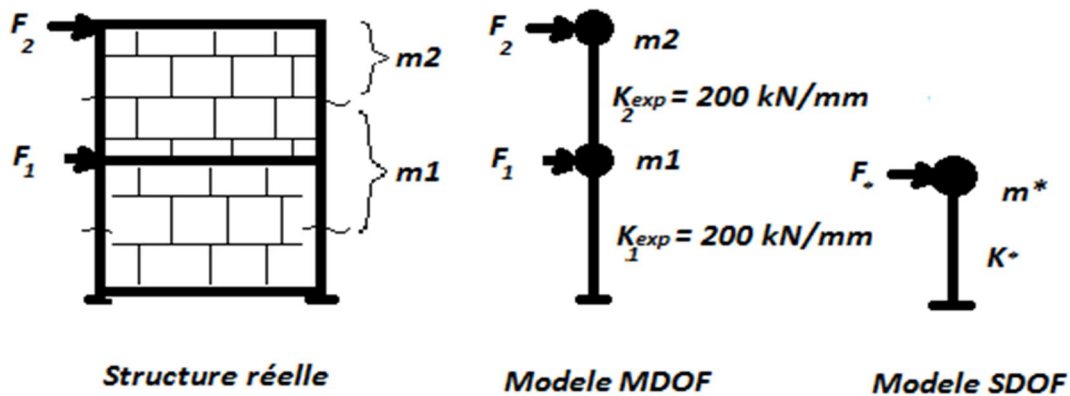


Fig. V. 3. 6 : Modélisation de la structure (systèmes MDOF et SDOF)

Les fréquences des modes propres de cette structure se déduisent en imposant la nullité du déterminant de l'équation. Sachant que $[M]$ et $[K]$ représentent la matrice de masse et de rigidité respectivement.

$$\det ([K] - w^2[M]) = \det \begin{bmatrix} (K_1 + K_2) - w^2 m_1 & -K_2 \\ -K_2 & K_2 - w^2 m_2 \end{bmatrix} = 0$$

$$\det \begin{bmatrix} (400) - w^2 22.1 & -200 \\ -200 & 200 - w^2 18.3 \end{bmatrix} = 0 \Rightarrow w_1 = 1.98 \frac{rd}{s} \text{ et } w_2 = 5.01 \frac{rd}{s}$$

Les coefficients de forme associés au premier mode fondamental W_1 sont :

$$\begin{bmatrix} 312.93 & -200 \\ -200 & 127.90 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi_i \\ 1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \Rightarrow \phi_i = 0.64$$

Les équations (5-6) et (5-7) deviennent :

$$m^* = \sum m_i \phi_i \Rightarrow m^* = 32.4 \text{ t}$$

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \Rightarrow \Gamma = 1.18$$

Après l'obtention du coefficient de transformation et la masse du système équivalent, on convertit la courbe de réponse idéalisée de la structure étudiée en spectre de capacité. Ce dernier correspond alors à la structure équivalente à un seul degré de liberté. De la même manière que dans les travaux de Fajfar [168], les formules en dessous (5-8) et (5-9) permettent de déduire les accélérations et les déplacements spectraux de celui-ci. Les spectres résultants du spécimen uniforme et harpé sont représentés sur la figure (V. 3. 7).

$$S_{ae} = F' / m^* \times \Gamma \quad (5-8)$$

$$S_{de} = D' / \Gamma \quad (5-9)$$

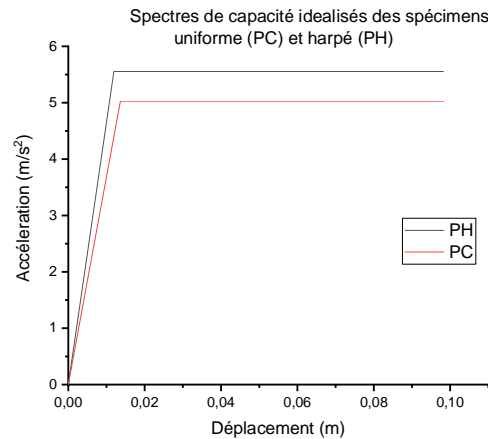


Fig. V. 3. 7 : Spectres de capacité idéalisés (Elasto-plastique spectres)

V.3.3. Superposition des spectres et détermination du point de performance :

L'étape subséquente, après obtention de spectres de demande et de capacité au format ADRS, est de superposer ces spectres pour obtenir le point de performance. Ce qui nous permettra de déterminer le déplacement et l'accélération cibles et de déduire par conséquence le spectre de demande inélastique. Pour ce but, nous adoptons la méthode modifiée proposée par Fajfar [168].

La superposition des spectres de capacité idéalisés du spécimen uniforme et harpé avec les spectres de demande sismique correspondant à la ville de Tébessa, pour le sol de type 'C' et 'D' est présentée sur la figure (V. 3. 8).

V. Etude sismique.

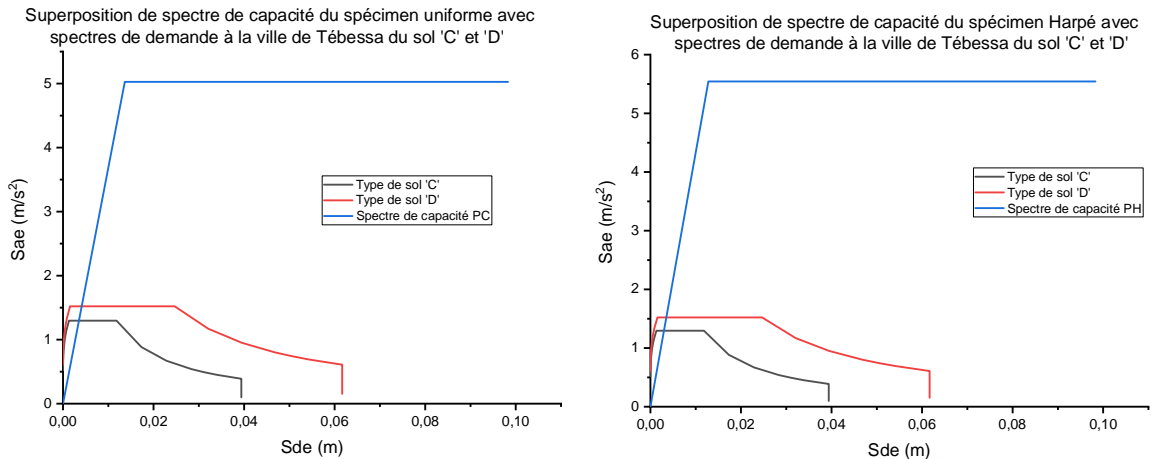


Fig. V. 3. 8 : Intersection de spectres de demande sismique de la ville de Tébessa et les spectres de capacité idéalisés du spécimen PC et PH.

Pour les deux spécimens l'intersection des spectres a eu lieu en zone élastique. Ce qui signifie que la demande sismique dans la ville de Tébessa pour les deux types de sols est plus faible que la capacité de spécimens. Les points d'intersections situant en zone élastique ont les coordonnées : PC-sol C (0.0035, 1.29) ; PC-sol D (0.0041, 1.52) ; PH-sol C (0.0031, 1.29) ; PH-sol D (0.0036, 1.52).

D'une manière similaire, les spectres de capacité des spécimens, uniforme et harpé, sont mis en parallèle avec les spectres de demande de la ville de Chlef, pour les deux types de sols 'C' et 'D'. La figure (V. 3. 9) montre que la demande sismique dans la ville de Chlef est plus grande que la capacité des spécimens. La prolongation de la phase élastique des spectres de capacité intersecte les spectres de demande des deux types de sols dans les points suivants : PC-sol 'C' (0.0321, 11.83) ; PC-sol 'D' (0.0377, 13.89) ; PH-sol 'C' (0.028, 11.83) ; PH-sol 'D' (0.0332, 13.89). Il est nécessaire alors d'introduire l'effet de la ductilité des spécimens et de construire les spectres inélastiques de demande sismique pour les deux types de sol.

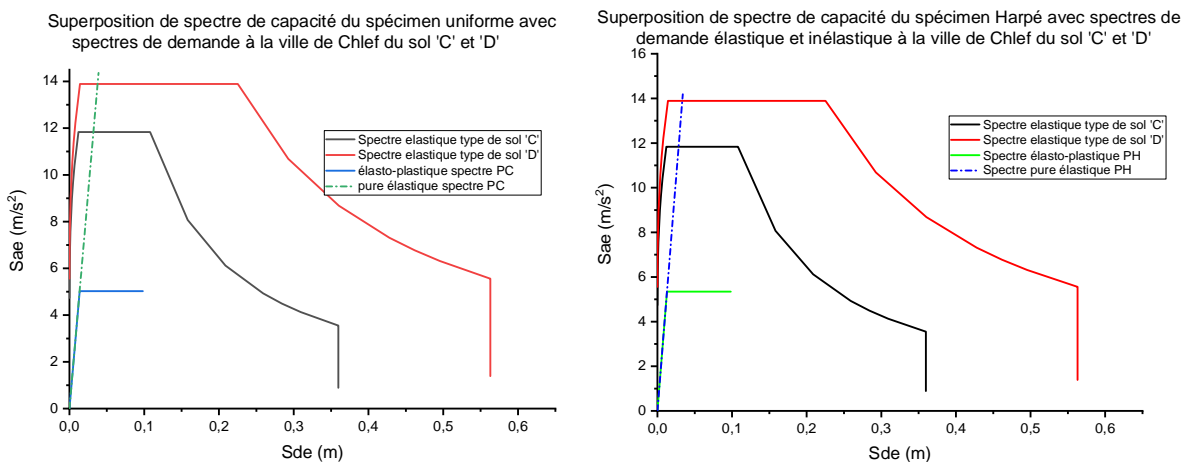


Fig. V. 3. 9 : Intersection de spectres de demande sismique de la ville de Chlef et les spectres de capacité idéalisés du spécimen PC et PH.

Selon la méthode modifiée proposée par Fajfar [168], la manière d'obtenir le spectre inélastique dépend de la période (T^*) associée à la phase élastique de spectre de capacité (formule 5-10) et de la période de transition (T_0) (formule 5-11). Dans le cas où la période (T^*) est inférieure à (T_0), le facteur de réduction R_u est obtenu par le rapport de l'accélération élastique (S_{ae}) et l'accélération de seuil (S_{ay}). Le facteur de ductilité (μ) est déterminé dans ce cas-là par la formule réarrangée (5-12). Le spectre inélastique se détermine finalement à l'aide des formules (5-13) et (5-14), sachant que (S_{de}) représente la demande spectrale élastique en déplacement.

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (5-10)$$

$$T_0 = 0.65\mu^{0.3} T_c \leq T_c \quad (5-11)$$

$$\mu = (R_u - 1) \frac{T_0}{T^*} + 1 \quad (5-12)$$

$$S_a = S_{ae} / R_u \quad (5-13)$$

$$S_d = S_{de} \mu / R_u \quad (5-14)$$

Les résultats, de l'application numérique de ces procédures, se récapitulent au tableau (V-2). Sachant que, (F_y^*) et (D_y^*) représentent l'effort et le déplacement de seuil de plasticité de la courbe de réponse idéalisée des spécimens. (T^*) et (T_0) sont la période associée au point de seuil et la période de transition respectivement.

Tableau V - 2 : Paramètres de d'obtention des spectres inélastiques

| Ville | Spécimen | F_y^* (kN) | D_y^* (mm) | T^* (sec) | Sol | T_0 (sec) | R_u | μ |
|-------|----------|--------------|--------------|-------------|-----|-------------|-------|-------|
| Chlef | PC | 192.2 | 16.1 | 0.327 | C | 0.59 | 2.35 | 3.44 |
| | | | | | D | 0.78 | 2.35 | 4.22 |
| | PH | 204.3 | 15.1 | 0.307 | C | 0.59 | 2.76 | 4.38 |
| | | | | | D | 0.78 | 2.76 | 5.47 |

Les spectres inélastiques obtenus en utilisant les résultats du tableau V-2 et les formules (5-13) et (5-14) sont représentés sur la figure (V. 3. 10). Ces spectres croisent les spectres de capacité des spécimens PC et PH aux points suivants : PC-sol 'C' (0.047, 5.027) ; PC-sol 'D' (0.080, 5.027) ; PH-sol 'C' (0.021, 5.343) ; PH-sol 'D' (0.038, 5.343).

