REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : matériaux en génie civil

Thème :

Modélisation et analyse du comportement des murs en maçonnerie sous chargement combiné renforcé par les lamelles en CFRP à l'aide d'une approche détaillée de micro-modélisation.

Présenté par :

- CHAATHANE Sliman
- SELMANE Mohamed

Proposé et Dirigé par :

Mdm: HERNOUNE.H

Promotion Juin 2019

Remerciement :

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à Mdm Harnoun Houria pour l'encadrement de ce mémoire et pour son aide, sa patience et la confiance qu'elle nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

A mon père, A ma mère,

A mes frères, A mes sœurs,

A mon très cher binôme Mohamed

A mon très cher frère Karim

A tous ceux qui me sont chers...

Slimane

A mon père, A ma mère,

A mes frères, A mes sœurs,

A mon très cher binôme Slimane

A mon très cher frère Karim

A tous ceux qui me sont chers...

Mohamed

ملخــص :

الهدف من هذه الأطروحة هو النمذجة العددية لجدران البناء (400 * 400 * 105 مم^3) ، مع خطوط مائلة بمقدار 45 درجة باستخدام برنامج محاكاة رقمي "abaqus / CAE2017" ؛ تهدف هذه الدراسة إلى السلوك تحت التحميل المشترك (الضغط والقص) للجدران غير المقواة والجدران المنخفضة معززة بألواح البوليمر المقواة بألياف الكربون."CFRP"

أخيرًا ، تمت مناقشة النتائج التي تم الحصول عليها ومقارنتها بالنتائج التجريبية للأدب.

الكلمات المفتاحية : النمذجة ، العددية ، الجدار ، البناء ، مائل بنسبة 45° ، الأباكوس ، مشتركة ، معززة ، رقاقة ، CFRP.

Résumé :

Le but de cette thèse est la modélisation numérique des murettes en maçonnerie de (400*400*105 mm^3), avec des lignes inclinées par 45° à l'aide d'un logicielle numérique de simulation " abaqus/CAE2017 " ; cette étude vise à le comportement sous chargement combinée (compression et cisaillement) des murets non renforcé et des murets renforcée par des lamelles de polymère renforcé de fibre de carbone " CFRP ".

Enfin, les résultats obtenu sont discutés et comparée avec les résultats expérimentaux de littérature.

Mots clés : modélisation, numérique, mur, maçonnerie, incliné par 45°, abaques, combinée, renforcé, lamelle, CFRP.

Abstract:

The aim of this thesis is the numerical modeling of masonry walls of (400 * 400 * 105 mm^3), with lines inclined by 45 ° using a digital simulation software "abaqus / CAE2017"; this study aims at the behavior under combined loading (compression and shearing) of unreinforced walls and low walls reinforced by carbon fiber reinforced polymer slats "CFRP".

Finally, the results obtained are discussed and compared with the experimental results of literature.

Key words: modeling, numerical, wall, masonry, inclined by 45 °, abaqus, combined, reinforced, slats, CFRP.

Sommaire :

Remerciement……...I
Dédicace……II
Résumé……..III
Abstract……IV
Sommaire……V
Liste des figures……VI
Liste des tableaux……VII
Symboles et abréviations……VIII
Introduction général: 1
Chapitre I : Synthés bibliographiques sur les murets en maçonnerie
I.1. Introduction :..... 4
I.2. La maçonnerie : 5
I.2.1. Les briques :..... 5
I.2.2. Mortier : 6
I.2.2.1. Définition : 6
I.2.2.2. Les type de mortiers :..... 6
I.3 Comportement de la maçonnerie : 7
I.3.1 Comportement sous sollicitation de compression uni-axiale :..... 7
I.3.2 Comportement sous sollicitation de traction uni-axiale :..... 8
I.3.3 Comportement bi-axial : 9
I.3.4 Comportement au cisaillement : 11
I.3.5. Comportement des maçonneries renforcées (à l'échelle du composant de structure) : 13
I.4. Renforcement par FRP:..... 13
I.4.1. Définition du matériau composite FRP :..... 14
I.4.1.1. Matériaux constitutifs : 14
I.4.1.2. Comportement mécanique du FRP : 18
I.5. Revue des travaux antérieurs : 18

I.6 Approches de modélisation du comportement de la maçonnerie : 34
I.6.1. Introduction : 34
I.6.2. Modélisation avec logiciel ABAQUS : 37
I.7.Conclusion: 38
Chapitre II: Modélisation numérique
II.1. Introduction: 40
II.2. Etat de l'art sur la modélisation des maçonneries : 40
II.2.1. Approches de la modélisation d'une maçonnerie non renforcée : 40
II.2.2. Modèles macroscopiques pour les maçonneries non renforcées : 42
II.2.2.1. Approches selon la théorie de l'homogénéisation : 42
II.2.2.2. Approches phénoménologiques : 45
II.2.3. Modèles micromécaniques pour les maçonneries non renforcées : 50
II.2.3.1. Modélisation par la méthode des éléments discrets (MED) : 51
II.2.3.2. Modélisation micro - mécanique par la méthode des éléments finis : 54
II.2.4. Conclusions sur la modélisation de maçonnerie non-renforcée : 61
II.3. Etat de l'art des modélisations de maçonnerie renforcée : 62
II.3.1. Maçonneries renforcées par FRP : 63
II.3.1.1. Modélisation homogénéisée des renforts FRP (y compris avec la maçonnerie) : 63
II.3.1.2. Modélisation explicite des renforts FRP : 63
II.3.2. Maçonneries renforcées par TRC : 65
II.3.2.1. Modélisation du TRC comme un matériau homogène : 65
II.3.2.2. Modélisation du TRC comme un matériau hétérogène : 66
II.4. Conclusion et orientation de modélisation numérique dans notre étude : 69
Chapitre III: Simulation numérique
III.1. Introduction : 70
III.2. Méthode des éléments finis : 71
III.3. Description du modèle d'éléments finis : 73
III.3.1. Modèle d'éléments finis pour la maçonnerie non renforcé : 74
III.3.1.1. Présentation du modèle numérique : 75

III.3.1.2. Modèles décrivant les matériaux: 78
III.3.2. Modèle d'éléments finis renforcés par des lamelles en CFRP : 88
III.6. Conclusion : 91
Chapitre IV : Résultats et discussions
IV.1. Introduction : 92
IV.2. Validation du modèle EF proposé : 92
IV.3. Résultat et discussion : 92
IV.3.1.Résultat des murets non renforcé « MNR » : 92
IV.2.2. Résultat des murets renforcé « MR » : 96
IV.2.2.1. Murets renforcés parallèle au joint du mortier « M2R » : 96
IV.2.2.2. Murets renforcés perpendiculaire au joint « M1R » : 99
IV.2.2.3. Murets renforcés perpendiculaire dans une face et parallèle dans l'autre face « M3R » : 102
IV.3. Conclusion : 106
Conclusion générale : 107
Reference…….

Liste des figures:

Chapitre I :

Figure I- 1 :Maçonnerie en brique. [3] 6
Figure I- 2: Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux Joints horizontaux (a) cas d'un empilement simple de briques. (b) Spécimen RILEM. (c) Diagramme contrainte - déformation d'un essai compression sur un prisme de maçonnerie (500 × 250 × 600mm3) f_{m0} : **[8]** : résistance à la compression du mortier. **[7]** 8
Figure I- 3: Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux (a) Phase de construction (b) Dispositif de l'essai de traction. [8] 9
Figure I- 4: Diagramme contrainte - déplacement pour un essai de traction suivant la direction parallèle aux joints horizontaux : (a) Rupture induite par le glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux (b) Rupture totale des joints et des briques. **[8]** 10
Figure I- 5: Essai bi-axial sur des panneaux de maçonnerie. [9, 10]..... 11
Figure I- 6 : Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis un chargement bi-axial. 12
Figure I- 7: Comparaison des performances entre divers matériaux de renforcement. [14] 16
Figure I- 8: Différents matériaux de renfort. [15] 16
Figure I- 9: Relation contrainte-déformation pour les fibres, la matrice et le composite FRP. [13] 18
Figure I- 10: Dimensions des murets en briques creuses de terre cuite [Houti 2002]..... 19
Figure I- 11: Les modes de rupture de l'essai de compression uni-axiale [HOUTI 2002]. 20
Figure I- 12: influence de l'orientation des joints de mortier sur le mode de rupture de la maçonnerie..... 20
Figure I- 13: Test d'un mur en diagonale (Corradi et al. 2003). 21
Figure I- 14: Dispositif de l'essai (Gabor, 2006). (a) Panneau carre homogène soumis a la contrainte de cisaillement pur. (b) L'état de stress génère dans un panneau carre soumis a la compression diagonale. 22
Figure I- 15: Montage expérimental pour l'essai de cisaillement (Gabor, 2006). 23
Figure I- 16: Résultat des essais. (a) Fissuration de la première paroi (b) Fissuration de la deuxième paroi 24
Figure I- 17: schématisation du modèle asymptotique (Fouchal 2006,2007). 25
Figure I- 18: Essai de compression diagonale (Fouchal 2006,2007). 25
Figure I- 19: Test de résistance du cisaillement initiale selon l'ASTM EN 1502-3 26

Figure I- 20: Résultats obtenus sur les blocs (Miha, 2008). 26
Figure I- 21: Configuration du test sur les murs (ASTM E 519-02, 2012). 27
Figure I- 22: Dispositif de l'essai (ASTM E 519-02, 2012). (a) Test suivant l'ASTM E 519 ; (b) Plan de rupture potentiel suivant le lit de joint. 27
Figure I- 23: Résultat de l'essai de cisaillement (ASTME519-02, 2002) 28
Figure I- 24: Dispositif de l'essai (Vasconcelos et al. 2012) 29
Figure I- 25: Résultat obtenu des écrasements des murs (Vasconcelos et al. 2012) 29
Figure I- 26: Résistance des murets avec et sans joint vertical [Hamza Cherif et Kara 2014]. 30
Figure I- 27: Les modes de rupture des murets en parpaings [Hamza Cherif et Kara 2014]. .. 31
Figure I- 28: configuration d'essais expérimentaux pour évaluer la résistance au cisaillement d'un mur en maçonnerie. 32
Figure I- 29: Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux 33
Figure I- 30: Comparaison des modes de rupture : (a) modèles de rupture expérimentaux ; (b) modèles de rupture numériques (facteur d'échelle = 20). 33
Figure I- 31: Forme des fissures et distribution minimale des contraintes principales (N/mm²) dans le mur avec une contraintedes compression verticale initiale de 0,3 N/mm² : (a) avec un déplacement horizontal de 1 mm en haut ; (b) déplacement horizontal de 4 mm en haut (facteur d'échelle = 20). 34
Figure I- 32: Stratégies de modélisation d'une maçonnerie. [16] 35
Figure I- 33: Les déférents types de rupture d'une maçonnerie. [16] 37
Chapitre II :

Figure II- 1: Approches de la modélisation des maçonneries (a) : hétérogènes détaillée et simplifiée, (b) : homogène micro-macro et macro. [24] 41
Figure II- 2: Différents choix de V.E.R pour la maçonnerie. [25] 43
Figure II- 3: Exemple de définition d'un V.E.R pour la maçonnerie. [29] 44
Figure II- 4: a-configuration géométrique, b- V.E.R choisi, c- Confrontation entre différentsModèles numériques. [30] 44
Figure II- 5: Surface seuil de Drucker-Prager dans l'espace des contraintes principales. [32] 46
Figure II- 6: Critère de plasticité composite pour les maçonneries. [21] 47
Figure II- 7: Un exemple de validation du modèle de plasticité orthotrope par une comparaison des résultats numériques et expérimentaux [21]. 47
Figure II- 8: Une validation du modèle : a- courbes force-déplacement ; b- relevé des zones endommagées. [34] 49