Les points de performance déduits par l'intersection des spectres traduisent l'accélération et le déplacement spectraux demandés par le séisme. Par l'intermédiaire du coefficient de transformation (Γ) et de la masse équivalente (m^*), cette accélération et ce déplacement peuvent être transformé en force et au déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté SDOF. Par la suite, le vecteur de forme (ϕ_i) nous permet de déduire l'effort et le déplacement, de chaque niveau, demandés par le séisme.

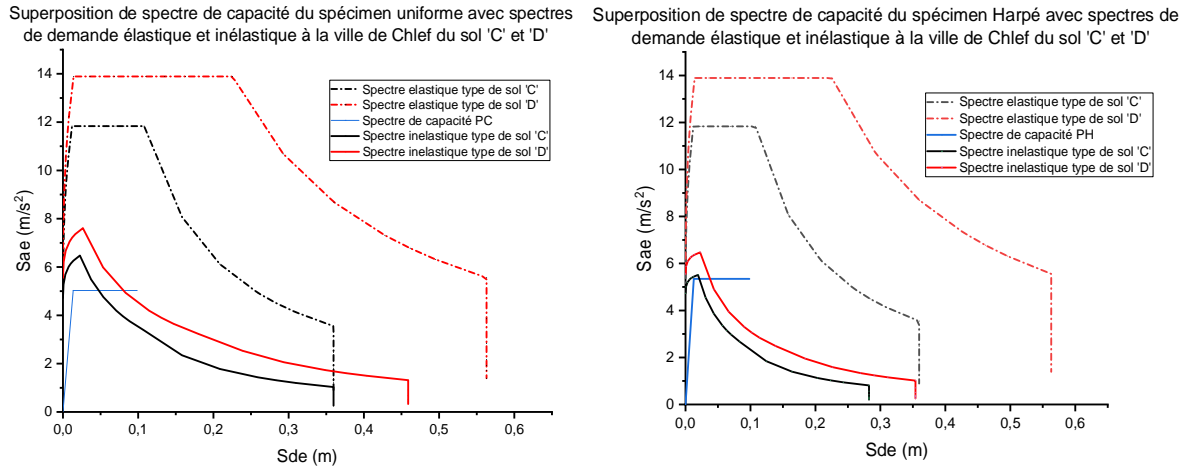


Fig. V. 3. 10 : Intersection de spectres inélastiques de demande sismique de la ville de Chlef et les spectres de capacité idéalisés du spécimen PC et PH.

L'ensemble des résultats de transformation obtenus sont rapportés au tableau (V-3). Sachant que :

- (S_a) et (S_d) représentent la demande spectrale en accélération et en déplacement.
- (F^*) et (D^*) représentent la demande en effort et en déplacement de la structure équivalente en SDOF,
- (F_1) et (D_1) représentent l'effort et le déplacement au niveau '1' correspondant à la demande sismique,
- (F_2) et (D_2) représentent l'effort et le déplacement au niveau '2' correspondant à la demande sismique
- (δ_2) est le drift en pourcentage de deuxième étage calculé par rapport à la hauteur totale de la structure réelle (6m).

Tableau V - 3 : Points de performances et déplacements cibles

| Type | Ville | Sol | $S_a(ms^{-2})$ | $S_d(mm)$ | $F^*(kN)$ | $D^*(mm)$ | $F_1(kN)$ | $D_1(mm)$ | $F_2(kN)$ | $D_2(mm)$ | $\delta_2(\%)$ |
|------|---------|-----|----------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------------|
| PC | Tébessa | C | 1.29 | 3,5 | 49,32 | 4,13 | 31,56 | 2,64 | 49,32 | 4,13 | 0,07 |
| | | D | 1.52 | 4,1 | 58,11 | 4,84 | 37,19 | 3,1 | 58,11 | 4,84 | 0,08 |
| | Chlef | C | 5.027 | 47 | 192,19 | 55,46 | 123,00 | 35,49 | 192,19 | 55,46 | 0,92 |
| | | D | 5.027 | 80 | 192,19 | 94,4 | 123,00 | 60,42 | 192,19 | 94,4 | 1,57 |
| PH | Tébessa | C | 1.29 | 3,1 | 49,32 | 3,66 | 31,56 | 2,34 | 49,32 | 3,66 | 0,06 |
| | | D | 1.52 | 3,6 | 58,11 | 4,25 | 37,19 | 2,72 | 58,11 | 4,25 | 0,07 |
| | Chlef | C | 5.34 | 21 | 204,27 | 24,78 | 130,73 | 15,86 | 204,27 | 24,78 | 0,41 |
| | | D | 5.34 | 38 | 204,27 | 44,84 | 130,73 | 28,69 | 204,27 | 44,84 | 0,75 |

V.4. Vulnérabilité sismique de structures basée sur la méthode des déplacements :

Cette méthode consiste à évaluer la capacité de la structure à résister au séisme à la base de son drift. Il est nécessaire de calculer le drift de l'étage du sommet d'après la courbe Pushover. Ce drift donne une indication sur la situation de la structure au moment de séisme en terme d'endommagement (Calvi [169], Restrepo-velez et Magenes [170], Borzi et al. [171]). Les états limites proposés dans les travaux de Borzi et al. [171] sont utilisés. Les auteurs définissent trois états d'endommagement (Fig. V. 4. 1) : léger endommagement, endommagement significatif et endommagement de ruine. Les limites numériques adoptées sont :

- Etat de léger endommagement : un drift limite de 0.13% avec un coefficient de variation de 35%.
- Etat d'endommagement significatif : un drift limite de 0.34% avec un coefficient de variation de 30%.
- Condition de l'état de ruine : pour le cas de la maçonnerie avec un grand pourcentage de vide, un drift limite de 45% avec coefficient de variation de 30%.

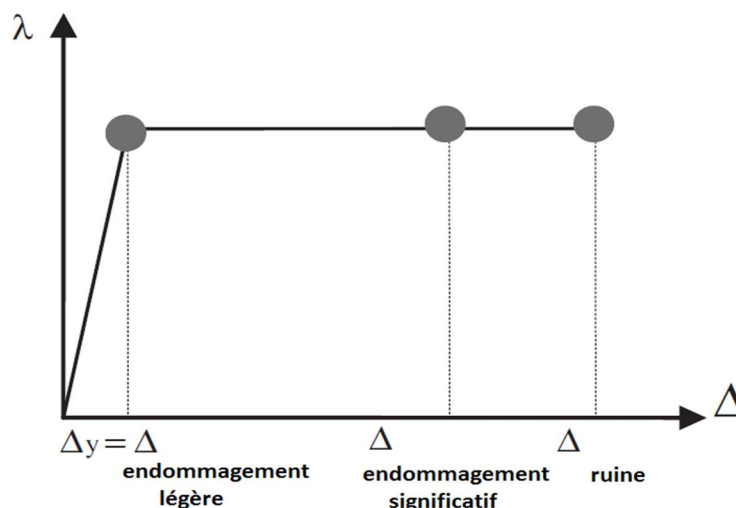


Fig. V. 4. 1 : Etats limite d'endommagement selon [171].

D'après les résultats du tableau (V-3), les deux types de structures à deux étages (avec panneaux uniformes et avec panneaux harpés) reflètent des drifts assez petits (0.06%, 0.07%, 0.08%). Selon les limites d'endommagement définies par Borzi et al. [171], ces drifts traduisent un état plus sécurisé que l'état d'endommagement léger. Ce qui signifie que les deux systèmes sont assez résistants vis-à-vis du risque sismique de la ville de Tébessa (faible sismicité) pour les deux type de sols 'C' et 'D'. Par contre, la sismicité de la ville de Chlef (à sismicité élevée) mène à la ruine du système avec chainages uniformes pour les deux types de sols (avec un drift de 0.92% et 1.57%). La ruine des structures à deux étages avec chainages harpés est aussi attendue dans les sites à sol de type 'D' (Vu le drift obtenu 0.75%). Par contre, ce système reflète un endommagement significatif sans ruine dans les sites à sols 'C', le drift obtenu dans ce cas est de 0.41%.

V.5. Conclusion :

L'analyse statique non linéaire Pushover est utilisée pour évaluer le comportement sismique des structures en béton armé avec panneaux en maçonnerie chaînée en utilisant la méthode N2 de l'Eurocode 8 et interprétée par Fajfar et Fischinger [160]. Deux systèmes sont étudiés : chaînage uniforme et chaînage harpé. Cependant, la méthode des déplacements est utilisée pour étudier la vulnérabilité de ces structures vis-à-vis de la sismicité de deux villes Algériennes : Tébessa à faible sismicité et Chlef représentant une sismicité élevée.

Les deux types de structures montrent des résistances importantes sous la faible sismicité. Traduisant un état de sécurité élevée non économique tant que la structure reste dans la phase élastique. Par contre, les deux types atteignent la ruine dans la zone de sismicité élevée (Chlef) pour les deux types de sols 'C' et 'D'. Le chaînage harpé a réussi à éviter la ruine dans le cas du sol de type 'C', mais avec un endommagement significatif. Il est également déconseillé d'adopter ce type de structure dans la ville de Chlef en terme de sécurité et à Tébessa en terme d'économie.

En comparant le système uniforme avec le système harpé ; on constate que le harpage améliore la résistance au séisme. Ainsi, il limite le déplacement latéral de la structure et il montre des « drifts » inférieurs au chaînage uniforme sous faible sismicité. Sous la sismicité élevée, un ratio de 50% est mesuré entre les « drifts » de l'harpage et celui du chaînage uniforme.

Conclusions générales et perspectives.

Conclusions générales :

L'objectif de la présente recherche est d'exposer une contribution à la modélisation numérique de la maçonnerie chaînée. Cette contribution consiste en un premier lieu à réaliser une étude bibliographique sur le matériau en maçonnerie. Ce qui a permis d'évaluer les modèles analytiques existants à prédire les capacités latérales des murs en maçonnerie chaîné et à choisir par la suite une modélisation appropriée en termes de simplicité et précision de calcul. Cette modélisation a été validée par des données expérimentales originales et aussi par des données de la littérature. Les travaux expérimentaux réalisés ont permis en outre de comparer deux types de spécimens en maçonnerie chaîné (murs en maçonnerie chaînée uniformes et murs en maçonnerie chaîné harpés).

D'après l'étude bibliographique réalisée dans le présent travail on conclut que : la maçonnerie est un matériau composé ayant comme constituants des briques ou moellons et des joints. Ce matériau composite a des caractéristiques mécaniques propres et est influencé fortement par son environnement et sa mise en place. Ce matériau anisotrope dépend fortement des propriétés de ses constituants (les unités de brique et le mortier) ainsi que de la direction d'application de la charge. Vu la nature quasi fragile de ses constituants, l'interaction entre ces derniers, lui donnera un comportement fortement non-linéaire. En conséquence, la maçonnerie est exposée aux divers modes de ruine (fissuration des joints due à la traction, au glissement le long des joints horizontaux ou verticaux, la fissuration des unités, la fissuration diagonale de traction des unités et la rupture due à la compression).

Différentes méthodes ont été proposées dans la littérature afin d'étudier le comportement global et la réponse grossière des portiques avec mur de remplissage en maçonnerie ou murs en maçonnerie chaînée. Elles présentent des expressions analytiques simples servant à estimer leurs capacités et rigidités latérales. La contribution de la charge axiale, les forces développées à l'interface béton/maçonnerie et la présence des ouvertures sont parmi les paramètres absents dans ces méthodes. En conséquence, elles sont relativement loin de représenter le comportement réel de ces structures, notamment la présence de phénomènes locaux. Toutefois, l'emploi des modèles numériques et le calcul assisté par ordinateur ont permis d'aller plus loin dans la prédiction de la réponse de ces structures. Ces modèles sont regroupés en fonction de leur cout de calcul en deux familles, la première est une approche macro échelle applicable aux structures de grandes échelles. Tandis que la deuxième représente une approche micro détaillée servant à étudier la réponse réelle ainsi que les phénomènes locaux. Ils sont à cause de ceci limité aux études des spécimens de laboratoire et aux modèles réduits.