Figure II- 9: a) domaine de CoDIC dans le plan de contrainte principale ; b) condition de traction « cut-off » pour le comportement à la traction. [32] 50
Figure II- 10: Une validation de MED. 52
Figure II- 11: Exemple de confrontation numérique/expérimental sur des essais triplets de briques pleines et de briques creuses. [3] 53
Figure II- 12: Exemple de confrontation des modes de rupture numérique/expérimental sur l'essai de compression diagonale. [3] 53
Figure II- 13: Surface limite pour le comportement des interfaces. [21] 55
Figure II- 14: Stratégie de la modélisation dans le modèle d'interface composite. [21] 56
Figure II- 15: Le comportement en cisaillement numérique vs expérimentale par Van der Pluijm 1993 pour différents niveaux de confinement. [21] 57
Figure II- 16: Loi d'adoucissement pour le critère "cap". [21] 58
Figure II- 17: Modèle adopté par Lourenço pour reproduire le comportement en compression expérimental de Van der Pluijm et Ver-meltfoort (1991), avec f_(m)=20.8MPa et les paramètres inélastiques donnés par Atkinson et Yan (1990). [21] 58
Figure II- 18: Validation de ce modèle : a-configuration de chargement et b- réponse sur les courbes de comportements numériques vs expérimentales, [21] 59
Figure II- 19: Exemple numérique à l'échelle structure : a) spécimen et chargements ; b) courbe de contrainte- déplacement latéral ; c) modes de rupture dans deux cas avec et sans rugosité. [22] 60
Figure II- 20: Résultats de la modélisation effectuée par Gabor des essais de compression-cisaillement de Lourenço. [21] 61
Figure II- 21: (a)- Méthode de maillage par éléments finis et (b) : confrontation numérique/expérimental des murs renforcés par FRP sollicités en compression diagonale. [38] 63
Figure II- 22: Un exemple de modélisation explicite des renforts FRP en utilisant l'approche phénoménologique pour la maçonnerie :a) mode de rupture ; (b) comportement global. [40] 64
Figure II- 23: Confrontation entre résultats expérimentaux et numériques des murs maçonnés renforcés par FRP. [31] 65
Figure II- 24: Comparaisons des résultats de simulations et des essais où le TRC est modélisé comme un matériau homogène : a) comportement global ; b) mode de rupture. [41] 66

Chapitre III :

Figure III- 1: Illustration des étapes d'une analyse complète avec ABAQUS. 70

Figure III- 2: Dimensions de muret. [18] 73
Figure III- 3: les différents types de disposition des lamelles pour renforcer les murets [18] . 74
Figure III- 4: assemblage numérique des éléments brique. 74
Figure III- 5: assemblage briques – mortier. 75
Figure III- 6: Différentes parties constituant le modèle. 76
Figure III- 7: Assemblage mur incliné. a) .... mur non renforcé ; b) mur renforcé par lamelle de CFRP……. 76
Figure III- 8: Différents éléments de ABAQUS (ABAQUS Manual,2010). 77
Figure III- 9: a) Maillage du mur non renforcé ;b) Maillage de la lamelle de CFRP..... 77
Figure III- 10: Conditions aux limites du mur. 78
Figure III- 11: Réponse de la brique au chargement uni-axial ; (a)en traction ; (b) encompression. [19] 80
Figure III- 12: Figure III-12 : Réponse de la brique au chargement uni-axial (a)en traction ; (b) en compression 80
Figure III- 13: Réponse du mortier au chargement uni-axial (a) en traction ; b) en compression [19]……..... 82
Figure III- 14: : Réponse du mortier au chargement uni-axial a).....en traction ; b) en compression……... 82
Figure III- 15: Réponse en chargement uni-axial en tension..... 83
Figure III- 16: Réponse en chargement uni-axial en compression. 84
Figure III- 17: Définition des déformations de post-rupture en tension. 85
Figure III- 18: Ecrouissage en compression. 85
Figure III- 19: regroupant les lamelles de CFRP..... 89
Figure III- 20: les lamelles de CFRP parallèles au joint de mortier. 90
Figure III- 21: muret renforcé par les deux types de la lamelle. 90

Chapitre IV :

Figure IV- 1: variation des contraintes principales maximale et contrainte S22 du mur non renforcé. 93
Figure IV- 2: Confrontation des courbes (σ – ε). 93
Figure IV- 3: Evolution des dommages dans le mur non renforcé (DAMAGET). 93
Figure IV- 4: Comparaison entre les résultats numérique et expérimental concernant le mode de rupture pour le mur non renforcé : (a)- rupture expérimentale ; (b)- rupture numérique. ... 95

Figure IV- 5: distribution des contraintes du mur renforcé parallèle au joint du mortier horizontal. 96
Figure IV- 6: Confrontation des courbes (σ – ε). 97
Figure IV- 7: Evolution des dommages dans le mur renforcé parallèle au joint du mortier horizontale (DAMAGET)..... 97
Figure IV- 8: Figure IV-8: Comparaison entre les résultats numérique et expérimental concernant le mode de rupture pour le mur renforcé M2R: (a)- rupture expérimentale ; (b)- rupture numérique..... 98
Figure IV- 9: distribution des contraintes du mur renforcé perpendiculaire au joint du mortier horizontal. 99
Figure IV- 10: Evolution des dommages dans le mur renforcé perpendiculaire au joint du mortier (DAMAGET). 100
Figure IV- 11: Confrontation des courbes (σ – ε). 100
Figure IV- 12: Comparaison entre les résultats numérique et expérimental concernant le mode de rupture pour le mur renforcé M1R: (a)- rupture expérimentale ; (b)- rupture numérique. 101
Figure IV- 13: distribution des contraintes du mur renforcé perpendiculaire dans une face et parallèle dans l'autre face. 102
Figure IV- 14: Evolution des dommages dans le mur renforcé dans les deux faces (DAMAGET). 103
Figure IV- 15: courbe contrainte-déformation illustre les résultats numériques. 103
Figure IV- 16: Comparaison des modes de rupture numériques et expérimentaux des murs M3R(a), M3R (b). 105

Liste des tableaux :

Chapitre I :

Tableau I- 1 : Propriétés mécaniques des briques. [3].....5
Tableau I- 2: Modes de rupture d'une maçonnerie constituée de briques à base. D'argile soumise à un chargement bi-axial. [11].....13
Tableau I- 3: Caractéristiques mécaniques des fibres les plus employées. [13].....16
Tableau I- 4: Caractéristiques mécaniques de l'époxy [13]. 17
Tableau I- 5: Résultats des murets en briques creuse de terre cuite [HOUTI 2002]. 19
Tableau I- 6: Les valeurs caractéristiques Fvk0 suivant l'eurocode 6 et les valeurs trouvés expérimentalement par Miha Tomazevic (Miha, 2008). 26
Tableau I- 7: Résultats expérimental et numérique de cisaillement (Vasconcelos, et al. 2012). 30

Chapitre III :

Tableau III- 1: Propriétés d'élasticité mécaniques de la brique et de mortier. 86
Tableau III- 2: Propriétés de plasticité mécanique de la brique et de mortier. 86
Tableau III- 3: plasticité d'endommagement du béton (brique). 87
Tableau III- 4: plasticité d'endommagement du béton (mortier). 87
Tableau III- 5: Comportement cohésif des joints. 88
Tableau III- 6: Caractéristiques du lamelle en CFRP. 89

Chapitre IV :

Tableau IV- 1: Comparaison entre les charges et les contraintes maximales numérique et expérimentale du mur non renforcé. 94
Tableau IV- 2: les résultats numérique et expérimentale du muret renforcé parallèle au joint du mortier horizontal. 98
Tableau IV- 3: les résultats numérique et expérimentale du muret renforcé perpendiculaire au joint. 101
Tableau IV- 4: les résultats numérique et expérimentale du muret M3R. 104
Tableau IV- 5: les résultats numérique et expérimentale. 105

Symboles et abréviations :

[K] : Matrice de rigidité.

$\{d\delta\}$: Vecteur des incréments des déplacements nodaux.

$\{dF\}$: Vecteur des incréments de forces nodales.

$[N]$: Les fonctions d'interpolation.

$\{du\}$: Vecteur des incréments des déplacements internes.

[B] : Matrice de rigidité tangente élasto-plastique.

$\{d\varepsilon\}$: Vecteur des déformations.

$\{d\sigma\}$: Vecteur des contraintes internes.

$\{dF\}$: Vecteur des incréments de forces nodales.

$\{F\}$: Les forces extérieures.

$\{\sigma\}$: Les contraintes à l'intérieur de l'élément.

ε_c : Déformation de compression.

ε_{c1} : Déformation de compression à la contrainte maximale.

ε_{cr} : Déformation de traction à la fissuration.

ε_t : Déformation de traction.

σ_c : Contrainte de compression.

σ_t : Contrainte de traction.

E_b : Module d'élasticité secondaire de brique.

E_{cm} : Module d'élasticité secondaire du mortier.

E_{ib} : Module d'élasticité tangent de brique a 30%f_b.

f_b : Résistance à la compression de brique.

f_{cm} : Résistance à la compression du mortier.

f_{ctm} : Résistance à la traction du mortier.

f_{tb} : Résistance à la traction de brique.

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$: Déformations plastiques équivalentes en tension

ε_c^{pl} : Déformation en partie plastique

$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$: Déformations plastiques équivalentes en compression

ε^{pl} : Déformations plastiques.

$\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$: Déformation de fissuration en tension.

$\tilde{\varepsilon}_c^{in}$: Déformation inélastique en compression.

ε_{0c}^{el} : Déformation initiale élastique en tension.

σ : Contrainte de Cauchy.

$\bar{\sigma}$: Contrainte effective.

σ_{t0} : Contrainte de rupture.

d_t : Variable d'endommagement en tension du béton.

d_c : Variable d'endommagement en compression du béton.

E_0 : Module d'élasticité longitudinal.

$\bar{\sigma}_t$: Contrainte effective en compression.

σ_{c0} : Contrainte limite d'écoulement.

σ_{cu} : Contrainte ultime.

$[D_0^{el}]$: Matrice de comportement initiale du matériau non endommagé.

Φ : Angle de frottement interne.

c : La cohésion.

Ψ : Angle de dilatance.

γ : Masse volumique.

E : Module d'Young.

μ : Poisson ratio.

e : Paramètre d'excentricité.

K : Rapport de contrainte dans le méridien en traction.

υ : Paramètre de viscosité.

f_{b0} : Résistance à la compression bidirectionnelle.

f_{c0} : Résistance à la compression unidirectionnelle.

Introduction générale

Généralement, les structures maçonnées sont soumises à plusieurs facteurs extérieurs et intérieurs qui les rendent vulnérables. Le temps, l'espace (lieu, environnement, ...) et les matériaux de construction sont parmi les facteurs déterminants pour la survie de ces structures. De plus le rôle (principal ou secondaire) attribué aux éléments en maçonnerie dans une structure influence également leur résistance. La maçonnerie est un matériau anisotrope, composé de brique et de mortier, ceci nécessite l'étude de son comportement suivant les deux directions perpendiculaire et parallèle au joint de mortier. Par ailleurs, la connaissance et la détermination de leur comportement mécanique est indispensable afin de prédire leur tenue et leur avenir. En effet, de nombreux auteurs (expérimentateurs) se sont penchés sur cette question dans le but de comprendre le comportement de ces structures sous les différentes sollicitations auxquelles elles sont soumises régulièrement :

– la compression uni-axiale

– la traction uni-axiale

– le chargement bi-axial

– le cisaillement

Toutes ces sollicitations ont des conséquences considérables sur la résistance de la maçonnerie. En revanche, il a été constaté que les cas les plus désastreux et les plus imprévisibles sont dus aux sollicitations de cisaillement produites par les efforts horizontaux tels que les séismes. Les modes de rupture observés lorsque ces efforts sont appliqués dans le plan sont souvent de même type, il s'agit de l'apparition de fissures le long de la diagonale comprimée jusqu'à l'effondrement total. Nous allons nous intéresser à ce cas de figure dans la suite de notre travail.

Les conclusions tirées à partir des nombreuses études effectuées à ce sujet convergent vers une conclusion sur leur comportement qui est fortement lié à la présence des discontinuités (matériau composé). Au niveau de ces discontinuités se développent les non linéarités qui fragilisent le comportement global. En particulier, ces discontinuités se situent au niveau des interfaces entre les différents constituants.

Une étude bibliographique de l'analyse numérique et analytique des structures maçonnées nous a permis de mieux cerner la problématique dans ce domaine, notamment comprendre la réponse des maçonneries sous diverses sollicitations. Nous pouvons distinguer clairement deux approches différentes pour aborder ce sujet, nous allons les nommer dans la suite du manuscrit "approche globale" et "approche par l'homogénéisation ". Dans la première, on considère la structure maçonnée comme un matériau hétérogène ce qui implique de prendre en considération la géométrie et la constitution des matériaux. Dans la seconde, on considère que la maçonnerie est un matériau homogène. Dans cette optique, les modèles proposés dans la littérature sont basés sur l'une ou l'autre approche, en fonction de ce que l'on souhaite résoudre et à quel niveau d'échelle et de précision ou on se place.

Néanmoins, les problèmes de non-linéarités évoqués plus haut sont loin d'être résolus de par la caractéristique complexe des phénomènes mécaniques de rupture qui se développent au niveau des interfaces. Il faut savoir que les principaux phénomènes gouvernant la ruine sont l'adhérence, le glissement, le frottement, l'endommagement, ... Actuellement, les modèles connus qui prennent en considération ces phénomènes et plus précisément l'endommagement sont en général des modèles "d′interphase". Ceci nous a conduit à proposer un modèle qui prenne en compte l'endommagement de "l′interface" entre la brique et le mortier.