D'après l'ensemble de calculs et analyses réalisés tout le long de cette thèse, il est à noter que la prédiction analytique de la raideur des portiques en maçonnerie chaînée par le modèle de la diagonale équivalente est possible en fonction de la formule utilisée en estimant la largeur de la diagonale à représenter le panneau. Le modèle proposé par Flores et Alcocer [51] a acceptablement prédit la rigidité initiale de l'ensemble des murs testés. Par contre, les deux modèles de Rai et al. [53] et de Riahi et al. [54] ont significativement sous-

estimé la rigidité initiale de tous les spécimens. En ce qui concerne l'effort d'apparition de la première fissure, le modèle le plus adéquat est celui de Riahi et al. [54]. Il a conduit à un meilleur résultat tout en restant dans la famille des modèles conservatifs. Dans le plan numérique, la modélisation adoptée a réussi à simuler la réponse globale, la fissuration et le mode de ruine des structures partielles (triplets de maçonnerie cisailées, éprouvettes composées sous la flexion à trois points, panneau de maçonnerie sous la compression verticale et panneau de maçonnerie sous la compression diagonale). En passant de l'échelle locale vers l'échelle globale, cette modélisation a également réussi à reproduire les réponses de tous les spécimens d'une manière convenable. Elle est également capable de simuler leurs modes de ruine, leurs schémas de propagation de fissures, la dégradation de la rigidité et aussi la dissipation de l'énergie. Elle a par la suite démontré son efficacité à reproduire le comportement des triplets mis en cisaillement et le panneau sous compression diagonale (travaux de Manos et al. [146]) et aussi la réponse d'un portique avec panneau en maçonnerie sous chargement latéral (travaux de Mehrabi et al. [13]). Cette modélisation est alors capable de simuler le comportement global détaillé d'une manière optimale entre précision et temps de calcul. Elle a permis de prolonger les courbes de chaque spécimen et de confirmer les résultats des travaux de Wijaya et de Matošević et al. [138,153] qui conclut que l'harpage n'améliore pas la résistance des portiques en béton armé avec murs en maçonnerie chaînée malgré son efficacité démontrée sous différents aspects.

Dans la partie expérimentale, les essais de caractérisation sur les matériaux et les structures partielles ont permis d'enrichir la littérature par des données sur les matériaux utilisés (béton, acier, mortier, brique et maçonnerie). Une étude statistique sur la totalité des paramètres a été également réalisée afin de déterminer la variance et l'intervalle admissible de ces derniers. En outre, les quatre essais sur les spécimens ont permis de conclure, d'un côté, que le chaînage de la maçonnerie garantit l'intégralité structurelle sous des grandes sollicitations. De l'autre côté, les chaînages harpés ne jouent pas un rôle majeur ni sur la raideur ni sur la résistance latérale ou le mode de ruine du spécimen. Cependant, ils réduisent légèrement, pour un même déplacement, la perte de raideur et retardent l'apparition des premières fissures. D'autre part, les chaînages uniformes servent à mieux répartir les contraintes conduisant à une propagation plus diffuse et moins localisée des fissures. Finalement, ces deux modes constructifs traditionnels sont donc tout à fait comparables vis-à-vis des essais de poussée progressive. Il serait toutefois intéressant de réaliser une nouvelle étude comparative visant à explorer le comportement jusqu'à la résistance maximale et même au-delà. Une étude économique serait aussi être intéressante afin de favoriser un de ces systèmes sur l'autre.

L'étude sismique réalisée dans le présent travail a permis de favoriser le système de chaînage par harpage de la maçonnerie sur le chaînage uniforme de celle-ci en terme de drifts sous sollicitations sismiques. Pour le cas des structures d'habitation à deux étages, les deux systèmes montrent un surdimensionnement vis-à-vis de la faible sismicité. Par contre, ils atteignent la ruine sous la sismicité élevée.

Perspectives :

De nombreuses prescriptives sont mise en évidence à travers ce travail. Commenant tout d'abord avec l'aspect expérimental.

- Il serait important d'approfondir la caractérisation des matériaux utilisés, particulièrement les briques de maçonnerie. Les perforations existant notamment entraînent un comportement fortement anisotrope qui peut avoir un rôle majeur sur la réponse du mur sous sollicitation sismique.
- Le choix judicieux des machines d'essais afin de garantir la possibilité d'aller au-delà de la résistance maximale, réaliser les cycles charge-décharge en compression et en traction avec un nombre de cycles suffisant.
- Il serait plus utile de respecter l'échelle adoptée au niveau globale et locale. Un spécimen avec une échelle donnée devrait avoir des briques et des aciers avec la même échelle.
- Il serait très utile de réaliser des études comparatives entre la maçonnerie de remplissage et la maçonnerie chaînée.

Concernant la modélisation, analytique comme numérique, les points suivants pourraient être abordés :

- Enrichir l'approche macro de la modélisation de la maçonnerie et les modèles analytiques qui représentent le portail principal vers la prise en compte de la maçonnerie dans l'analyse structurale.
- Il serait très intéressant d'adapter la loi de Sellier pour le cas de la maçonnerie et d'éviter les paramètres non utiles afin de diminuer la complexité du modèle et de garantir par conséquent un gain du temps.
- Etudier avec une micro modélisation détaillée la brique séparément tout en modélisant les perforations.
- Il serait plus pratique de normaliser les tests de caractérisation des composants de la maçonnerie et unifier ainsi l'enchaînement et les procédures de calibration des paramètres.

Liste des références :

- [1] Fouchal, F., Thèses:Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées, (2006), Université de Reims Champagne-Ardenne .
- [2] CHAZELLES, C.-A. de, La construction en brique crue moulée dans les pays de la Méditerranée du Néolithique à l'époque romaine. Réflexions sur la question du moulage de la terre.,3. *Actes Du Colloq. Int. Les Cult. Constr. La Brique Crue, Toulouse, Montpellier, Ed. Espérou, 2011, p. 153-164.*,n.d.
- [3] Chennaoui Youcef, Le matériau pisé à Cherchell : un autre type d'architecture en terre, nature et filiation.,*MEDITERRA 2009 Proceedings, Monfalcone. Edicom Ed. Ital.*,(2009),437–449.
- [4] Programme de recherches archéologiques TERMaghreb 2014 2016, *بلاد الطينية العمارة المغرب*.
- [5] Meziane Hakim, Cours de construction -Chapitre V - La maçonnerie, n.d. <http://fr.calameo.com/books/0010161930555fd17b4e1>.
- [6] Balandier, D., Cours Formation Parasismique Constructeurs Batiments, (2009).
- [7] Balandier, P., Constructions de Maçonnerie, in: DDE La Martinique - SECQUIP, n.d.
- [8] RPA99, Regles Parasismiques Algeriennes 99 / Version 2003, (2003).
- [9] Meli, R., Brzev, S., Astroza, M., Boen, T., Crisafulli, F., Dai, J., Farsi, M., Hart, T., Mebarki, A., Moghadam, A.S., Quiun, D., Tomazevic, M., & Yamin., L., *Seismic Design Guide For Low-Rise Confined Masonry Buildings*, (2011).
- [10] ACI 530-05, *Building Code Requirements for Masonry Structures.*, (2011).
- [11] Crisafulli, F.J., Thèses:Seismic Behaviour of Reinforced Concete Structures with Masonry Infills, university of Canterbury Christchurch, New Zealand, (1997).
- [12] Torrisi, G.S. & Crisafulli, F.J., *An innovative Model for the In-Plane Nonlinear Analysis of Confined Masonry and Infilled Frame Structures*,(2011).
- [13] Mehrabi, A. & Shing, P., *Performance Of Masonry-Infilled Ric Frames Under In Plane Lateral Loads*, Report no. CU/SR-94-6. Dept. of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder., (1994).
- [14] Van Noort, J.R., Thèses:Computational Modelling of Masonry Structures, Delft University of Technology., (2012).
- [15] Drougkas, A., Roca, P., & Molins, C., *Numerical prediction of the behavior , strength and elasticity of masonry in compression*,*Eng. Struct.*,90,(2015). Doi:10.1016/j.engstruct.2015.02.011.
- [16] Venkatarama, B., Lal, R., & Rao, K.S.N., *Influence of Joint Thickness and Mortar-Block Elastic Properties on the Strength and Stresses Developed in Soil-Cement Block Masonry*,*J. Mater. Civ. Eng.*,21,(2009),535–542. Doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2009)21:10(535).
- [17] Gumaste, K.S., Rao, K.S.N., Reddy, B.V.V., & Jagadish, K.S., *Strength and elasticity of brick masonry prisms and wallettes under compression*,*Mater. Struct. Constr.*,40,(2007),241–253. Doi:10.1617/s11527-006-9141-9.

- [18] Kaushik, H.B., Rai, D.C., & Jain, S.K., Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression,*J. Mater. Civ. Eng.*,19,(2007),728–739. Doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:9(728).
- [19] Oliveira, D., Lourenço, P., & Garbin, E., Experimental investigation on the structural behaviour and strengthening of three-leaf stone masonry walls,*Struct. Anal. Hist. Constr.*,(2006),817–826. <http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/6529>.
- [20] Panizza, M., Garbin, E., Valluzzi, M.R., & Modena, C., Experimental Study of the Bond of FRP Applied to Natural Stones and Masonry Prisms,*Key Eng. Mater.*,624,(2014),453–460. Doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.624.453.
- [21] Van der Pluijm, R., Material properties of masonry and its components under tension and shear,*Proc. 6th Can. Mason. Symp. Saskatoon, Canada.*,2,(1992),675–686.
- [22] Lourenço, P.B., Experimental and Numerical Issues in the Modelling of the Mechanical Behaviour of Masonry,*Struct. Anal. HISTDRICAL Constr.*,(1998).
- [23] Goodman, R.E., The mechanical properties of joints,*Proc. 3rd Int. Congr. Int. Soc. Rock Mech.*,1,(1974),127–140.
- [24] Bandis, S., Lumsden, A., & Barton, N., Fundamentals of Rock Joint Deformation,*Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*,20,(1983),249–268.
- [25] Hilsdorf, H.K., An Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression,*Proc. Int. Conf. Mason. Struct. Syst. Des. Eng. Constr. with Mason. Prod.*,(1969),34–41.
- [26] Chaimoon, K., Thèses:Numerical Simulation of Fracture in Unreinforced Masonry, univ de New South Wales Sydney, Australia., (2007).
- [27] Khoo, C.L. & Hendry, A.W., A failure criteria for brickwork in axial compression,*Proc. 3rd I.B.Ma.C., Essen*,(1973),141–145.
- [28] Dhanasekar, M., Page, A., & Kleeman, P., The Failure of Brick Masonry Under Biaxial Stresses,*Proc. Inst. Civ. Eng.*,79,(1985),295–313. Doi:10.1680/iicep.1985.992.
- [29] Chaimoon, K. & Attard, M.M., Modeling of unreinforced masonry walls under shear and compression,*Eng. Struct.*,29,(2007),2056–2068. Doi:10.1016/j.engstruct.2006.10.019.
- [30] Lourenço, P., Thèses:Computational strategies for masonry structures, université de technologie de Delft, (1996).
- [31] Backes, H.P., Zum Verhalten von Mauerwerk bei Zugbeanspruchung in Richtung der Lagerfugen,*Diss. R WTH Aachen*,(1985).
- [32] PAGE, A., The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry,*Proc. Inst. Civ. Eng.*,71,(1981),893–906. Doi:10.1016/j.diii.2017.03.002.
- [33] Page, A.W., The strength of brick masonry under biaxial compression-tension,*Int. f. Mason. Constr.*,3,(1983),26–31.
- [34] Hamid, A.A. & Drysdale, R.G., Behaviour of brick masonry under combined shear and compression loading,*Proc. 2nd Can. Mason. Symp.,Ottawa*,(1980),51–64.
- [35] Samarasinghe, W. & Hendry, A.W., Strength of brickwork under biaxial tension-

- compression,*Proc., Int. Symp. Load Bear. Brick Work,London,(1980).*
- [36] Ganz, H.R. & Thürlimann, B., Tests on the bi axial strength of masonry (in German),*Rep. No. 7502-3, Inst. Struct. Engrg., ETH Zurich, Switz.,(1982).*
- [37] Guggisberg, R. & Thürlimann, B., Tests to Determine Nominal Strength Values of Masonry (in German),*Rep. No. 7502-5. Inst. Struct. Eng. ETH Zurich, Zurich, Switzerland.,(1987).*
- [38] Lurati, F. & Thürlimann, B., Tests in concrete masonry walls (in German),*Rep. No. 8401-3. Inst. Struct. Eng. ETH Zurich, Zurich, Switz.,(1990).*
- [39] Mann, W. & Müller, H., Failure of Shear-Stressed Masonry- an Enlarged Theory, Tests and Application to Shear Walls,*Proc. Br. Ceram. Soc.,30,(1982),223–235.*
- [40] Smyrou, E., Thèses:Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled Rc Frames, Università degli Studi di Pavia, (2006).
- [41] Lourenço, P.B. & Rots, J.G., Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures,*J. Eng. Mech.,123,(1997),660–668. Doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(660).*
- [42] Zhang, B., Thèses:Parametric Study on the Influence of Infills on the Displacement Capacity of RC Frames for Earthquake Loss Estimation, Università degli Studi di Pavia., (2006).
- [43] Fiorato, A., Sozen, M.A., & Gamble, W.L., An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls,*Rep. No. UILU-ENG 70- 100, Univ. Illinois, Urbana-Champaign, IL.,(1970).*
- [44] Bertero, V.V. & Brokken, S., Infills in Seismic Resistant Building,*J. Struct. Eng.,109,(1983),1337–1361.*
- [45] Leuchars, J.M., Masonry Infill Panels, (1973).
- [46] Tomažević, M. & Klemenc, I., Seismic behaviour of confined masonry walls,*Earthq. Eng. Struct. Dyn.,26,(1997),1059–1071. Doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199710)26:10<1059::AID-EQE694>3.0.CO;2-M.*
- [47] Tomazevic, M., Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Series on Innovation in Structures and Construction: Volume 1, (1999). Doi:<https://doi.org/10.1142/p055>.
- [48] Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Nonaka, H., Kim, K.T., Wangdi, R., & Oshikata, A., Experimental study for developing higher seismic performance of brick masonry walls,*13th World Conf. Earthq. Eng. Vancouver, B.C., Canada,(2004).*
- [49] Stafford Smith, B., Behaviour of Square Infilled Frames,*Proc. Am. Soc. Civ. Eng. J. Struct. Div.,92, no STI,(1966).*
- [50] Liauw, T.C. & Kwan, K.H., Nonlinear Behavior Of Non-Integral Infilled Frames,*Comput. Struct.,Vol. 18,(1984),551–560.*
- [51] Flores, L.E. & Alcocer, S.M., Calculated response of confined masonry structures.,*Elev. World Conf. Earthq. Eng.,(1996),Paper No. 1830.*

- [52] Bourzam, A., Goto, T., & Miyajima, M., Shear Capacity Prediction of Confined Masonry Walls Subjected To Cyclic Lateral Loading,*Doboku Gakkai Ronbunshuu A*,64,(2008),692–704. Doi:10.2208/jscesee.25.47s.
- [53] Rai, D.C., Singhal, V., Paikara, S., & Mukherjee, D., Sub-paneling of masonry walls using precast reinforced concrete elements for earthquake resistance,*Earthq. Spectra*,30,(2014),913–937. Doi:10.1193/102010EQS178M.
- [54] Riahi, Z., Elwood, K.J., & Alcocer, S.M., Backbone Model for Confined Masonry Walls for Performance-Based Seismic Design,*J. Struct. Eng.*,135,(2009),644–654. Doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000012.
- [55] Vittorio Bergami, A., Thèses:Implementation and experimental verification of models for nonlinear analysis of masonry infilled r.c. frames, Roma, (2007).
- [56] Thomas, R.D. & Klingner, R.E., Behavior of Infilled Frames,*Chapter 4 Limit States Mason. , Mason. Soc. Boulder, Color.*,(1990).
- [57] Saiful, I. & Mozaffar, I., A Review on Behaviour of Masonary Infill Panel in RC Framed Structure,*Int. J. Res. Rev. Eng. Sci. Technol. (ISSN No. ISSN 2278 – 6643)*,(2013),122–127.
- [58] Polyakov, S. V., On the Interaction between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame when Loaded in the Plane of the Wall,*Earthq. Eng.*,(1960),36–42.
- [59] Holmes, M., Steel Frames With Brickwork and Concrete Infilling,*Proc. Inst. Civ. Eng.*,19,(1961),473–478. Doi:https://doi.org/10.1680/iicep.1961.11305.
- [60] Stafford Smith, B. & Carter, C., A method of analysis for infill frames,*Proc. Inst. Civ. Eng.*,44,(1969),31–48. Doi:https://doi.org/10.1680/iicep.1969.7290.
- [61] Mainstone, R.J., On the Stiffness and strength of infilled frames,*Proceeding Inst. Civ. Eng.*,(1971),57–90.
- [62] Mainstone, R.J. & Weeks, G.A., The influence of Bounding Frame on the Racking Stiffness and Strength of Brick Walls,*Proc. 2nd Int. Brick Mason. Conf. Build. Res. Establ., Watford, E*,(1974),165–171.
- [63] Al-chaar, G., Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures,*Eng. Res. Dev. Cent. (ERDC), U.S. Army Corps Eng.*,(2002).
- [64] FEMA 307, Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, (1998).
- [65] Bazan, E. & Meli, R., Analysis Of Structures With Masonry Walls,*7th World Conf. Earthq. Eng. Int. Assoc. Earthq. Eng.*,Vol. 5,(1980),633–640.
- [66] Paulay, T. & Priestley, M., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings,*New York Jhon Wiley Sons*,(1992).
- [67] Durrani, A.J. & Luo, Y.H., Seismic Retrofit of Flat-slab Buildings with Masonry Infills,*NCEER Work. Seism. Response Mason. Infills*,(1994).
- [68] Hendry, A.W., Structural Masonry, 2nd ed, Ma, n.d.
- [69] Papia, M., Cavaleri, L., & Fossetti, M., Infilled frames: Developement in the evaluation of stiffening effects of infills,*Struct. Eng. Mech.*,16,(2003),675–693.

Doi:10.12989/sem.2003.16.6.675.

- [70] Singhal, V. & Rai, D.C., In-plane and out-of-plane behavior of confined masonry walls for various tothing and openings details and prediction of their strength and stiffness,*Earthq. Eng. Struct. Dyn.*,45,(2016),2551–2569. Doi:10.1002/eqe.2783.
- [71] Inpres-Cirsoc, Argentinean Code for Earthquake-resistant Constructions,*Part III Mason. Build.* I,n.d.
- [72] D'Amore, E. & Decanini, L., Shear strength analysis of confined masonry panels under cyclic loads: comparison between proposed expressions and experimental data,*9th Int. Semin. Earthq. Progn.*,(1994).
- [73] (AIS) Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Colombian code for the seismic design and construction,*NSR- 98; Bogotá, D. C., Colomb.*,(1998).
- [74] San Bartolomé, A., Quiun, D., & Myorca, P., Proposal of a standard for seismic design of confined masonry buildings,*Bull. ERS*,37,(2004).
- [75] Timoshenko, S. & Woinowsky-Krieger, S., Theory of Plates and Shells, 2.,*McGraw-Hill New York*,(1959).
- [76] Moroni, M.O., Astroza, M., & Tavonatti, S., Nonlinear models for shear failure in confined masonry walls,*Mason. Soc. J.*, 12_2_, 72–78.,(1994).
- [77] INN-Chile, Norma Chilena, Instituto Nacional de Normalizacion, Santiago, Chile, (2009). Doi:10.1109/EMBC.2013.6609557.
- [78] Marinilli, A. & Castilla, E., Experimental Evaluation of Confined Masonry Walls with Several Confining-Columns,*13th World Conf. Earthq. Eng.*,(2004),P No 2129.
- [79] Matsumura, A., Shear strength of reinforced masonry walls,*9th World Conf. Earthq. Eng.*,Vol. 6,(1988),121–126.
- [80] Marques, R. & Lourenço, P.B., A model for pushover analysis of confined masonry structures: implementation and validation,*Bull. Earthq. Eng.*,11,(2013),2133–2150.
- [81] Tomažević, M. & Klemenc, I., Verification of seismic resistance of confined masonry buildings,*Earthq. Eng. Struct. Dyn.*,26,(1997),1073–1088.
- [82] Lafuente, M., Castilla, E., & Genatios, C., Experimental and analytical evaluation of the seismic resistant behaviour of masonry walls.,*Mason. Int.*,11,(1998),80–88.
- [83] NSPRC, Chinese code for seismic design of buildings (GB50011-2001),*Natl. Stand. People's Repub. China (NSPRC), Minist. Constr. People's Repub. China,Beijing, C*,(2001).
- [84] Schmidt, T., An approach of modelling masonry infilled frames by the f.e. method and a modified equivalent strut model,*Annu. J. Concr. Concr. Struct.*,4,(1989),171–180.
- [85] Wood, R.H., Plasticity, composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames,*Proc. Inst. Civ. Eng.*,65,(1978),381–411. Doi:<https://doi.org/10.1680/iicep.1978.2952>.
- [86] Fiorato, A.E., Sozen, M.A., & Gamble, W.L., Behavior of Five-storey Reinforced Concrete Frames with Filler Walls,*Interim Rep. to Dep. Def. Off. Sec. Army, Off. Civ. Def.,Urbana, Il*,(1970).

- [87] Meharbi, A.B. & Shing, P.B., Seismic Analysis of Masonry-Infilled Reinforced Concrete Frames, *TMS J.*,(2003),81–94.
- [88] Shilko, E. V., Psakhie, S.G., Schmauder, S., Popov, V.L., Astafurov, S. V., & Smolin, A.Y., Overcoming the limitations of distinct element method for multiscale modeling of materials with multimodal internal structure, *Comput. Mater. Sci.*,102,(2015),267–285. Doi:10.1016/j.commatsci.2015.02.026.
- [89] Bicanic, N., Stirling, C., & Pearce, C., Discontinuous Modelling of Structural Masonry, *Fifth World Congr. Comput. Mech. Vienna, Austria*,(2002),18 pages.
- [90] A. El Razik, M., Asran, A., & A. Hafiz, A., Effect of infill walls on the performance of multi-storey building during earthquakes, *Proc. 1st Int. Struct. Spec. Conf. Calgary, Alberta, Canada*,(2006).
- [91] ABDOU, L., Thèses:Modélisation du comportement mécanique des murs en maçonnerie chargés dans leur plan, UNIVERSITE DE MARNE-LA-VALLEE, (2005).
- [92] Flanagan, R.D., Tenbus, M.A., & Bennett, R.M., Numerical modeling of clay tile infills, *NCEER Work. Seism. Response Mason. Infills, San Fr. Calif.*,(1994),63–68.
- [93] Reflak, J. & Fajfar, P., Elastic analysis of infilled frames using substructures, *Proc., 6th Can. Conf. Earthq. Eng. , Univ. Toronto Press. Toronto*,(1991),285–292.
- [94] Saneinejad, B.A. & Hobbs, B., Inelastic Design of Infilled Frames, *J. Struct. Eng.*,121,(1995),634–650.
- [95] Buonopane, S. & White, R., Pseudodynamic testing of masonry infilled reinforced concrete frame, *J. Struct. Eng.*,125,(1999),578. Doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:6(578).
- [96] Asteris, P.G., Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames, *Electron. J. Struct. Eng.*,(2008),1–11.
- [97] Klingner, R.E. & Bertero, V. V., Earthquake Resistance of Infilled Frames, *J. Struct. Div.*,104,(1978),973–989.
- [98] Chrysostomou, C.Z., Thèses:Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames, Cornell university, (1991). Doi:10.1021/pr900023z.
- [99] Doudoumis, I.N., Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading, *Eng. Struct.*,(2007),1004–1024.
- [100] Crisafulli, F.J. & Carr, A.J., Proposed Macro-Model for the Analysis of Infilled Frame Structures, *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*,40,(2007),69–77.
- [101] Combescure, D., Thèses:Modélisation du comportement sous chargement sismique des structures de bâtiment comportant des murs de remplissage en maçonnerie, Ecole Centrale Paris, France, (1996).
- [102] Sargin, M., Ghosh, W.B., & Handa, V.K., Effects of lateral reinforcement upon the strength and deformation properties of concretet, *Mag. Concr. Res.*,23,(1971),99–110.
- [103] Subramaniam, Kolluru V. L. Sinha, S.N., Analytical Model for Cyclic Compressive Behavior of Brick Masonry, *Struct. J.*,92,(1995),288–294.