L'objet de ce travail est de traité la modélisation numérique des murets en maçonnerie avec et sans renforcement sous chargement combiné à l'aide de logicielle abaques. La stratégie de modélisation adoptée dans ce travail est basée sur celle de la micro modélisation détaillé dans cette model, les briques et le mortier sont matérialisés par des éléments solides et la liaison brique/mortier est représentée par un élément d'interface, exprimant le fait que cette liaison est le lieu préférentiel de rupture et de glissement , la non-linéarité de la maçonnerie et l'interaction de l'interface brique / mortier ont été examinés et modélisés à l'aide des modèles constitutifs CDP (plasticité d'endommagement du béton).

Notre travail a été organisé en 5 chapitres :

Le premier chapitre présente une revue bibliographique sur le comportement de la maçonnerie à la compression, à la traction, à la flexion, au cisaillement, sous une charge concentrée et sous des charges latérales monotones, les différentes techniques de renforcement et enfin, les déférentes travaux effectués dans la littérature.

Le deuxième chapitre présente un état de l'art sur les approches de la modélisation de la maçonnerie non- renforcée et la maçonnerie renforcée par les matériaux composite.

Le troisième chapitre sera consacré à la présentation succincte des modèles de calcul, ainsi que le principe de modélisation du muret en maçonnerie non renforcé et renforcé. Il décrit la démarche d'analyse non linéaire des structures en maçonnerie jusqu'à la rupture sous chargement monotone.

Le quatrième chapitre vise la validation du modèle à l'aide du programme Abaques. Les résultats obtenus sont confrontés à des résultats expérimentaux et théoriques tirées dans la littérature.

Le dernier chapitre consiste en une conclusion générale des résultats obtenus à l'issue de la présente étude.

Chapitre I :
Synthèse bibliographique sur les murets en maçonnerie

Chapitre I : Synthèse bibliographiques sur les murets en maçonnerie

I.1. Introduction :

Ce travail de recherche s'intéresse aux dommages des bâtiments en maçonnerie. En fait, la maçonnerie est utilisée comme un matériau de construction depuis des milliers d'années. Son utilisation importante a conduit de nombreux chercheurs à mener des études pour étudier le comportement des maçonneries et modéliser des ouvrages en maçonnerie.

Bien que la maçonnerie ait été largement utilisée pendant une longue période, la modélisation correcte de son comportement n'est pas simple. Il est évident que la maçonnerie est un matériau composite non homogène, car elle est constituée de deux composants différents : brique et joints de mortier. Par rapport à la brique, le mortier est généralement plus faible, c.à.d. que les ruptures se produisent généralement au niveau des joints de mortier plutôt qu'au niveau des blocs.

La rupture des structures maçonnées est induite essentiellement par la différence des propriétés mécaniques entre les briques et les joints de mortier. Ainsi, même un simple essai de compression uni axiale d'un panneau de maçonnerie peut être un processus complexe : une tension et une compression dans les directions orthogonales vont se développer localement dans les briques et le mortier. Etant donné que les joints de mortier agissent comme des zones de faiblesse, la maçonnerie présente une propriété d'anisotropie. Ainsi, l'étude de leur comportement mécanique doit être précisée suivant les deux directions perpendiculaire et parallèle aux lits de la maçonnerie. L'usage le plus fréquent dans les références bibliographiques est de considérer les sollicitations élémentaires suivantes : compression uni-axiale, traction uni-axiale, et chargement bi-axial. **[1]**

Cette section de la partie bibliographique est consacrée à l'étude des structures en maçonnerie. En premier lieu, on décrira les propriétés des constituants de la maçonnerie (briques et mortier). Les caractéristiques de ces derniers seront décrites. Ensuite, l'étude du comportement de la maçonnerie subissant des chargements de types et de directions différentes sera évoqué (fissurations, rupture au niveau des joints, rupture au niveau des blocs, résistance…). Les techniques de modélisation numériques seront présentées.

Chapitre I : Synthèse bibliographiques sur les murets en maçonnerie

I.2. La maçonnerie :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (bloc de béton, briques, pierres, etc.) unis par un liant (mortier, ciment, plâtre, etc.), le plus souvent dans le but de construire un mur, et se comportant comme un tout :

- Discontinuité dans les matériaux.
- La cohésion entre les joints est négligée et la résistance à la traction est considérée comme nulle.

La maçonnerie est considérée comme la technique de construction la plus ancienne et la plus répandue. **[2]**

I.2.1. Les briques :

Les briques sont des pierres artificielles à base de terres argileuses (briques de terre moulée et cuites), de laitier (brique de laitier) ou à base de chaux et de silice (briques silico-calcaires). Ce sont des unités prismatiques disponibles dans une grande variété de tailles, de textures, de couleurs et de formes. Elles peuvent être pleines, perforées ou creuses. D'une manière générale, elles sont caractérisées par leur résistance à la compression et à la traction comme indiquée dans le Tableau I.1:

Texture	Poids volumique (kg/m3)	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson	Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la traction (MPa)
Granite	2600	50000	0,3	170	-
Calcaire	2000-2600	45000	0,2	5-25	2,5
Béton	2400	40000	0,3	10-40	4
Brique creuse	3000	5000	0,3	20	8
Brique pleine	3000	15000	0,2	40	4

Tableau I- 1 : Propriétés mécaniques des briques. [3]

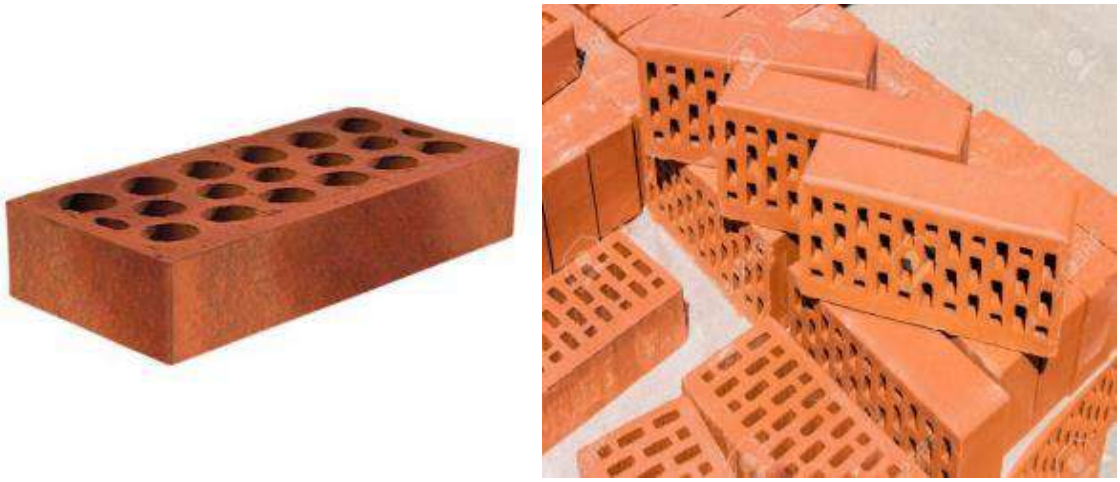


Figure I- 1 :Maçonnerie en brique. [3]

I.2.2. Mortier :

I.2.2.1. Définition :

Le mortier est un mélange d'un liant (ciment et/ou chaux) et d'agrégat (sable), utilisé comme élément de liaison ou de scellement (jointement) et comme enduit. **[3]**

I.2.2.2. Les type de mortiers :

- **Mortier de ciment :** ce mortier est composé essentiellement de ciment, sable et d'eau, sa résistance est proportionnelle à la qualité du ciment incorporé.
- **Mortier bâtard :** est un mélange de ciment, de chaux et sable. Le ciment et la chaux sont généralement utilisés avec des proportions égales ; ce type de mortier durcit plus lentement que le mortier de ciment.
- **Mortier de chaux :** composé essentiellement de chaux. Il sert à lier les éléments de maçonnerie entre eux ou enduire les murs supports (enduit à la chaux) ou encore dans la réalisation de chape à base de chaux.
- **Mortier de résine ou mortier colle :** regroupe la famille des mortiers adhésifs destinés à coller un revêtement au sol comme : le carrelage, la céramique aux murs, le dallage et certains blocs de maçonnerie. **[3]**

Chapitre I : Synthèse bibliographiques sur les murets en maçonnerie

I.3 Comportement de la maçonnerie :

I.3.1 Comportement sous sollicitation de compression uni-axiale :

La résistance à la compression des maçonneries dans la direction normale aux joints horizontaux est généralement considérée comme le seul critère qui permette de définir la résistance globale de la structure qui est un matériau composite. Les essais usuels qui sont utilisés pour obtenir cette résistance à la compression uni-axiale sont présents sur la Figure I-2.

Le premier cas représente est un essai sur une pile de briques (Figure I-2-a) qui reste un essai peu représentatif de la maçonnerie du fait de la résistance de l'échantillon pendant l'essai **[4]**. Le deuxième cas d'essai montre sur la figure I-2-b est appelé essai de RILEM **[5]**. Le spécimen RILEM est assez large et représentatif. Depuis les travaux de Hilsdorf **[1]**, il a été accepté par la communauté scientifique que la rupture des structures maçonnées est induite essentiellement par la différence des propriétés mécaniques entre les briques et les joints de mortier.

La compression uni-axiale de la maçonnerie conduit à un état de compression triaxiale dans le mortier et à une compression et à une traction bi-axiale dans les éléments de briques. Il est observé dans **[4]** que des fissures verticales apparaissent initialement sur les briques tout au long de la ligne médiane du spécimen, qui se continue au niveau des joints de mortier verticaux. Avec l'évolution des déformations, les fissures verticales apparaissent de plus en plus, ce qui conduit à la rupture du prisme par une cassure au milieu de celui-ci. L'exemple illustrant ce cas est montré par la Figure I-2-c. Le diagramme force-déplacement est obtenu sur un prisme de 500 × 250 × 600$mm3$, composé de briques pleines en boue. On remarque que l'augmentation de la vitesse de chargement mène à une rupture de plus en plus fragile.

L'essai uni-axial dans la direction parallèle aux joints horizontaux a reçu une attention moins importante par la communauté scientifique. Cependant, la maçonnerie représente un matériau anisotrope et la résistance à l'effort de compression appliqué suivant les joints horizontaux peut avoir une influence sur la force ultime de rupture.

D'après **[6]**, le ratio entre les résistances à la compression parallèle et normale au joint horizontal est compris entre 0.2 et 0.8. Ces résultats ont été observés sur des éprouvettes de maçonnerie qui

sont constituées par des briques pleines et perforées à base d'argile, de calcium silicate et aussi du béton léger.

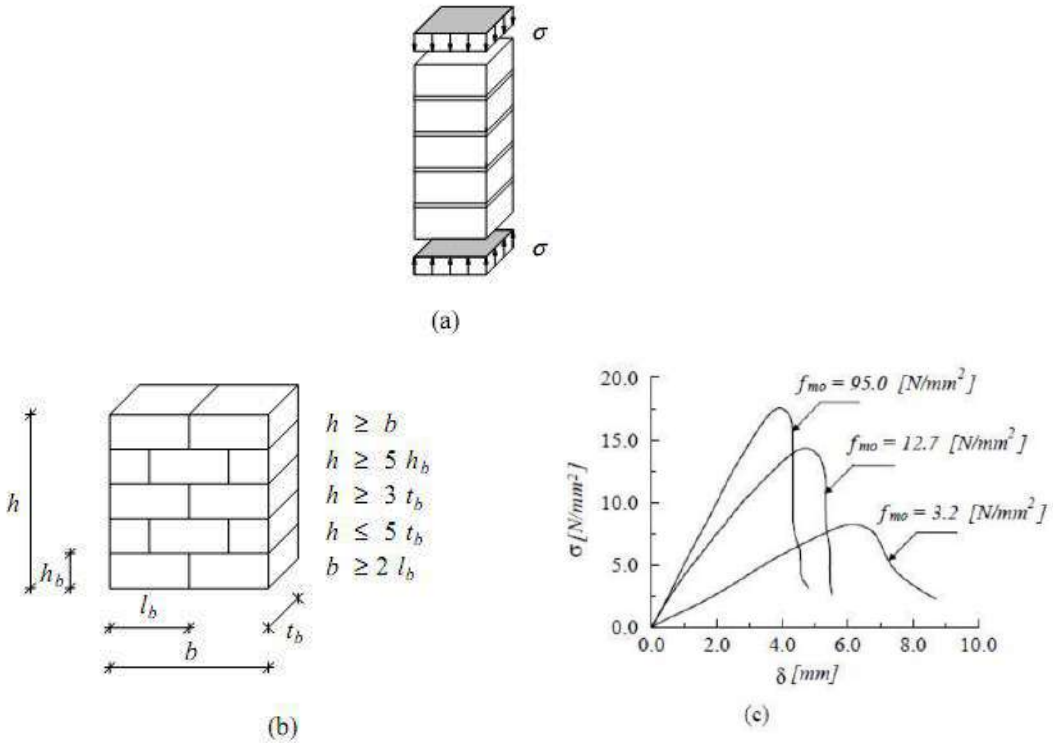


Figure I- 2: Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux Joints horizontaux (a) cas d'un empilement simple de briques. (b) Spécimen RILEM. (c) Diagramme contrainte - déformation d'un essai compression sur un prisme de maçonnerie (500 × 250 × 600mm3) f_{m0} : **[8]** : résistance à la compression du mortier. **[7]**

I.3.2 Comportement sous sollicitation de traction uni-axiale :

Pour une structure maçonnée soumise à une charge de traction dans le sens perpendiculaire aux joints horizontaux, la rupture est généralement causée par le décollement entre les briques et le mortier. Le comportement `a la traction peut être caractérise par la résistance d'adhérence entre la brique et le joint de mortier, donc par la tenue en traction de l'interface élément/mortier. Il faut signaler que le mécanisme d'adhérence entre les briques et le mortier est peu connu, ce qui explique notre intérêt pour ce sujet et fait l'objet de notre étude.