- [104] Page, A., Finite element model for masonry, *Proc. a Sess. Held Conjunction with Struct. Congr.*, (1978).
- [105] Reyes, E., Gálvez, J.C., Casati, M.J., Cendón, D.A., Sancho, J.M., & Planas, J., An embedded cohesive crack model for finite element analysis of brickwork masonry fracture, *Eng. Fract. Mech.*, *76*, (2009), 1930–1944. Doi:10.1016/j.engfracmech.2009.05.002.
- [106] Idris, J., Thèses: Accidents géotechniques des tunnels et des ouvrages souterrains – Méthodes analytiques pour le retour d’expérience et la modélisation numérique, NANCY UNIVERSITE - INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE, (2007).
- [107] Sutcliffe, D. j., Yu, H.S., & Page, A.W., Limit analysis of anisotropic or jointed media-application to unreinforced masonry shear walls, *12 Th Int. BRICK/BLOCK Mason. Conf.*, (2001), 1765–1776.
- [108] Cruz-diaz, J.I., Sellier, A., Capra, B., Delmotte, P., Rivillon, P., & Mebarki, A., Modélisation simplifiée du comportement à rupture des murs, *Rev. Française Génie Civ.*, *5*, (2001), 613–627. Doi:10.1080/12795119.2001.9692714.
- [109] Cruz Diaz, J.I., Thèses: Etude des murs de contreventement en maçonnerie d’éléments de terre cuite, Université de Marne-la-Vallée, (2002).
- [110] Lourenço, P.B. & Ramos, L.F., Characterization of Cyclic Behavior of Dry Masonry Joints, *J. Struct. Eng.*, *130*, (2004), 779–786.
- [111] Al-chaar, G., Mehrabi, A.B., & Manzouri, T., Finite Element Interface Modeling and Experimental Verificaion of Masonry-infilled R / C Frames, *TMS J.*, (2008), 9–27.
- [112] Dawe, J.L. & Seah, C.K., Behaviour of masonry infilled steel frames, *Can. J. Civ. Eng.*, *16*, (1989), 865–876.
- [113] Lin, K., Totoev, Y.Z., Liu, H.J., & Page, A.W., Modeling of dry-stacked masonry panel confined by reinforced concrete frame, *Arch. Civ. Mech. Eng.*, *14*, (2014), 497–509.
- [114] Baloević, G., Radnić, J., & Harapin, A., Numerical dynamic tests of masonry-infilled RC frames, *Eng. Struct.*, *50*, (2013), 43–55.
- [115] KRSTEVSKA, L. & RISTIC, D., Seismic Response of Rc Infilled Frames - Micro-Model For Non-Linear Numerical Simulation, *13th World Conf. Earthq. Eng.*, (2004).
- [116] Lotfi, H.R. & Shinc, P.B., An Appraisal of Smeared Crack Models for Masonry Shear Wall Analysis, *Comput. Struct.*, *41*, (1991), 413–425.
- [117] SÁNCHEZ TIZAPA, S., Thèses: Étude expérimental et numérique des murs en maçonnerie confinée chargés dans leur plane. Cas: État de Guerrero (Mexique), UNIVERSITÉ PARIS-EST ÉCOLE, (2009).
- [118] Koiter, W.T., Stress-strain relations, uniqueness and variational theorems for elastic-plastic materials with a singular yield surface, *Quart. Appl. Math.*, *11*, (1953), 350–354.
- [119] Rahman, A. & Anand, S.C., Empirical Mohr-Coulomb failure criterion for concrete block-mortar joints, *J. Struct. Eng.*, *120*, (1995), 2408–2422.
- [120] Li, T., Galati, N., Tumialan, J.G., & Nanni, A., Analysis of unreinforced masonry

- concrete walls strengthened with glass fiber-reinforced polymer bars,*ACI Struct. J.*,102,(2005),569–577. Doi:10.14359/14561.
- [121] Eshghi, S. & Pourazin, K., In-Plane Behavior of Confined Masonry Walls – With and Without Opening,*7*,(2009),49–60.
- [122] Lourenço, P.B., Oliveira, D. V., Roca, P., & Orduña, A., Dry Joint Stone Masonry Walls Subjected to In-Plane Combined Loading,*J. Struct. Eng.*,131,(2005),1665–1673.
- [123] Yow, J.L. & Goodman, R.E., A ground reaction curve based upon block theory,*Rock Mech. Rock Eng.*,20,(1987),167–190. Doi:10.1007/BF01020367.
- [124] Amadei, B., Illangasekare, T., Morris, D.I., & Boggs, H., Estimation of Uplift in Cracks in Older Concrete Gravity Dams Analytical Solution and Parametric Study,*J. Energy Eng.*,115,(1989),19–38.
- [125] Wibowo, J.T., Amadei, B., Sture, S., Robertson, A.B., & Price, R., Shear response of a rock joint under different boundary conditions: An experimental study,*Proc Conf. Fract. Jointed Rock Masses, Lake Tahoe*,1,(1992),399–405.
- [126] Lotfi, H.R. & Shing, P.B., Interface Model Applied to Fracture of Masonry Structures,*J. Struct. Eng.*,120,(1994),63–80.
- [127] Van Zijl, G.P.A., Thèses:Computational Modelling of Masonry Creep and Shrinkage, Stellenbosch, (2000).
- [128] Colliat, J., Davenne, L., & Ibrahimbegović, A., Modelling of nonlinear behaviour of masonry structures: phenomenological approach,*Proc. Sixth Conf. Comput. Struct. Technol.*,(2002),153–154.
- [129] Binda, L., Pina-Henriques, J.L., Anzani, A., Fontana, A., & Lourenço, P.B., Understanding load-transfer mechanisms in multi-leaf masonry walls,*Eng. Struct.*,28,(2006),1132–1148.
- [130] Totoev, Y., Lin, K., & Page, A., Numerical modeling of framed dry stack masonry panels,*11th North Am. Mason. Conf. MN, USA.*,(2011).
- [131] Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, n.d.
- [132] Lecomte-grosbras, P. & Paluch, B., Mesure des déformations interlaminaires sur le bord libre de stratifiés unidirectionnels par Corrélation d' Image Interlaminar shear strain measurement on laminate free edge using Digital Image Correlation,*Noûs*,(2009).
- [133] Xiong, W., Wang, X., Dear, J.P., & Blackman, B.R.K., The effect of protrusion density on composite-metal joints with surfi-sculpt reinforcement,*Compos. Struct.*,180,(2017),457–466. Doi:10.1016/j.compstruct.2017.08.036.
- [134] Nabouch, R., Bui, Q.B., Plé, O., Perrotin, P., Poinard, C., Goldin, T., & Plassiard, J.P., Seismic Assessment of Rammed Earth Walls Using Pushover Tests,*Procedia Eng.*,145,(2016),1185–1192. Doi:10.1016/j.proeng.2016.04.153.
- [135] Eymard, M., Plassiard, J.P., Perrotin, P., & Le Fay, S., Mechanical influence of an innovative sprayed coating for thermal insulation on a shear brick wall,*Constr. Build. Mater.*,n.d.

- [136] Sentosa, B., Bui, Q.B., Ple, O., Perrotin, P., & Plassiard, J.P., Assessing damage of beam-column connection in RC structures from dynamic measurement results,*Struct. Eng. Int.*,n.d.
- [137] Vacher, P., Dumoulin, S., Morestin, F., & Mguil-Touchal, S., Bidimensional strain measurement using digital images,*Proc. Inst. Mech. Eng. Part C J. Mech. Eng.*,213,(1999),811–817. Doi:10.1243/0954406991522428.
- [138] Matošević, Đurđica, Sigmund, V., & Guljaš, I., Cyclic testing of single bay confined masonry walls with various connection details,*Bull. Earthq. Eng.*,13,(2014),565–586. Doi:10.1007/s10518-014-9627-8.
- [139] Senthil, K. & Satyanarayanan, K.S., Influence of interface on the behavior of infilled frame subjected to lateral load using linear analysis,5,(2016),127–144.
- [140] Ismail Layadi, Thèses:Effet du remplissage en maçonnerie sur le comportement des portiques en béton armé sous chargement latéral, Tébessa - Savoie Mont Blanc, n.d.
- [141] NF EN 12390-2, Essais pour béton durci - Partie 2 : confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance., n.d.
- [142] NF EN 12390-3, Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes.,n.d.
- [143] NF EN 12390-6, Essais pour béton durci - Partie 6 : détermination de la résistance en traction par fendage d'éprouvettes.,n.d.
- [144] NF EN 12390-5, Essais pour béton durci - Partie 5 : résistance à la flexion sur éprouvettes.,n.d.
- [145] NF EN 1015-11, Méthodes d'essai des mortiers pour maçonnerie - Partie 11 : détermination de la résistance en flexion et en compression du mortier durci.,n.d.
- [146] Manos, G.C., Soulis, V.J., & Thauampth, J., The behavior of masonry assemblages and masonry-infilled R/C frames subjected to combined vertical and cyclic horizontal seismic-type loading,*Adv. Eng. Softw.*,45,(2012),213–231.
- [147] Vermeltfoort, A.T. & van Schijndel, A.W.M., Modeling of lintel-masonry interaction using COMSOL,*Eur. COMSOL Conf. Hann.*,(2008).
- [148] Domede, N., Sellier, A., & Stablon, T., Structural analysis of a multi-span railway masonry bridge combining in situ observations, laboratory tests and damage modeling,*Eng. Struct.*,56,(2013),837–849.
- [149] NF-EN 1052-3, Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 3 : détermination de la résistance initiale au cisaillement.,n.d.
- [150] EN 1052-1:1998 Methods of test for masonry - Part 1: Determination of compressive strength, (1998).
- [151] ASTM E 519-02, Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages,*Am. Soc. Test. Mater.*,(2002),5. Doi:10.1520/E0519.
- [152] Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., & Bourbon, X., Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing, Part 1: Constitutive laws,*Eng. Fract. Mech.*,97,(2013),148–167.

- [153] Wijaya, W., Kusumastuti, D., Suarjana, M., Rildova, & Pribadi, K., Experimental study on wall-frame connection of confined masonry wall, *Procedia Eng.*, *14*, (2011), 2094–2102. Doi:10.1016/j.proeng.2011.07.263.
- [154] Riddington, J.R., The influence of initial gaps on infilled frame behavior, *Proc. Instn Civ Engrs, Part 2*, *77*, (1984), P. 295–310.
- [155] Meharbi, A.B. & Shing, P., Finit element modeling of masonry-infilled RC frames, *J. Struct. Eng.*, n.d.
- [156] Fajfar, P., A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design, *Earthq. Spectra*, *16*, (2000), 573–592. Doi:10.1193/1.1586128.
- [157] Magenes, G., A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings, *Proc. 12 World Conf. Earthq. Eng.*, (2000), 1–8. Doi:10.1029/2011JA016504.
- [158] Williams, M.S. & Clément, D.E., Application of pushover analysis to the design of structures containing dissipative elements, *13 Th World Conf. Earthq. Eng.*, (2004).
- [159] Fahjan, Y., Doran, B., Akbas, B., & Kubin, J., Pushover Analysis for Performance Based-Seismic Design of RC Frames with Shear Walls, *15th World Conf. Earthq. Eng.*, (2012).
- [160] Fajfar, P. & Fischinger, M., N2 - A Method for Non-Linear Seismic Analysis of Regular Buildings, *Proceeding Ninth World Conf. Earthq. Eng., Tokyo, Jap.*, (1988).
- [161] Chopra, A.K. & Goel, R.K., A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, *33*, (2004), 903–927. Doi:10.1002/eqe.380.
- [162] Abdesslam, I., Thèses:Analyse sismique des structures en béton arme par la méthode Pushover, Université Mohamed Khider– BISKRA, n.d.
- [163] Bernard, A. & de Flotte de Roquevaire, R., Atlas d’Algerie. Carte Geologique, *David Rumsey Hist. Map Collect.*, (1925).
- [164] Odum, J.K., Williams, R.A., Stephenson, W.J., & Worley, D.M., Near-Surface S-wave and P-wave Seismic Velocities of Primary Geological Formations on the Piedmont and Atlantic Coastal Plain of South Carolina, USA, (2003).
- [165] CEN, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, *120*, (2004), 1–229. http://web.ist.utl.pt/guilherme.f.silva/EC/EC8 - Design of structures for earthquake resistance/64-1998-1_e_stf.pdf.
- [166] Peláez, J.A., Hamdache, M., & Casado, C.L., Updating the probabilistic seismic hazard values of Northern Algeria with the 21 May 2003 M 6.8 Algiers earthquake included, *Pure Appl. Geophys.*, *162*, (2005), 2163–2177. Doi:10.1007/s00024-005-2708-5.
- [167] Hamdache, M., Peláez, J.A., Talbi, A., Mobarki, M., & Casado, C.L., Ground-motion hazard values for northern Algeria, *Pure Appl. Geophys.*, *169*, (2012), 711–723. Doi:10.1007/s00024-011-0333-z.
- [168] Fajfar, P., Capacity spectrum method based on inelastic displacement ratio, *J. Earthq. Eng. Soc. Korea*, *28*, (1999), 979–993. Doi:10.5000/EESK.2008.12.2.069.
- [169] Calvi, G.M., A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of

Références.

- buildings,*J. Earthq. Eng.*,3,(1999),411–438. Doi:10.1080/13632469909350353.
- [170] Restrepo-velez, L.F. & Magenes, G., Simplified procedure for the seismic risk assessment of unreinforced masonry buildings,*13 Th World Conf. Earthq. Eng.*,(2004).
- [171] Borzi, B., Crowley, H., & Pinho, R., Simplified pushover-based earthquake loss assessment (SP-BELA) method for masonry buildings,*Int. J. Archit. Herit.*,2,(2008),353–376. Doi:10.1080/15583050701828178.

Annexe -A-

Construction des spécimens

1) Pré-dimensionnement des portiques :

1.1. Le calcul du moment fléchissant :

- Par la méthode de superposition :

On calcule les moments aux nœuds du par chaque chargement séparément et on les superpose par la suite.

On calcule alors pour chaque chargement vertical, le moment dans les encastremets et dans les points d'application de la charge.

Les données sont : $L = 1.81 \text{ m}$; $h = 1.385 \text{ m}$; $K = \frac{I_1}{I_2} * \frac{h}{L}$; $I_1 = I_2 \Rightarrow K = 0.765$

$$M_A = \frac{Pab}{l} \times \left(\frac{1}{2(2+K)} - \frac{2^{b/l-1}}{2(1+6K)} \right)$$

$$(A.N) \Rightarrow M_A = 2.429 \text{ KNm}$$

$$M_B = -\frac{Pab}{l} \times \left(\frac{1}{(2+K)} + \frac{2^{b/l-1}}{2(1+6K)} \right)$$

$$(A.N) \Rightarrow M_B =$$

$$-6.297 \text{ KNm} \quad M_C = -\frac{Pab}{l} \times \left(\frac{1}{(2+K)} - \frac{2^{b/l-1}}{2(1+6K)} \right)$$

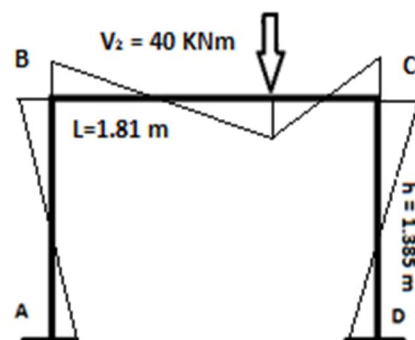
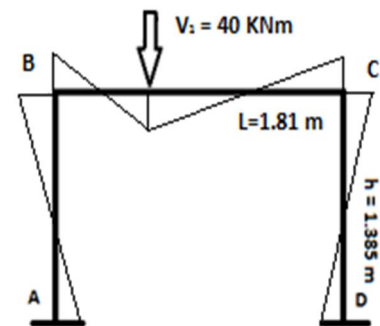
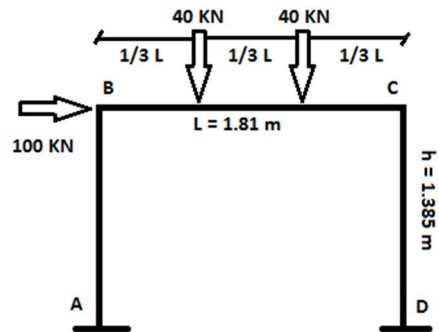
$$(A.N) \Rightarrow M_C = -5.338 \text{ KNm}$$

$$M_D = MV1 = \frac{Pab}{l} \times \left(\frac{1}{2(2+K)} + \frac{2^{b/l-1}}{2(1+6K)} \right)$$

$$(A.N) \Rightarrow M_D = MV1 = 3.388 \text{ KNm}$$

$$M_{V2} = -0.61 \text{ KNm}$$

Dans ce qui concerne le deuxième chargement vertical, il suffit que on prend l'inverse grâce à la symétrie du système. Les moments (M_A , M_B , M_C , M_D , M_{V1} , M_{V2}) deviennent respectivement (M_D , M_C , M_B , M_A , M_{V2} , M_{V1}).



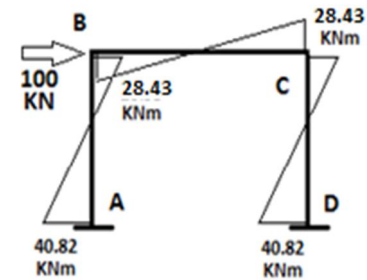
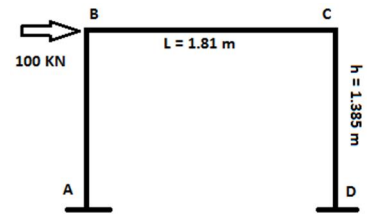
De la même manière on calcul les moments dus par le chargement horizontal :

$$M_A = \frac{-Ph}{2} \frac{1+3K}{1+6K} \text{ (A.N.)} \Rightarrow M_A = -40.82 \text{ KNm}$$

$$M_B = \frac{Ph}{2} \frac{3K}{1+6K} \text{ (A.N.)} \Rightarrow M_B = 28.43 \text{ KNm}$$

$$M_C = \frac{-Ph}{2} \frac{3K}{1+6K} \text{ (A.N.)} \Rightarrow M_C = -28.43 \text{ KNm}$$

$$M_D = \frac{Ph}{2} \frac{1+3K}{1+6K} \text{ (A.N.)} \Rightarrow M_D = 40.82 \text{ KNm}$$



La superposition des moments :

$$M_A = M_A^H + M_A^{V1} + M_A^{V2} = -40.82 + 2.429 + 3.388 = -35 \text{ KN.m}$$

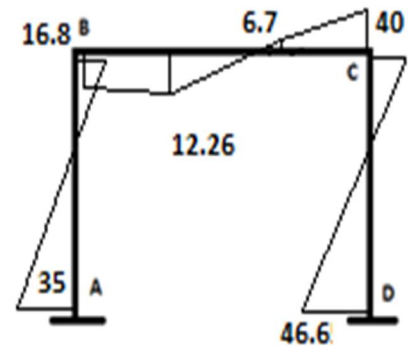
$$M_B = M_B^H + M_B^{V1} + M_B^{V2} = 28.45 - 6.297 - 5.338 = 16.815 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_C^H + M_C^{V1} + M_C^{V2} = -28.45 - 5.338 - 6.297 = -40.005 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_D^H + M_D^{V1} + M_D^{V2} = 40.82 + 3.388 + 2.429 = 46.637 \text{ KN.m}$$

$$M_{V1} = M_{V1}^H + M_{V1}^{V1} + M_{V1}^{V2} = 9.48 + 3.388 - 0.61 = 12.258 \text{ KN.m}$$

$$M_{V2} = M_{V2}^H + M_{V2}^{V1} + M_{V2}^{V2} = -9.48 - 0.61 + 3.388 = -6.7 \text{ KN.m}$$



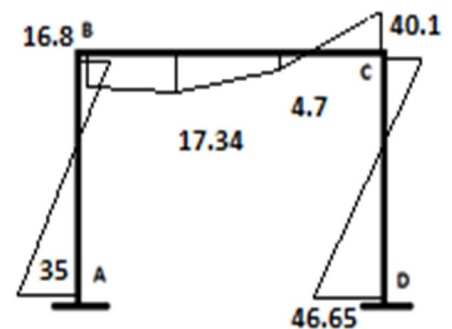
D'après le diagramme illustré par la figure en face le moment max est de 46.6 kN.m

- Par la méthode des déplacements :

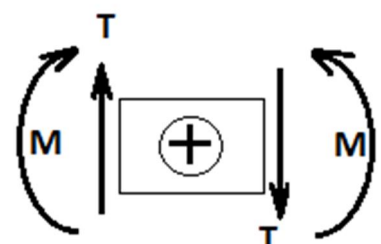
- 5.1 $\theta_1 + 1.105 \theta_2 - 3.128 \Delta - 16.1/EI = 0$
- 1.105 $\theta_1 + 5.1 \theta_2 - 3.128 \Delta + 16.1/EI = 0$
- 3.128 $\theta_1 - 3.128 \theta_2 + 9.03 \Delta - 100/EI = 0$

$$\theta_1 = 12.607/EI ; \theta_2 = 4.544/EI ; \Delta = 17.013/EI$$

Le diagramme de moment obtenu est présenté dans la figure, et le moment max est celui au niveau d'encastrement avec une valeur de 46.65 kNm.