Des essais ont été effectués par **[8]** pour étudier le comportement des maçonneries soumises à un chargement de traction parallèle aux joints horizontaux. Le spécimen est réalisé sur une structure métallique comme on peut le voir sur la figure I-3-a ; les deux profilés métalliques utilises devront former un angle droit pour obtenir

La précision souhaitée. Le chargement est effectué via les plateaux d'acier attaches au

Spécimen par une colle très résistante à la traction (Figure I-3-b).

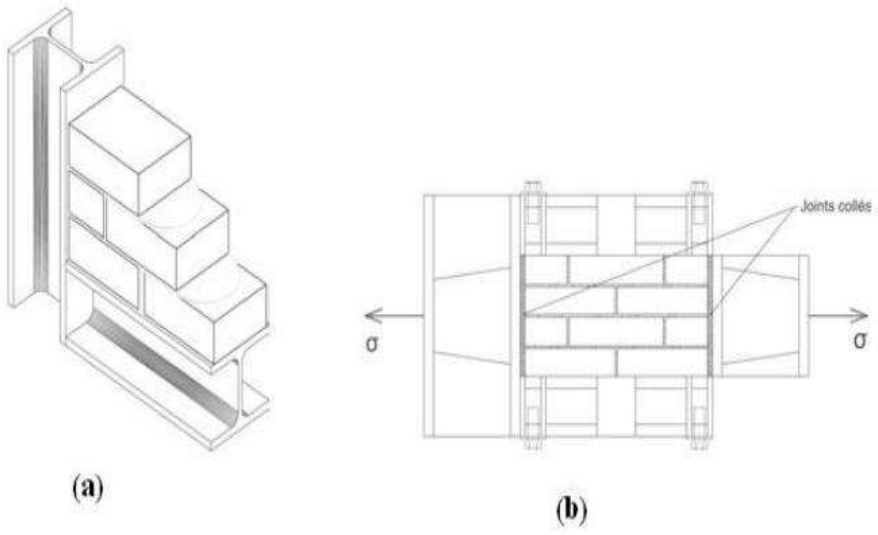


Figure I- 3: Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux (a) Phase de construction (b) Dispositif de l'essai de traction. [8]

Les diagrammes contrainte - déplacement sont présentes sur la Figure I-4 (a-b).Les résultats ont montré que :

- La rupture est produite le plus souvent par un glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux.
- Lorsque la résistance à la traction des briques est plus faible que l'adhérence entre ces dernières et le mortier (dans le cas d'un mortier résistant par rapport aux briques perforées ou creuses), la rupture peut se produire par le dépassement de la résistance à la traction des briques.

Ceci peut influencer la résistance à la traction globale de la maçonnerie qui est finalement dominée par la résistance à la traction des briques.

I.3.3 Comportement bi-axial :

L'anisotropie d'un ´élément en maçonnerie engendrée par la faiblesse des joints par rapport aux briques et/ou blocs nécessite l'analyse du comportement sous chargement bi-axial. Le comportement doit être décrit par un tenseur de contraintes complet, c'est -`a - dire tenir compte de l'anisotropie du matériau maçonnerie, qui implique des comportements différents suivant les axes matériels.

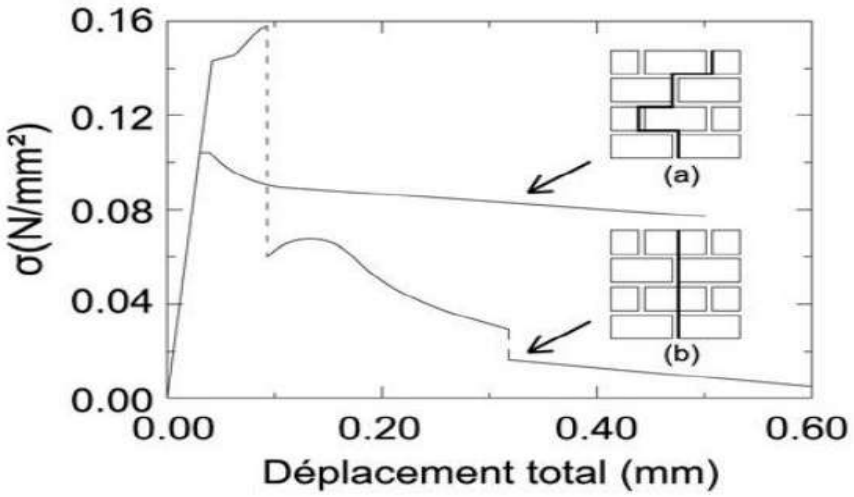


Figure I- 4: Diagramme contrainte - déplacement pour un essai de traction suivant la direction parallèle aux joints horizontaux : (a) Rupture induite par le glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux (b) Rupture totale des joints et des briques. **[8]**

La plupart des cas étudiés expérimentalement sur des maçonneries soumises à un chargement bi-axial sont montrés par la Figure I-5 **[9, 10]**. Ces tests ont été effectués sur des prismes représentatifs en briques à base d'argile. L'orientation des contraintes principales par rapport aux axes du matériau et le rapport des contraintes principales influent considérablement sur le mode de rupture et bien évidemment sur la résistance ; les différents modes de ruptures sont illustrés par la Figure I-6.

Pour une traction uni-axiale, la rupture est produite par des fissures et le glissement des joints verticaux et horizontaux. La contrainte de compression latérale diminue la résistance à la traction, ce qui peut être expliqué par l'endommagement induit sur la maçonnerie par les glissements des joints et par les microfissures au niveau des briques.

Dans le cas de chargement compression- traction, la rupture est induite soit par le glissement soit par la fissuration des joints combinés dans certains cas avec la fissuration des briques. Des cas similaires de rupture sont constatés pour la compression uni-axiale. Les plans de rupture sont toujours perpendiculaires au plan du panneau.

Concernant le Tableau I-2, l'angle θ mesure l'orientation des efforts principaux par rapport aux axes horizontal et vertical. Pour ce qui est de l'essai bi-axial, pour la plupart des rapports de contraintes principales $\sigma 1/\sigma 2$, la rupture apparait dans un plan parallèle aux surfaces libres du

panneau, indépendamment de l'orientation des axes principaux. Ce mode de rupture se rencontre couramment dans les cas des murs doubles (composites) ou à âme remplie, où les interfaces entre les différentes couches verticales sont des surfaces mécaniquement faibles. Si une des contraintes principales est dominante, la rupture se produisant de façon perpendiculaire aux surfaces libres, est provoquée par le glissement dans les joints. Dans ce dernier cas, l'anisotropie due à l'orientation des joints joue un rôle considérable.

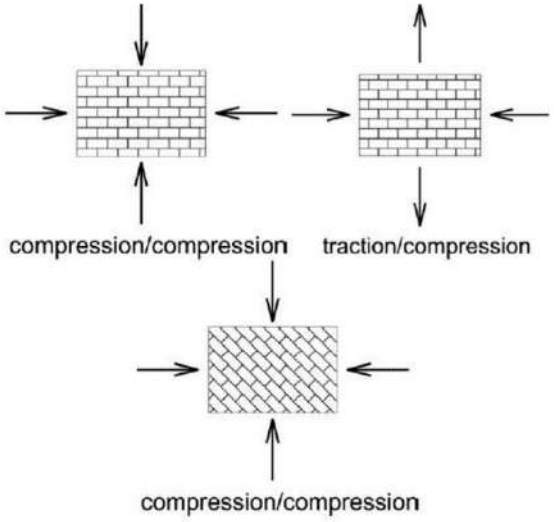


Figure I- 5: Essai bi-axial sur des panneaux de maçonnerie. [9, 10]

I.3.4 Comportement au cisaillement :

Les murs en maçonnerie peuvent être soumis à des efforts horizontaux, tels que le vent, les poussées de terre et les tremblements de terre, dans leurs plans et aussi suivant le plan perpendiculaire aux murs. L'évaluation de la résistance des maçonneries due aux efforts de cisaillement permet de prévoir et estimer la stabilité et la fiabilité de la structure. Dans le cas d'un cisaillement dans le plan, le mur est soumis à des efforts horizontaux, en plus d'un chargement vertical dans le plan du mur. Ce chargement bi-axial est simplifié par le schéma proposé par la Figure I-6. Le mur est soumis à un chargement vertical uniforme le long de la partie supérieure qui vient s'ajouter une charge horizontale concentrée. **[11]**

Les différents modes de rupture obtenus sont :

1. Rupture due au frottement et au cisaillement horizontal au niveau des joints horizontaux.
2. Rupture en traction dans les joints inférieurs du mur causée par le moment d'encastrement.

3. Rupture en compression de la maçonnerie à la base du mur induite par la force de traction transversale dans les unités et enfin rupture due au cisaillement. Dans ce dernier cas, la combinaison des efforts de compression et de traction conduit à une rupture diagonale du mur. Ce mode de rupture peut être d´composé en une rupture des joints horizontaux et une rupture en traction des briques. Pour un effort vertical et une force de cisaillement faibles, la rupture diagonale se produit le long des joints verticaux et horizontaux et prend une forme d'escalier. Pour le cas d'un effort vertical de forte intensité et une faible force de traction dans les briques, la rupture diagonale passe à travers les briques et le long des joints verticaux. Ce dernier mode est appelé aussi rupture fragile ou effondrement. Il est généralement causé par la dégradation de la rigidité de la maçonnerie.
4. D'autre part, la rupture des joints est considérée comme étant une rupture ductile parce que même après l'apparition de fissures en forme d'escalier, des forces horizontales peuvent encore induire du frottement**. [11]**

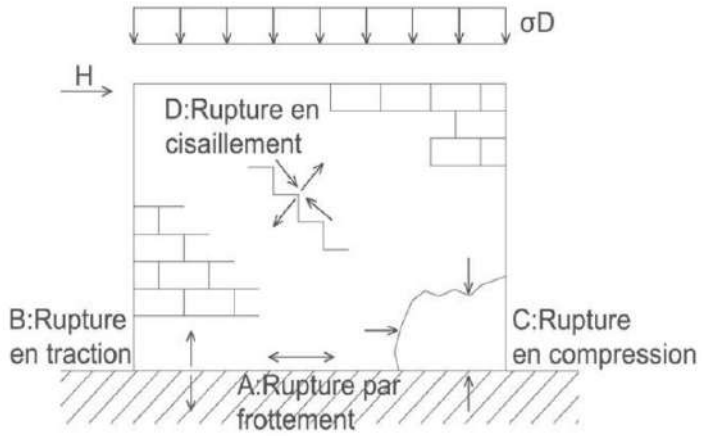


Figure I- 6 : Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis un chargement bi-axial.