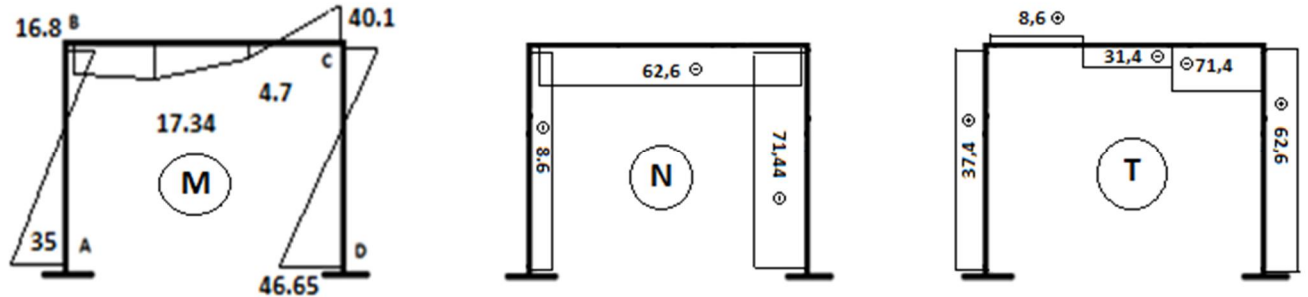
- Les diagrammes des efforts tranchants et normaux :



Suite à la convention des signes en RDM, on fait la somme des moments par rapport les encastremets A, B, C, D on trouve :

$$R_A = 8,6 \text{ KN}, R_D = 71,44 \text{ KN}, Q_A = 71,44 \text{ KN} \text{ et } Q_D = 71,44 \text{ KN}.$$

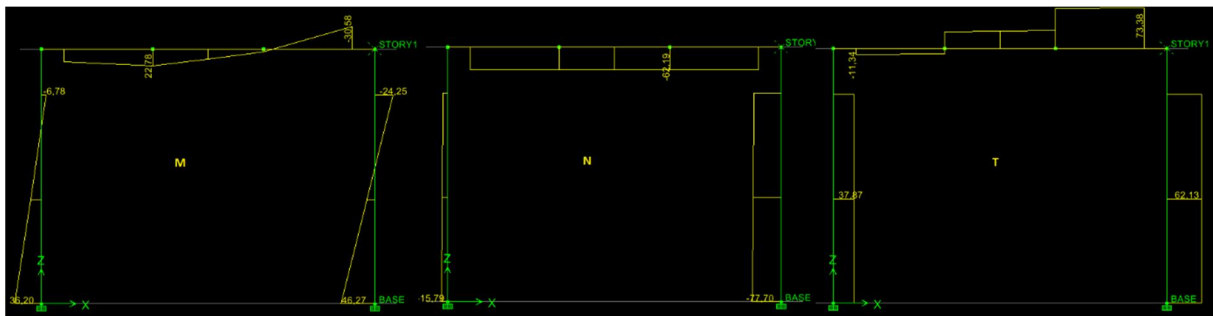
on trace les trois diagrammes des sollicitations comme ce que suit :



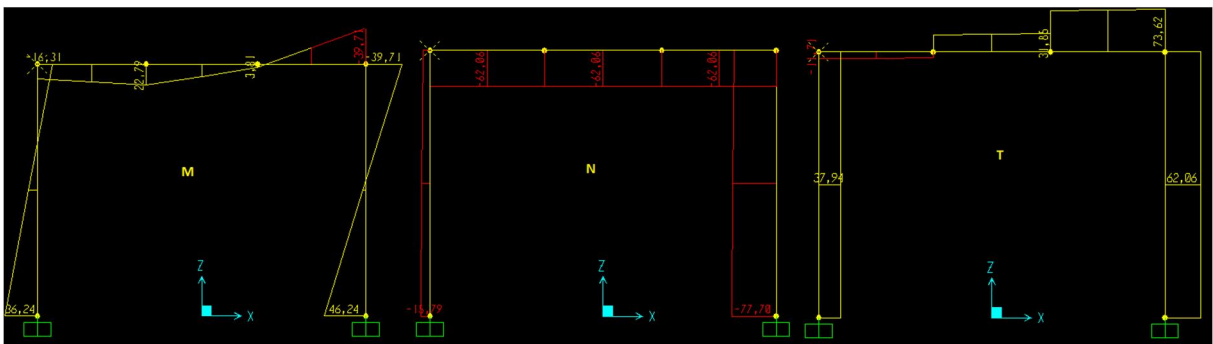
1.3. Sap et Etabs:

Les deux figures suivantes représentent les diagrammes obtenus grâce au calcul par éléments finis réalisé par les logiciels SAP 2000 V15 et ETABS V9.5. Dans les deux diagrammes le moment max est de 46.24 Kn.m.

ETABS



SAP



- Les sollicitations maximales :

Le moment max : $M_{max} = 46.65 \text{ kN.m}$ (au niveau de l'appui de poteau à droit).

L'effort normal max : $N_{max} = 62.6 \text{ kN}$ (compression dans la poutre)

L'effort tranchant max est : $V_{max} = 71.44 \text{ kN}$ (dans le troisième tiers à droit de la poutre).

1.4. Le dimensionnement des armatures longitudinales :

Les poteaux et la poutre sont soumises à la flexion composée. Les équations d'équilibre dans une section droite quelconque s'écrivent alors :

$$N_u = N_{bc} + A' \sigma'_s + A \sigma_s$$

$$M_{uA} = N_{bc} z + A' \sigma'_s (d - d')$$

Pour la même section sous la flexion simple, ces équations deviennent :

$$0 = N_{bc} + A' \sigma'_s + A_s \sigma_s$$

$$M_{uA} = N_{bc} z + A_s' \sigma'_s (d - d')$$

Par identification on trouve que : (d'après le cours « Béton Armé IUP GC13 - Option OS - 2004/05 »)

$$A = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_s} \text{ et } A' = A_s'$$

Sachant que : A_s et A_s' sont les sections d'acier correspondants à une même section mais sous la flexion simple.

Le calcul du moment réduit :

- Dans le poteau à droite :

$$M_{\max} = 46,65 \text{ KN.m ; } N_u = 71,44 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{c28}} = 0,147 \leq 0,186, \text{ Pivot A, on n'a pas alors besoin des aciers comprimés, } \varepsilon_s = 1 \%$$

$$A_s = \frac{M_u}{(1-0,4\alpha) d f_e} = 450,72 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = 450,72 - \frac{71,44 \cdot 1000}{500} \text{ donc on obtient : } A = 307,84 \text{ mm}^2$$

- Dans le poteau à gauche :

$$M_{\max} = 35 \text{ KN.m ; } N_u = 8,6 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{c28}} = 0,111 \leq 0,186, \text{ Pivot A, on n'a pas besoin des aciers comprimés, } \varepsilon_s = 1 \%$$

$$A_s = \frac{M_u}{(1-0,4\alpha) d f_e} = 330,55 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = 330,55 + \frac{8,6 \cdot 1000}{500} \text{ donc on obtient : } A = 313,35 \text{ mm}^2$$

- Dans la poutre :

$$M_{\max} = 22,8 \text{ KN.m ; } N_u = 62,6 \text{ KN}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{c28}} = 0,07 \leq 0,186, \text{ Pivot A, on n'a pas besoin alors des aciers comprimés, } \varepsilon_s = 1 \%$$

$$A_s = \frac{M_u}{(1-0,4\alpha) d f_e} = 210,58 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = 210,58 - \frac{62,6 \cdot 1000}{500} \text{ donc on obtient : } A = 85,4 \text{ mm}^2$$

L'adoption de ferrailage longitudinal :

Afin de garder la symétrie de la section et pour prendre en compte la réversibilité du chargement, on adopte un ferrailage de 4 barres de $\varnothing 12$ dans l'ensemble des éléments (Poteaux et poutre).

1.5. Le calcul du ferrailage transversal :

Le diamètre des aciers de renforcement transversal est adopté en respectant la formule suivante :

$$\phi_t = \phi_L/3 \rightarrow 12/3 = 4$$

on adopte $\phi_L = 6 \text{ mm}$, sachant que : (ϕ_L) est le diamètre des barres longitudinales:

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{max} = V_u/bd < \tau_u \text{ limite} = \text{Min} \left[\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right]$$

$$\tau_{max} = 71440/250 * 225 < \tau_u \text{ limite} = \text{Min} \left[\frac{0,2*25}{1} ; 5 \right] \Leftrightarrow 1,27 < 5 \text{ condition vérifiée.}$$

Le calcul de l'espace max :

L'espace adopté doit respecter les deux conditions suivantes :

$$S_t \text{ max} = \text{Min} [0,9d ; 0,4m ; A_t f_e / (0,4b)] \Rightarrow S_t \text{ max} = 20,25 \text{ cm}$$

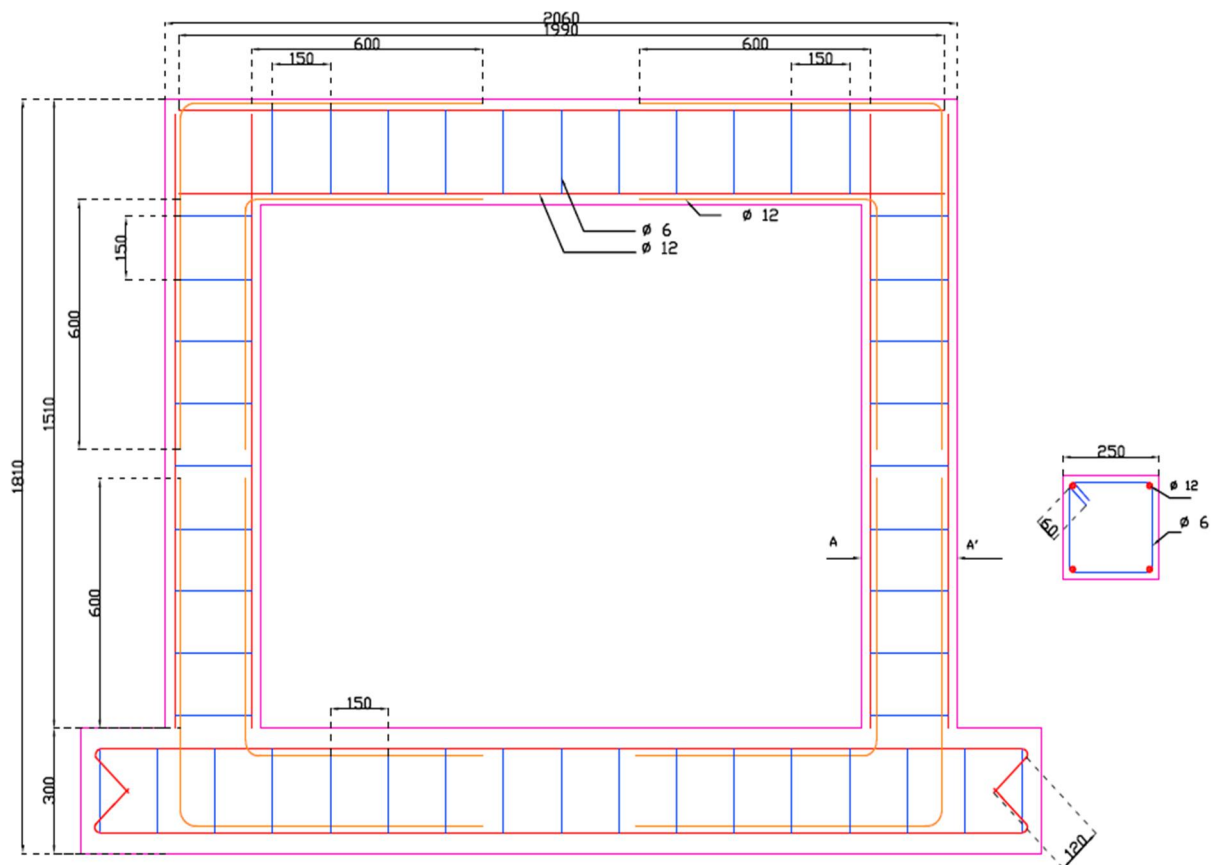
$$S_t \leq \frac{0,9 f_e A_t (\cos \theta + \sin \theta)}{b_0 \gamma_s \left[\frac{V_u}{b_0 d} - 0,3 f_{tj} K \right]} \text{ et on a } f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa} ; k = 1 + 3 \sigma_{cm} / f_{cj} = 1,14 ;$$

$$\theta = 90^\circ. \text{ Après l'application numérique on trouve que : } S_t \leq 18,44 \text{ cm}$$

On adopte finalement des cadres avec des barres lisses de $\phi 6$ avec un espace de 15 cm.

1.6. Le plan de ferrailage :

Le plan de ferrailage adopté finalement est illustré par la figures suivante :



La masse des granulats nécessaires selon les résultats de l'analyse granulométrique réalisée est : Sable : 702 Kg/m³, Gravier 1 = 460 Kg/m³, Gravier 2 = 528 Kg/m³.