Angle Θ	Traction uni-axiale	Traction / compression	Compression uni-axiale	Compression bi-axiale

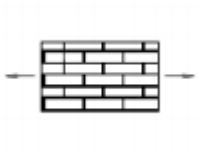
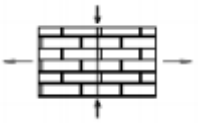
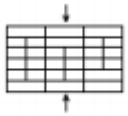
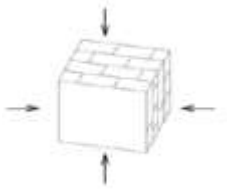
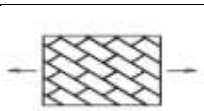
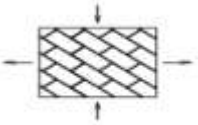
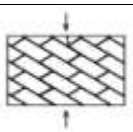
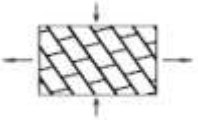
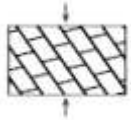
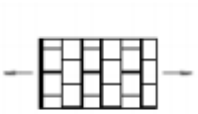
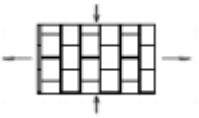
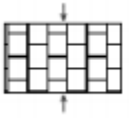
θ = 0°				Rupture au mi- lieu 
θ = 22.5°				
θ = 45°				
θ = 67.5°				
θ = 90°				

Tableau I- 2: Modes de rupture d'une maçonnerie constituée de briques à base. D'argile soumise à un chargement bi-axial. [11]

I.3.5. Comportement des maçonneries renforcées (à l'échelle du composant de structure) :

Il existe plusieurs méthodes susceptibles de répondre au besoin de renforcement des maçonneries lors d'une sollicitation sismique. Toutefois, la solution par matériau composite à matrice polymère (Fiber Reinforced Polymer « FRP ») fait l'objet d'un nombre croissant d'études. Dans le même temps, un autre matériau composite à matrice cimentaire (Textile Reinforced Concrete « TRC » ou bien Textile Reinforced Mortar « TRM ») a été récemment envisagé comme solution complémentaire ou alternative de renforcement des éléments de structures maçonnées (Papanicolaou [PAP(2007)]). Cette partie vise à définir ces deux types de composites ainsi qu'à exposer certaines études éclairantes de renforcement des maçonneries déjà réalisées. **[28]**

I.4. Renforcement par FRP:

I.4.1. Définition du matériau composite FRP :

Le matériau composite FRP est un matériau de synthèse constitué de renforts (fibre) enrobés par un liant (matrice) polymère. Le résultat est un assemblage de deux substances non- miscibles et de nature différente : leur forme et leur fonction se combinent et se complètent pour donner un matériau hétérogène dont les performances globales sont améliorées. Parfois, il est nécessaire d'ajouter dans la matrice, en faible quantité, des charges (ignifugeants, conducteurs,…) ou des additifs (agent anti-retrait, additifs ultraviolets) pour conférer des caractéristiques particulières au matériau ou en réduire le coût. **[28]**

I.4.1.1. Matériaux constitutifs :

I.4.1.1.1. Les fibres :

Dans un FRP, le renfort est là pour assurer la fonction mécanique du matériau composite.

Les renforts peuvent se trouver sous différentes formes : fibres longues ou courtes, particules ou plaquettes et trichites, qui sont des fibres courtes constituées de cristaux. Les renforts fibreux les plus utilisés sont les fibres de verre, de carbone ou d'aramide. La fraction volumique des renforts varie de 20 à 70%. Vu que les matériaux composites structuraux, de par la nature du renfort, sont fortement anisotropes, il faut orienter de manière privilégiée les fibres dans la direction principale des efforts.

Les renforts utilisés pour la réparation des maçonneries sont constitués de fibres longues qui sont capables de supporter des charges plus importantes que ceux constitués par des fibres courtes. De plus, le renfort composite à fibres longues se comporte comme un renfort conventionnel en acier ou en béton armé**. [12]**

Les fibres peuvent être utilisées simplement comme des armures de renforcement unidirectionnel ou sous forme de textile bidirectionnel. En se basant sur l'orientation des fibres, les textiles sont considérés comme unidirectionnels si toutes les fibres sont orientées dans une seule direction et bidirectionnels si les fibres sont orientées dans deux directions (0°, ±45°, et ±90°). Généralement, les composites unidirectionnels sont les plus utilisés dans le renforcement. Dans le cas de tissus bidirectionnels, seules des fibres orientées le long de l'axe longitudinal jouent un rôle de renfort, tandis que des fibres transverses contribuent à la stabilité géométrique des fibres longitudinales**. [12]**

- **Les fibres de carbone**

Il existe deux types de fibres de carbone, celles à haute résistance (HR) et celles à haut module (HM). Les fibres de carbone ont un comportement élastique fragile associé à une énergie d'absorption relativement faible. Leur résistance à la rupture est plus grande en comparaison de celle des fibres de verre ou d'aramide. De plus, les fibres de carbone sont moins sensibles au fluage et à la fatigue. Les composites FRP à base de fibres de carbone sont nommés CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer). **[13]**

- **Les fibres de verre**

Dans la construction, les fibres les plus utilisées sont les fibres de verre E et R. Le premier type représente la quasi-totalité du tonnage du verre textile pour composites, tandis que le second est un verre spécial à hautes performances mécaniques (résistance et module) **[13]**. Au niveau des paramètres mécaniques, les fibres de verre présentent un module élastique plus petit que les fibres de carbone ou d'aramide et leur résistance à l'abrasion est relativement faible. De plus, elles sont sujettes au fluage et ont une faible résistance à la fatigue. Les composites FRP à base de fibres de verre sont nommés GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer).

- **Les fibres d'aramide**

Les fibres d'aramide sont des fibres organiques, en polyamide aromatique dans une forme extrêmement orientée. Le module d'Young et la résistance à la traction sont intermédiaires entre les fibres de verre et de carbone. Le comportement au fluage est similaire à celui des fibres de verre, cependant sa résistance et son comportement à la fatigue sont meilleurs que ceux de ces derniers. Toutefois, ce type de fibre est sensible à l'humidité et se révèle couteux. **[13]**

La Tableau 1-3 donne des caractéristiques des fibres de carbone et de verre

	Fibres			
	Carbone HM	Carbone HR	Verre E	Verre R
Résistance à la traction (GPa)	2 à 2,5	3,5 à 4,5	2,3	3,4
Module élastique en traction (GPa)	390 à 450	230 à 250	73	87

Allongement à la rupture (%)	0,5 à 0,6	1,4 à 1,8	3,5	3,3
Résistance à la compression (GPa)	2,2 à 2,8	1,3 à 1,7	0,96	1,1

Tableau I- 3: Caractéristiques mécaniques des fibres les plus employées. [13]

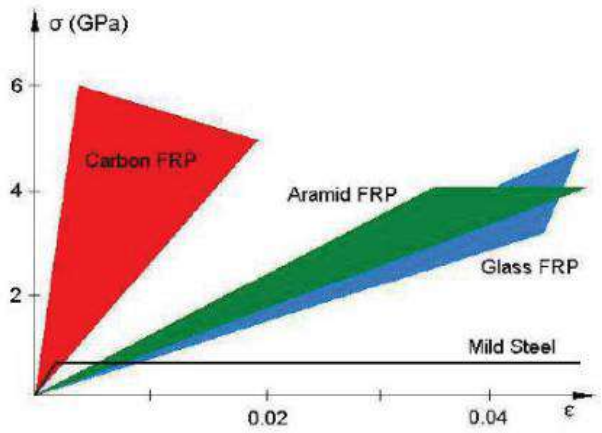


Figure I- 7: Comparaison des performances entre divers matériaux de renforcement. [14]

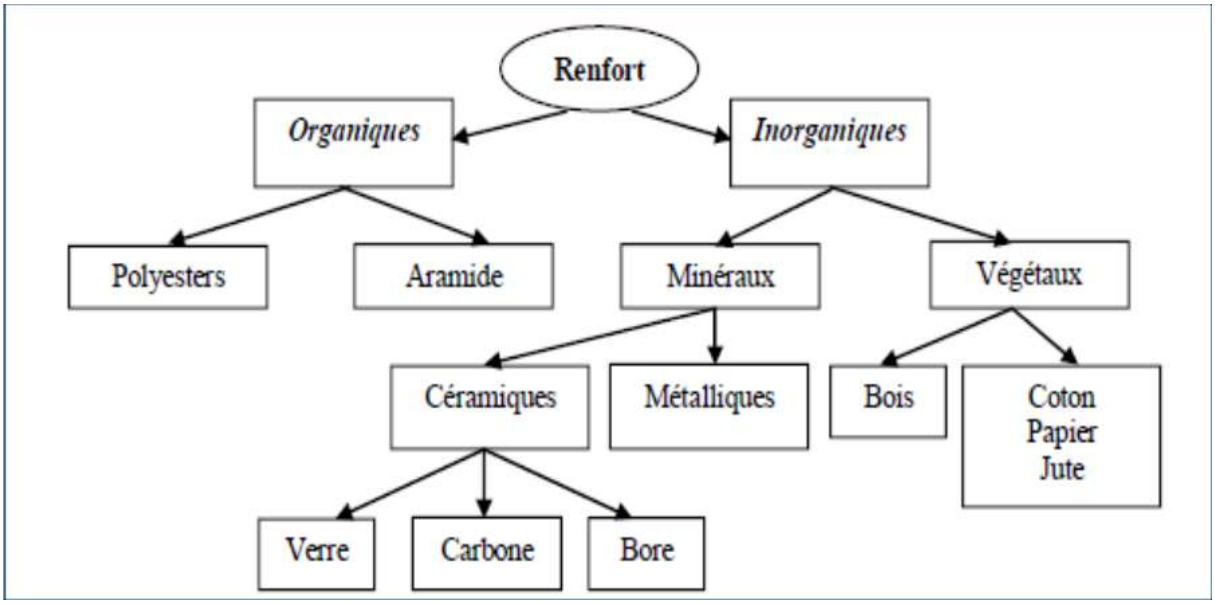


Figure I- 8: Différents matériaux de renfort. [15]

I.4.1.1.2. Matrice époxy :

La matrice est un élément essentiel du composite pour lier les divers constituants du matériau et ses principaux rôles sont de contribuer à améliorer :

- l'adhérence du FRP aux substrats (structures qui ont besoin d'être renforcées).

- l'adhérence interne entre les fibres.
- la stabilité dimensionnelle du FRP et le maintien de l'orientation des fibres.
- la résistance aux chocs et aux agents agressifs.
- le transfert des contraintes des substrats aux fibres et entre les fibres.

Les résines polymériques de type thermoplastiques ou thermodurcissables permettent de répondre à ce cahier des charges.

Les matrices thermoplastiques sont des polymères linéaires ou ramifiés, obtenus par addition : les macromolécules ne sont liées entre elles que par des liaisons faibles. Les thermoplastiques ont un comportement réversible et peuvent être ramollis et durcis à plusieurs reprises par chauffage et refroidissement. En revanche, les matrices thermodurcissables sont des polymères réticulés, transformées à l'aide de durcisseurs et d'accélérateur : les macromolécules forment un réseau tridimensionnel et sont liées par des liaisons de forte intensité. Les thermodurcissables ne peuvent pas être réversiblement ramollis : quand la température augmente, ils conservent leur rigidité jusqu'au moment où ils se dégradent. La structure tridimensionnelle confère aux thermodurcissables de bonnes propriétés mécaniques et une meilleure tenue au fluage que les thermoplastiques. C'est pourquoi les thermodurcissables sont largement utilisés pour les composites à usages structuraux. **[13]**

Les résines thermodurcissables les plus répandues sont les polyesters non-saturés, les époxy, les vinyles esters et phénoliques. Parmi celles-ci, la résine époxy est la plus largement utilisée dans des composites pour renforcer des structures car elle présente de bonnes propriétés en traction, en flexion et en compression **[15]**. Mécaniquement seule la résistance aux chocs est un point faible, Tableau 1-4. Par ailleurs, la résine époxyde peut se révéler faiblement compatible avec de bonnes conditions d'hygiène et sécurité.

Résistance à la traction (MPa)	50 à 80
Module de traction (GPa)	3 à 10
Allongement à la rupture (%)	1 à 1,5
Résistance à la compression (MPa)	140 à 150
Résistance au choc (kJ/m^2)	7 à 10

Tableau I- 4: Caractéristiques mécaniques de l'époxy [13].

Les principaux avantages de l'époxy sont une adhérence remarquable sur tous les types de support, une relative neutralité vis-à-vis de l'organisme humain, une excellente résistance chimique aux huiles, aux hydrocarbures, à l'eau.

I.4.1.2. Comportement mécanique du FRP :

Dans les composites FRP, les fibres fournissent la capacité portante et la rigidité du composite et la matrice assure le transfert des efforts entre les fibres et protègent les fibres elles-mêmes. La plupart des FRP montre une résistance et une rigidité élevées, tandis que la capacité de déformation ultime est plus petite que celle de la matrice. La Figure I-9 montre la relation contrainte – déformation pour les fibres, la matrice et le composite FRP.

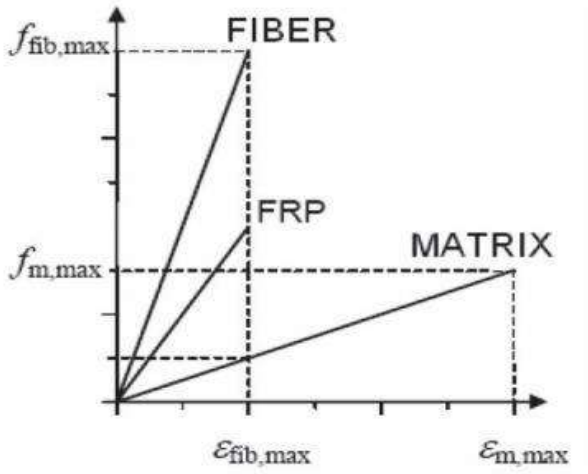


Figure I- 9: Relation contrainte-déformation pour les fibres, la matrice et le composite FRP. [13]

I.5. Revue des travaux antérieurs :

I.5.1. Travaux effectués sur le cisaillement :

I.5.1.1.Les travaux de Houti (2002) :

Houti [Houti 2002] a étudié les panneaux de maçonneries de dimensions 10x93x104 cm3, hourdés à l'aide d'un mortier de ciment (1/3) et un mortier bâtard (1/1/6) (figure I-10), en faisant varier l'épaisseur des joints de 5, 10 et 15 mm et leurs orientations 0, 45 et 90°. Les murets ont été testés à la compression uni-axiale jusqu'à la rupture (figure I-11).

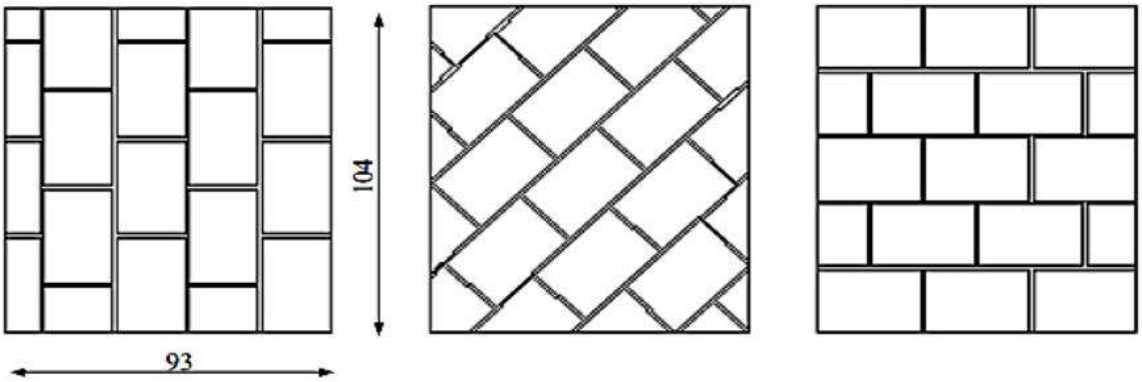


Figure I- 10: Dimensions des murets en briques creuses de terre cuite [Houti 2002].

	Nature du mortier	Epaisseur = 1.0 cm		
		θ = 0°	θ = 45°	θ = 90°
Contrainte de rupture (MPa)	Ciment	-	1.744	1.353
	Bâtard	1.722	1.353	1.206

Tableau I- 5: Résultats des murets en briques creuse de terre cuite [HOUTI 2002].

Les résultats trouvés (tableau I-5) sur des murets en briques de terre cuite montrent qu'à la fois l'épaisseur du joint, l'orientation de la charge par rapport au joint et la nature du joint agissent sur la résistance des murets.

- **Influence de l'épaisseur du joint :** L'épaisseur du joint du mortier de 1 cm offre la meilleure la résistance à la compression optimale. Un joint plus mince diminue la résistance de la maçonnerie. Ceci s'explique par une concentration des efforts de traction dans le mortier, aussi un joint plus épais soumettrait la brique à plus concentration de traction.

- **Influence de l'orientation du joint :** Pour les murets en briques de terre cuite nous pouvons noter que la rigidité de la maçonnerie et sa résistance augmente lorsque θ diminue de 90° à 0°. Ceci s'explique par le fait que les alvéoles de la brique sont parallèles au chargement cas où θ = 0°.

- **Influence de la nature de joint :** Les résultats des tests montrent que la résistance de la maçonnerie en mortier de ciment est plus forte que celle de mortier bâtard. - Pour le mortier de ciment c'est la brique en terre cuite qui cède la première par apparition de fissures ce qui provoque la ruine du muret, - Pour le mortier bâtard la résistance de la maçonnerie est plus faible ; le joint cède en premier puis il y a apparition de fissures sur la brique.



Figure I- 11: Les modes de rupture de l'essai de compression uni-axiale [HOUTI 2002].

I.5.1.2. Les travaux de Abdou L et al (2005) :

Les essais menés par Abdou L et al (2005) conduisent à deux types de rupture, ces deux types sont en fonction de l'angle d'orientation des joints de mortier :

- La fissuration des briques et du mortier.
- La fissuration de l'interface brique/mortier.

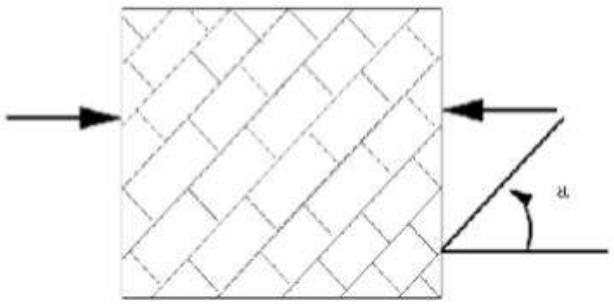


Figure I- 12: influence de l'orientation des joints de mortier sur le mode de rupture de la maçonnerie.

Pour a < 30° : Rupture par fissuration verticale le long des briques et du mortier.

Pour 30° < a < 45° : Rupture par fissuration verticale le long des briques et du mortier mais aussi au niveau de l'interface briques /mortier.

Pour 45° < a < 70° : Rupture au niveau de l'interface briques /mortier.

Pour a > 80 ° : Rupture par fissuration verticale le long des briques et du mortier mais aussi au niveau de l'interface briques /mortier.

I.5.1.3.Les travaux de Corradi (2003):

Le test de compression en diagonale a été conçu par Corradi (Corradi.M, et al. 2003) et dans le but d'évaluer la résistance au cisaillement. Le test a été effectué sur des panneaux de 120 x120 cm2 avec une section transversale maximale d'épaisseur de 20 cm dans le but de déterminer la contrainte de cisaillement.

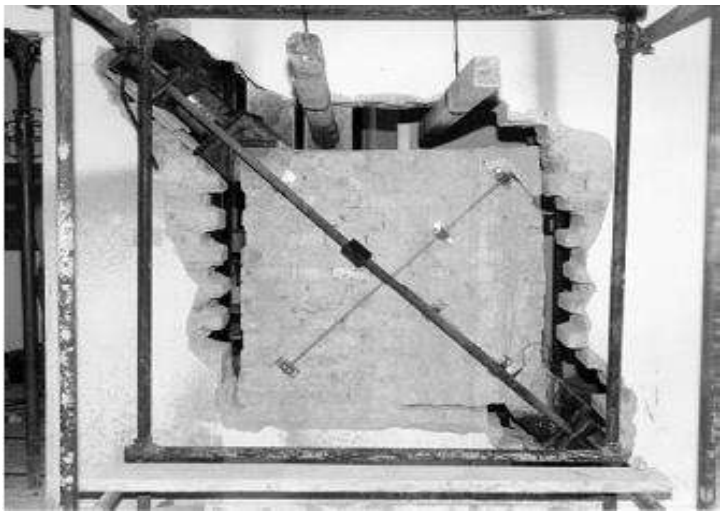


Figure I- 13: Test d'un mur en diagonale (Corradi et al. 2003).

I.5.1.4.Les travaux d'A. Gabor et al (2006):

Gabor et al (Gabor, 2006) ont fait une étude afin de mettre en place la distribution de la contrainte de cisaillement dans un panneau en briques de terre cuite et comment elle peut être générée expérimentalement (voir figure I-14).

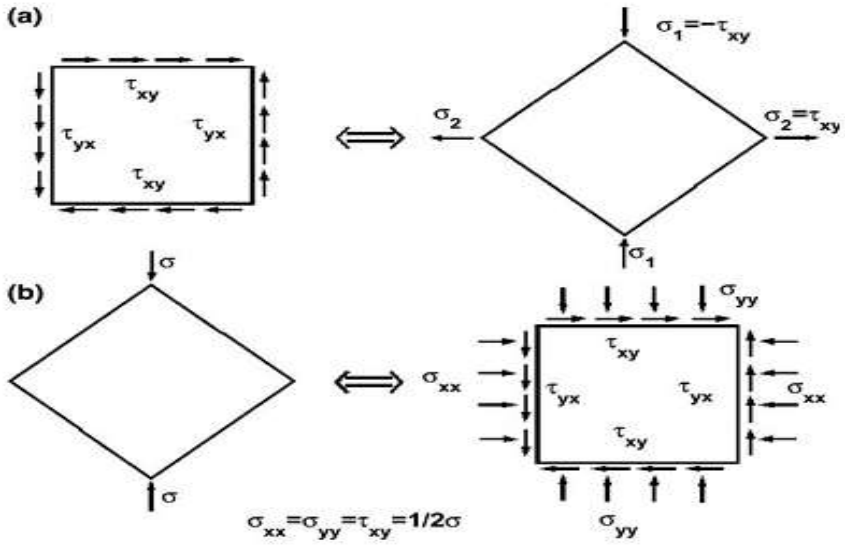


Figure I- 14: Dispositif de l'essai (Gabor, 2006). (a) Panneau carre homogène soumis a la contrainte de cisaillement pur. (b) L'état de stress génère dans un panneau carre soumis a la compression diagonale.

I.5.1.4.1.Principe de l'Essai :

Du point de vue expérimental, la compression simultanée et la traction le long des diagonales du mur produisent un état de contrainte de cisaillement pur qui engendre une rupture par la fissuration le long de la diagonale comprimée. Toutefois, ce type de test bi axial n'est pas facile à mettre en place. Par conséquent, il convient d'exclure la charge de traction le long d'une des diagonales et ne garder que la compression Par conséquent, la charge de compression appliquée le long de la diagonale produit des contraintes équivalentes a une compression bi axiale et un état de contrainte de cisaillement le long des joints Figure I-15.

Les contraintes de compression et de cisaillement générées ont la même intensité et sont égales à la moitié de la contrainte de compression le long de la diagonale.



Figure I- 15: Montage expérimental pour l'essai de cisaillement (Gabor, 2006).

Les recommandations de la RILEM proposent un tel test de compression de chargement incline sur des éléments de maçonnerie afin d'estimer la résistance à la traction diagonale. Le dispositif expérimental utilise est constitué d'un cadre rigide de haute rigidité qui permet d'appliquer la compression considère qui permet d'appliquer la charge de compression considérée par un vérin hydraulique 1000 KN (**Figure I-15)** la Force appliquée et le déplacement le long des deux diagonales sont évalues en utilisant la cellule de charge et extensomètres respectivement LVDT.

La charge est continuellement augmentée jusqu'à la rupture. Deux panneaux ont été testes en maçonnerie, en tenant compte des deux conditions aux limites.

Pour le premier cas Gabor et al ont obtenu une rupture localisée, marque avec un glissement et écrasement au niveau des appuis (Figure I-16a), pour le second panneau ils ont remarqué un ne rupture générale du mur (Figure I-16b). La rupture a été très soudaine sans apparition des fissures sur la surface du mur. Néanmoins, l'analyse du panneau après rupture révèle que des fissures se propagent le long de la diagonale comprimée et qu'elles étaient présentes dans les joints de mortier et dans les briques (voir figure I-16b).

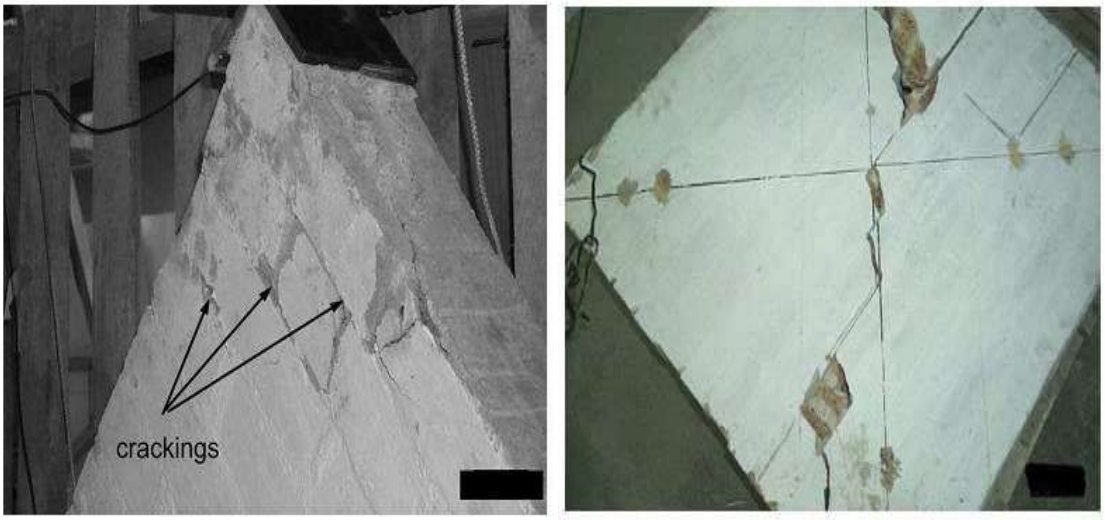


Figure I- 16: Résultat des essais. (a) Fissuration de la première paroi (b) Fissuration de la deuxième paroi

I.5.1.5.Les Travaux De Fouchal (2006) :

Fouchal (2006,2007) a étudié la modélisation de l'endommagement dans les interfaces briques-mortier dans les murs en maçonneries. A l'aide d'une étude expérimentale préliminaire, elle a déduit le comportement mécanique macroscopique de l'interface et utilisé un modèle avec le code LMGC90. Le modèle n'étant pas suffisamment pertinent pour le problème considéré, elle a choisi de développer un nouveau modèle, le modèle asymptotique, basé sur des techniques d'homogénéisation.