Annexe -B-

Calculs analytiques :

1) Calcul de la rigidité :

- Riahi et al [54] : $K_{cr} = A_w \frac{\sqrt{f_m}}{\gamma_c} \Rightarrow K_{cr} = 2060 \times 200 \frac{\sqrt{1.13}}{1.13}$

$$K_{cr} = 387.57 \text{ kN/mm}$$

- Rai et al. [53] : $K_{cr} = K_{nc} \left(0.29 + 0.26 \left(\frac{L_{is}}{P} \right) \right) = K_{nc} \times \left(0.29 + 0.26 \left(\frac{1510}{6640} \right) \right)$

$$K_{nc} = \left(\left(\frac{H_w^3}{3E_m I_m} \right) + \frac{H_w}{A_w G_m} \right)^{-1} = \left(\left(\frac{1510^3}{3 \times 3919 \times 63.27e9} \right) + \frac{1510}{2060 \times 250 \times 1646.5} \right)^{-1} = 156031.38$$

$$K_{cr} = 54.458 \text{ kN/mm}$$

- Flores et Alcocer [51] : $K_{cr} = \left(\left(\frac{H_m^3}{3E_m I_m} \right) + \frac{H_m}{A_m G_m} \right)^{-1} =$

$$\left(\left(\frac{1260^3}{3 \times 3919 \times 63.27e9} \right) + \frac{1260}{1560 \times 200 \times 1646.5} \right)^{-1}$$

$$K_{cr} = 194.479$$

- Stafford Smith B. [49] : $K_{cr} = \frac{12E_c I_c}{h^3} * \frac{6I_b h + I_c l}{3I_b h + 2I_c l} + \left(\frac{h \tan^2 \theta}{E_c A_c} + \frac{d_m}{S_m t_m E_m \cos^2 \theta} \right)^{-1}$

$$K_{cr} = \frac{12 \times 16271 \times 371515278}{1385^3} \times \frac{6 \times 371515278 \times 1385 + 371515278 \times 1810}{3 \times 371515278 \times 1385 + 2 \times 371515278 \times 1810} + \left(\frac{1385 \times 0.8^2}{16271 \times 62500} + \frac{2005.29}{S_m \times 200 \times 3919 \times 0.78^2} \right)^{-1}$$

- Fiorato et al.[86] : $K_{cr} = \frac{3E_c I^* G_m t_m l_m}{h^3 (G_m t_m l_m) + h(3E_c I^*)} \rightarrow K_{cr} = \frac{3 \times 3919 \times I^* \times 1646 \times 200 \times 1560}{1520^3 (1646 \times 200 \times 1560) + 1520 (316271 \times I^*)}$

$$I^* = 2I_c + \frac{2A_c l^2}{4} + \frac{E_m h^3}{E_c h_m^3} I_m \rightarrow I^*$$

$$= 2 \times 371515278 + \frac{2 \times 62500 \times 1810^2}{4} + \frac{3919 \times 1270^3}{1627 \times 1270^3} = 34139716666$$

$$K_{cr} = 202.42 \text{ kN/mm}$$

2) Calcul de la largeur de la diagonale :

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_{inf} t \sin 2\theta}{4E_c I_c H_{inf}}} \rightarrow \lambda_h = \sqrt[4]{\frac{3919 \times 200 \times 0.977}{4 \times 15115 \times 371515277 \times 1270}} = 0.00227$$

- Mainstone [61] : $W = 0.16d_{inf}(\lambda_h H_{inf})^{-0.3} = 0.16 \times 2011.6 \times (0.00227 \times 1270)^{-0.3}$
= 234 mm
- Mainstone et Weeks [62] : $W = 0.175d_{inf}(\lambda_h H_{inf})^{-0.4} = 0.175 \times 2011.6 \times (0.00227 \times 1270)^{-0.4}$

$$W = 230.24 \text{ mm}$$

- Bazan et Meli [65] : $W = (0.35 + 0.22\beta) * h = (0.35 + 0.22 \times 1.84) * 1270$

$$\beta = \frac{E_c A_c}{G_{inf} A_{inf}} = \frac{15115 \times 62500}{1646 \times 200 \times 1560} = 1.84$$

$$W = 958.3 \text{ mm}$$

- Liauw et Kwan [50] : $W = \frac{0.95H_{inf} \cos \theta}{\sqrt{\lambda_h H_{inf}}} = \frac{0.95 \times 1270 \times 0.778}{\sqrt{0.00227 \times 1270}} \rightarrow W = 552 \text{ mm}$
- Paulay et Prestley [66] : $W = 0.25d_{inf} \rightarrow W = 502.9 \text{ mm}$
- Hendry [68] : $W = 0.5\sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2}$ et $\alpha_h = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_c I_c H_{inf}}{E_{inf} t \sin 2\theta} \right)^{\frac{1}{4}}$ et $\alpha_L = \pi \left(\frac{4E_c I_b L_{inf}}{E_{inf} t \sin 2\theta} \right)^{\frac{1}{4}}$

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_c I_c H_{inf}}{E_{inf} t \sin 2\theta} \right)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 \times 15115 \times 371515277 \times 1270}{3919 \times 200 \times 0.977} \right)^{\frac{1}{4}} = 690$$

$$\alpha_L = \pi \left(\frac{4 \times 15115 \times 371515277 \times 1560}{3919 \times 200 \times 0.977} \right)^{\frac{1}{4}} = 1453$$

$$W = 804.27 \text{ mm}$$

- Papia et al. [69] : $w = \frac{c}{z(\lambda^*)^\beta} d_{inf}$ et $c = 0.249 - 0.0116\vartheta_{inf} + 0.567\vartheta_{inf}^2$

$$\beta = 0.146 + 0.0073\vartheta_{inf} + 0.126\vartheta_{inf}^2 \text{ et } \lambda^* = \frac{E_{inf} t H_{inf}}{E_c A_c} \left(\frac{H_{inf}^2}{L_{inf}^2} + \frac{A_c L_{inf}}{4A_b H_{inf}} \right)$$

$$\lambda^* = \frac{E_{inf} t H_{inf}}{E_c A_c} \left(\frac{H_{inf}^2}{L_{inf}^2} + \frac{A_c L_{inf}}{4A_b H_{inf}} \right) = \frac{3919 \times 200 \times 1270}{15115 \times 62500} \left(\frac{1270^2}{1560^2} + \frac{62500 \times 1560}{4 \times 62500 \times 1270} \right) = 1.022$$

$$\beta = 0.15, c = 0.27, z = 1.057 \rightarrow W = 506.46 \text{ mm}$$

- Durrani et Luo [67] : $W = \gamma \sqrt{L^2 + H^2 \sin 2\theta}$ et $\gamma = 0.32 \sqrt{\sin 2\theta} \left(\frac{H^4 E_{inf} t}{m E_c I_c H_{inf}} \right)^{-0.1}$; $m = 6 \left(1 + \frac{6E_c I_b H}{\pi E_c I_c L} \right)$

$$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin 2\theta} \left(\frac{H^4 E_{inf} t}{m E_c I_c H_{inf}} \right)^{-0.1} = 0.32 \sqrt{0.977} \left(\frac{1520^4 \times 1270 \times 200}{m \times 15115 \times 371515277 \times 1270} \right)^{-0.1}$$

$$= 0.222$$

$$m = 6 \left(1 + \frac{6E_c I_b H}{\pi E_c I_c L} \right) = 6 \left(1 + \frac{6 \times 15115 \times 371515277 \times 1520}{\pi 15115 \times 371515277 \times 2060} \right) = 17.16$$

$$W = \gamma \sqrt{L^2 + H^2 \sin 2\theta} = 0.222 \times \sqrt{2060^2 + 1520^2 \times 0.977} = 566 \text{ mm}$$

3) L'effort associé à la première fissure du panneau

- Matsumura [79] : $V_{cr} = \left(\frac{K_u}{\frac{H_w}{d} + 2} \sqrt{f_m} + 0.3v_0 \right) \times t_w \times j = \left(\frac{0.64}{\frac{1520}{1935} + 2} \sqrt{1.13} + 0.3 \times 0.15 \right) \times 200 \times 1693.125 = 122.62 \text{ kN}$
 $j = 0.875 \left(L_w - \frac{W_{tc}}{2} \right) = 0.875 \left(2060 - \frac{250}{2} \right) = 1693.125$

- INN 1997 [77] : $V_{cr} = \text{Min}(0.23v_m + 0.12v_0 ; 0.35v_m) \times A_w = \text{Min}(0.23 \times 1.13 + 0.12 \times 0.15 ; 0.35 \times 1.13) \times 374500$

$$V_{cr} = 104.03 \text{ kN}$$

- Moroni et al. [76] : $V_{cr} = (0.19v_m + 0.12v_0) \times A_w = (0.19 \times 1.13 + 0.12 \times 0.15) \times 374500$

$$V_{cr} = 87.55 \text{ kN}$$

- Riahi et al. [54] : $V_{cr} = (0.424v_m + 0.374v_0) \times A_w \leq v_m \times A_w = (0.424 \times 1.13 + 0.374 \times 0.15) \times 374500 \leq 1.13 \times 374500$

$$V_{cr} = 200.44 \text{ kN}$$

- Flores et Alcocer [51] : $V_{cr} = (0.5v_m + 0.3v_0) \times A_w \leq 1.5v_m \times A_w$
 $= (0.5 \times 1.13 + 0.3 \times 0.15) \times 374500 \leq 1.5 \times 1.13 \times 374500$

$$V_{cr} = 228.44 \text{ kN}$$

Annexe -C-

Calculs sismiques :

1) Calcul de la descende de charges :

1-1) Charges permanents :

Niveau 2 :

Les éléments de l'ossature (Poutres et poteaux) sont des éléments en béton armé. Les poutres de la zone sélectionnée font 16 m de longueur et (0.3m x 0.4m) de section. Deux demi poteaux sont associés à cet étage. Alors le poids des éléments d'ossature correspond à ce niveau est donné par :

$$25\text{kN/m}^3 \times [(16\text{m} \times 0.3\text{m} \times 0.4\text{m}) + (2 \times 1.5\text{m} \times 0.3\text{m} \times 0.3\text{m})] = 54.75 \text{ kN}$$

Dalle en corps creux : c'est un élément surfacique, dont le poids surfacique est donné par 2.8 kN/m². La zone étudiée inclut huit carrés de (1.85m x 1.85m). Le poids correspond à cet élément est de :

$$2.8 \text{ kN/m}^2 \times (8 \times 1.85\text{m} \times 1.85\text{m}) = 76.66 \text{ kN}$$

Mur en briques creuses : C'est un élément surfacique similaire à la dalle en corps creux. Son poids surfacique est donné par 1.3 kN/m². La surface associée à cet élément se compose de huit carrés de dimension (1.5m x 1.85m), ce qui correspond à la demi hauteur d'étage et à la demi longueur de la travée. Le poids surfacique de cet élément au niveau 2 est donné par :

$$1.3 \text{ kN/m}^2 \times (8 \times 1.5\text{m} \times 1.85\text{m}) = 28.86 \text{ kN}$$

Étanchéité : est un élément surfacique. Son poids se calcule par le produit de son poids surfacique multiplié par sa surface. Son poids est donc donné par :

$$(0.5+0.2) \text{ kN/m}^2 \times (8 \times 2\text{m} \times 2\text{m}) = 22.4 \text{ kN}$$

Niveau 1 :

De la même manière les poids des éléments correspondants au premier étage sont calculés comme suit :

$$\text{Éléments de l'ossature : } 25 \text{ kN/m}^3 \times [(16\text{m} \times 0.3\text{m} \times 0.4\text{m}) + (2 \times 3\text{m} \times 0.3\text{m} \times 0.3\text{m})] = 61.5 \text{ kN}$$

$$\text{Dalle en corps creux : } 2.8 \text{ kN/m}^2 \times (8 \times 1.85\text{m} \times 1.85\text{m}) = 76.66 \text{ kN}$$

$$\text{Murs en briques creuses : } 1.3 \text{ kN/m}^2 \times (4 \times 3\text{m} \times 3.7\text{m}) = 57.72 \text{ kN}$$

$$\text{Revêtement : } (0.7) \text{ kN/m}^2 \times (8 \times 1.85\text{m} \times 1.85\text{m}) = 19.17 \text{ kN}$$

1-2) Charge de l'exploitation :

Annexes

Dalle terrasse : Terrasse inaccessible.

Dalle de premier étage : $1.5 \text{ kN/m}^2 \times (8 \times 1.85\text{m} \times 1.85\text{m}) = 41.07 \text{ kN}$