La modélisation asymptotique de l'endommagement occasionné dans les interfaces entre le mortier et la brique tient compte de certains phénomènes mécaniques qui gouvernent leur rupture tels que le glissement et le frottement à l'échelle microscopique, ainsi que de l'endommagement (normal et/ou tangentiel). En adoptant une approche asymptotique en faisant tendre l'épaisseur de l'interface vers zéro, nous avons pu passer d'un comportement volumique à un comportement surfacique



Figure I- 17: schématisation du modèle asymptotique (Fouchal 2006,2007).

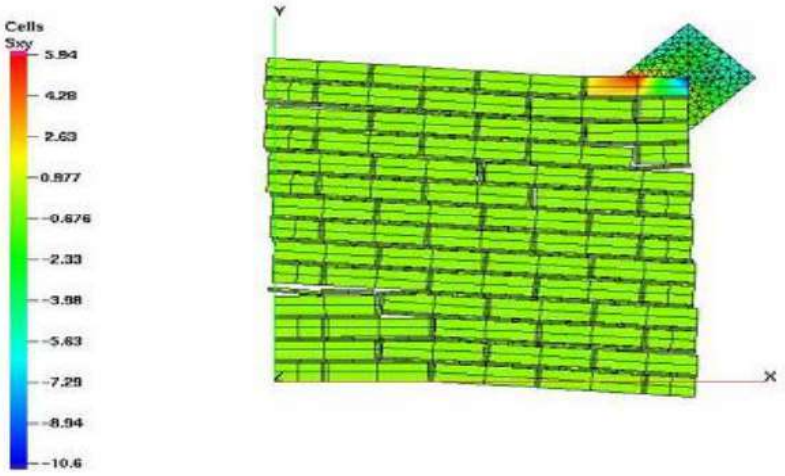


Figure I- 18: Essai de compression diagonale (Fouchal 2006,2007).

I.5.1.6.Travaux De Miha Tomazevic (2008) :

Miha Tomazevic (Miha, 2008) a fait un test sur le comportement du cisaillement, 3 blocs de briques en terre cuite ont été jointoyé avec un mortier courant ,puis on a place deux plaques métalliques sous les deux blocs externes et une plaque sur la brique du milieu sépares de 2 petites barres de (ϕ12) ensuite la force a été exercé, comme on peut le voir sur la figure I-19. Pendant l'essai, il faut veiller à ce que des contraintes de cisaillement pur se développent dans les plans de raccordement entre les blocs et le mortier. Six échantillons de chaque type ont été testes. Les résultats de f_{vk0} sont présents dans le Tableau I-6.



Figure I- 19: Test de résistance du cisaillement initiale selon l'ASTM EN 1502-3

unites	Charge de compression (KN)	Résistance au cisaillement (MPa)			
		5 MPa		10 MPa	
		F_{vk0}	f_{vk}	F_{vk0}	f_{vk}
B1	20.7	0.17	0.23	0.19	0.27
B2	13	0.19	0.26	0.21	0.26
B3	14.6	0.16	0.2	0.16	0.2
B4	12.2	0.26	0.31	0.22	0.38
B5	11.5	0.5	0.6	0.55	0.66
B6	30.3	0.28	0.34	0.28	0.33

Tableau I- 6: Les valeurs caractéristiques Fvk0 suivant l'eurocode 6 et les valeurs trouvés expérimentalement par Miha Tomazevic (Miha, 2008).



Figure I- 20: Résultats obtenus sur les blocs (Miha, 2008).

I.5.1.7.Les Travaux de Parker et al :

Parker et al ont utilisé une méthode pour déterminer la résistance au cisaillement suivant la norme (ASTM E 519-02, 2012). Cette norme a été développée pour déterminer la résistance au cisaillement des assemblages de maçonnerie. Dans cet essai, une charge verticale est appliquée a des panneaux de 1.2 x 1.2 m2, des assemblages en maçonnerie place à 45 ° par rapport a l'horizontale comme illustre sur les Figure I-21.

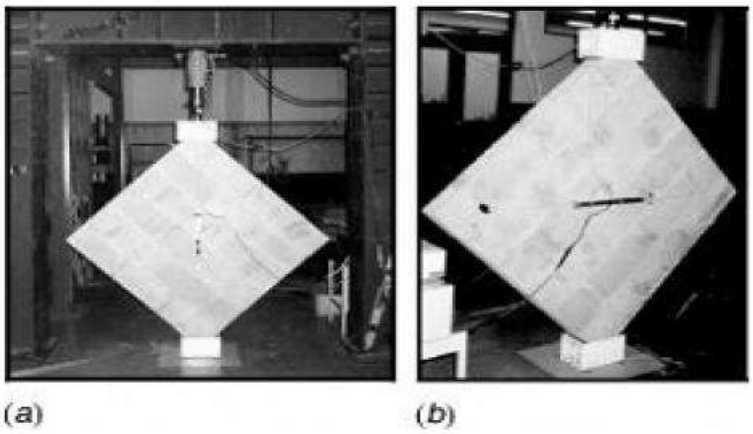


Figure I- 21: Configuration du test sur les murs (ASTM E 519-02, 2012).

Ils ont calculé la contrainte de cisaillement par la formule (I-1) suivante

$$f_v = \frac{0.707.p}{l.t} \qquad \textbf{(I-1)}$$

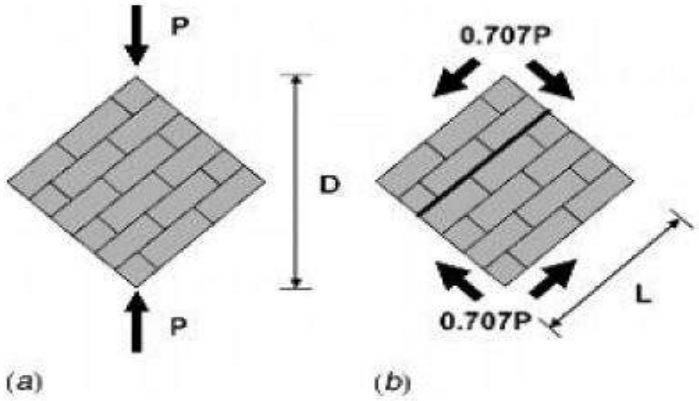


Figure I- 22: Dispositif de l'essai (ASTM E 519-02, 2012). (a) Test suivant l'ASTM E 519 ; (b) Plan de rupture potentiel suivant le lit de joint.

La figure I-23 présente le mode de rupture des panneaux de (1.2 x 1.2 m2) en bloc de béton teste par les auteurs.

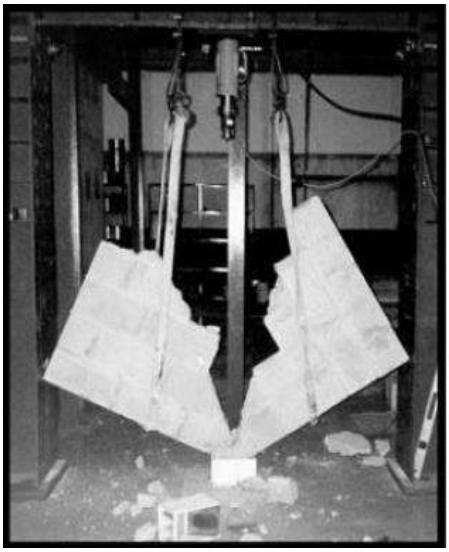


Figure I- 23: Résultat de l'essai de cisaillement (ASTME519-02, 2002)

I.5.1.8.Les Travaux de Vasconcelos, Alves et Lourenco (2012) :

Les auteurs (Vasconcelos, et al. 2012) ont fait une étude expérimentale sur des murs en maçonnerie non armée, ces derniers ont été confectionnes avec un mortier de ciment dans une proportion en volume de ciment et de sable de 1:3. La cure des murs a été réalisée dans les conditions ambiantes du laboratoire avec une humidité relative de l'air pratiquement constante et égale à environ 65%. Les blocs de béton ont été également testes en compression uni-axiale. La résistance à la compression moyenne obtenue pour le mortier, pris comme la moyenne des 12 échantillons, était de 18.77 MPa.

Les essais de compression diagonale ont été effectués selon la recommandation de la norme (ASTM E519-02, 2002). La charge verticale est appliquée au moyen de servocommande, relie a un portique en acier, avec une charge de 200 KN (voir figure I-24) Les essais de compression diagonale ont été effectués sous le contrôle de déplacement, au moyen d'un LVDT places dans le panneau.

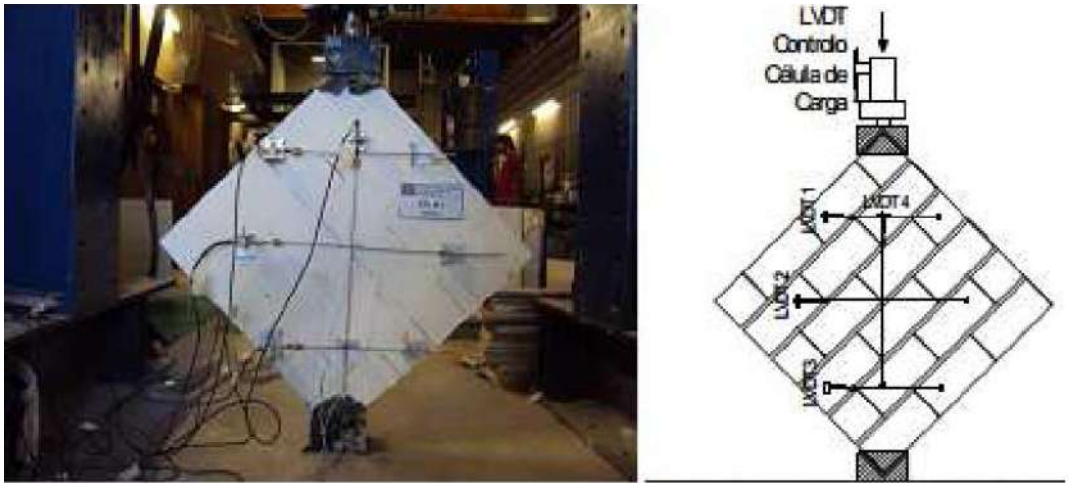


Figure I- 24: Dispositif de l'essai (Vasconcelos et al. 2012).

I.5.1.8.1. Modes de ruptures trouves :

La figure I-25 présente Les modes de ruptures qu'ils ont obtenus lors des essais d'écrasement



Figure I- 25: Résultat obtenu des écrasements des murs (Vasconcelos et al. 2012)

Le comportement des blocs non arme de maçonnerie actuelle se caractérise par l'ouverture de fissures en escalier et l'apparition de fissures diagonales suivant l'interface d'unite-mortier, la fissuration de cisaillement se produit soudainement. En dépit d'un mécanisme de glissement le long des interfaces unite-mortier, on voit que la maçonnerie non arme présente un comportement fragile. (Vasconcelos et al. 2012) Ont calculé la contrainte de cisaillement par la loi de (ASTME519-02, 2002).

Le tableau suivant présent les valeurs de la contrainte de cisaillement et module de rigidité qu'ils ont trouvés :

Murat's testes	τ (MPa)	G (GPa)
(a)	0.42	4.05

Tableau I- 7: Résultats expérimental et numérique de cisaillement (Vasconcelos, et al. 2012).

Apres comparaison des valeurs qu'ils ont trouvées avec celles de (Haach et al. (2010)) ils constatent que leurs résultats sont considérables par rapport aux types de maçonneries et mortier qu'ils ont utilisés. Ils ont mentionné que le taux de variation de contrainte de cisaillement pour les joints verticaux remplis de 10 mm d'épaisseur vari de 25 % par rapport aux joints non remplis totalement .

I.5.1.9.Travaux de Hamza Cherif et Kara (2014) :

Les recherches effectuées par Hamza Cherif et Kara (2014) ont montré que les murets aux joints verticaux remplis présentent une variation de résistance de l'ordre de 17 à 70% par rapport aux murets sans le joint vertical. Cela explique que le remplissage des joints influent sur la résistance; plus le nombre de joints verticaux diminue plus la résistance de la maçonnerie diminue aussi (figure I-26).

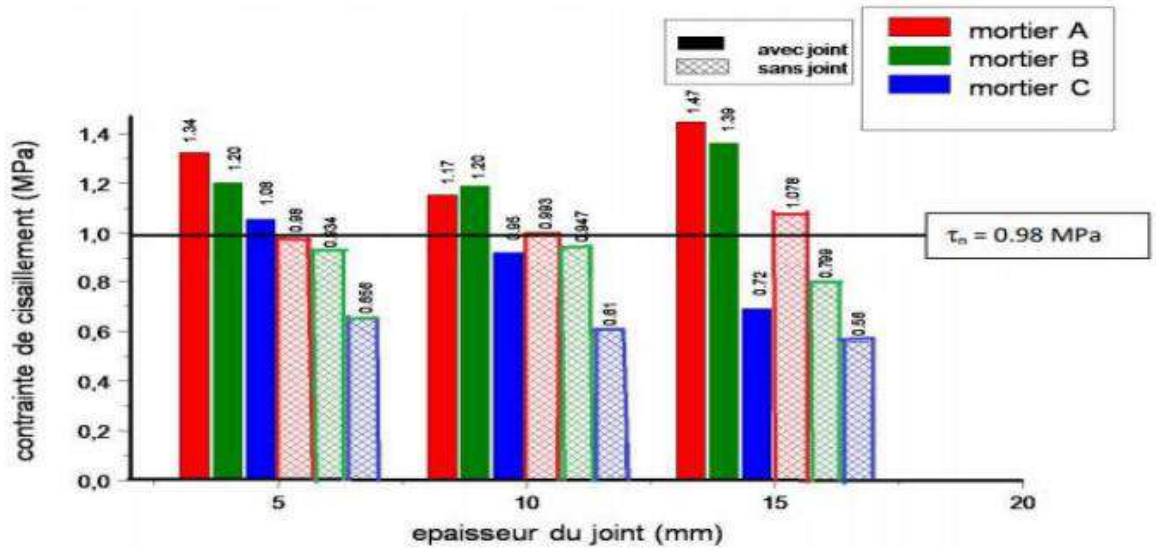


Figure I- 26: Résistance des murets avec et sans joint vertical [Hamza Cherif et Kara 2014].

Les murets en mortier de ciment avec joints verticaux remplis présentent une rupture brutale avec éclatement du muret : les blocs en parpaing cèdent en premier en suivant l'axe de chargement (figure I-27).



Mortier 1/4 et 1/6 Mortier 1/2/9

Figure I- 27: Les modes de rupture des murets en parpaings [Hamza Cherif et Kara 2014].

I.5.1.10. Les Travaux de K.F. Abdulla et al :

K.F. Abdulla et al ont utilisé une Simulation du comportement des murs de maçonnerie à l'aide d'une approche micro-modèles simplifiée. Le travail de K.F. Abdulla et al a pour objectif de voir la Réponse de la maçonnerie sous chargement dans le plan :

Les données et les résultats des murs de cisaillement en maçonnerie testés expérimentalement entrepris et rapportés dans [28] sont adoptés pour valider le modèle numérique sous chargement dans le plan.

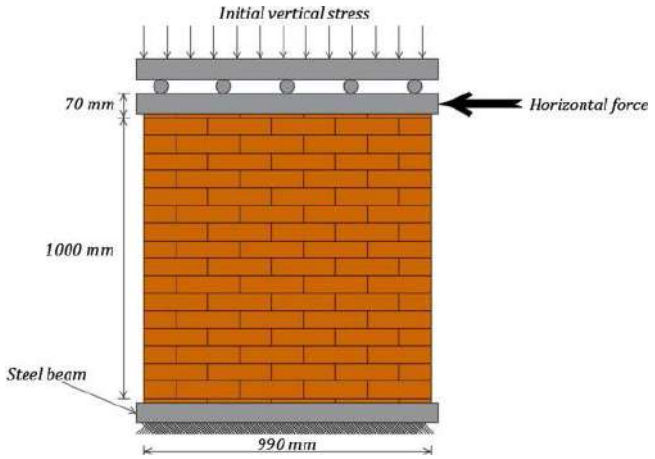


Figure I- 28: configuration d'essais expérimentaux pour évaluer la résistance au cisaillement d'un mur en maçonnerie.

Les résultats numériques montrent un bon accord avec les résultats expérimentaux en termes de relations charge-déplacement. (Voir Figure I-29). De plus, les modes de rupture obtenue des numériquement étaient cohérents avec cette expérimentalement.

Par exemple, dans les murs J4D et J5D, le mode de rupture obtenue dans les deux Figure I-30 (a) et Figure I-30 (b) était caractérisé par l'initiation de fissures de traction au haut et au bas du mur à un chargement précoce. Étape Figure I-31 (a). Ces fissures ont ensuite été suivies par la formation de fissures escalier en diagonale entre les unités de maçonnerie, par la fissuration des unités de maçonnerie elles-mêmes et finalement par un écrasement des orteils supérieurs et inférieurs sous compression, ce qui a finalement entraîné la rupture obtenue des murs. (Voir Figure I-31 (b)).

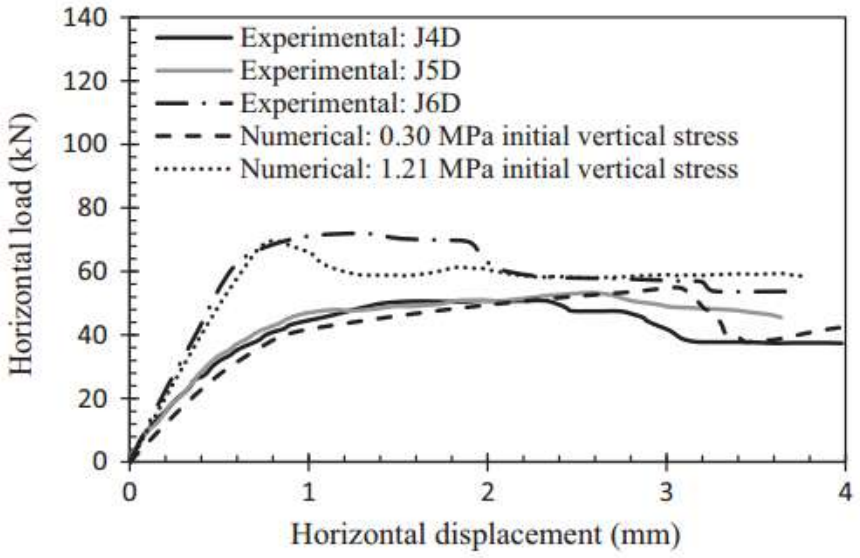


Figure I- 29: Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux.

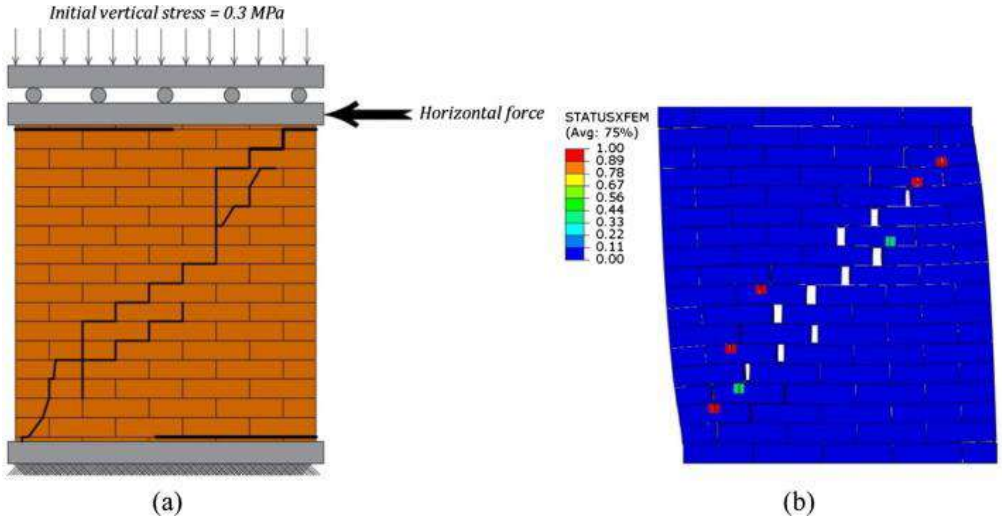


Figure I- 30: Comparaison des modes de rupture : (a) modèles de rupture expérimentaux ; (b) modèles de rupture numériques (facteur d'échelle = 20).

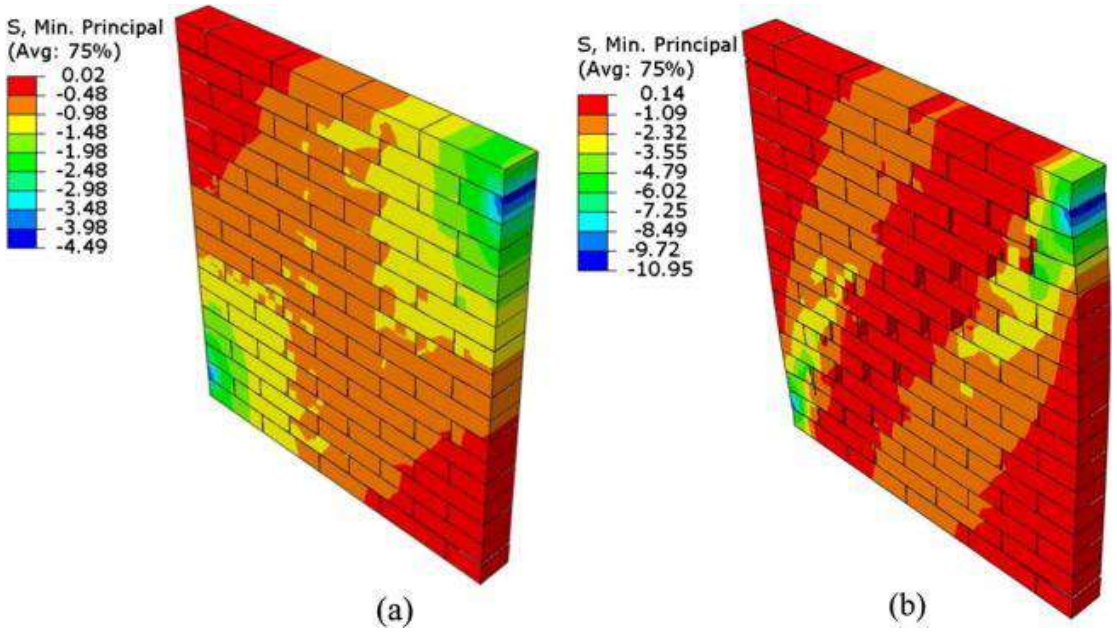


Figure I- 31: Forme des fissures et distribution minimale des contraintes principales (N/mm²) dans le mur avec une contraintedes compression verticale initiale de 0,3 N/mm² : (a) avec un déplacement horizontal de 1 mm en haut ; (b) déplacement horizontal de 4 mm en haut (facteur d'échelle = 20).

I.6 Approches de modélisation du comportement de la maçonnerie :

I.6.1. Introduction :

Pour modéliser la maçonnerie, il faut tenir compte du fait que l'on est en face d'un matériau ni homogène ni isotrope, ce qui nous mène à une situation complexe pour le choix du critère du comportement. La difficulté qui se trouve pour la modélisation de la maçonnerie est due à :

- L'hétérogénéité du matériau (brique +mortier).
- Les différentes sollicitations donnent des lois de comportement différentes.

Ce comportement aléatoire de la maçonnerie nous porterait à utiliser des lois probabilistes pour décrire son fonctionnement, mais on s'aperçoit que jusqu'aujourd'hui seuls des modèles élastiques linéaires isotropes sont utilisés, or ces modèles posent certains problèmes :

- Le non prise en compte de l'hétérogénéité du matériau.
- La dispersion des résultats car la définition d'un critère de résistance n'est pas suffisante.

L'analyse des structures en maçonnerie est une tâche difficile car :

- En premier lieu il est limité dans l'étude de comportement mécanique qui nécessite des essais in-situ.
- En second lieu il est difficile d'utiliser les informations existantes sur la maçonnerie.

Selon le niveau de précision et de simplification souhaitée, il est possible d'utiliser les stratégies de modélisation par deux types d'approches proposés par Lourenco. P.B (2006) **[16]**:

- Une approche par macro-modélisation.
- Une approche par micro-modélisation.

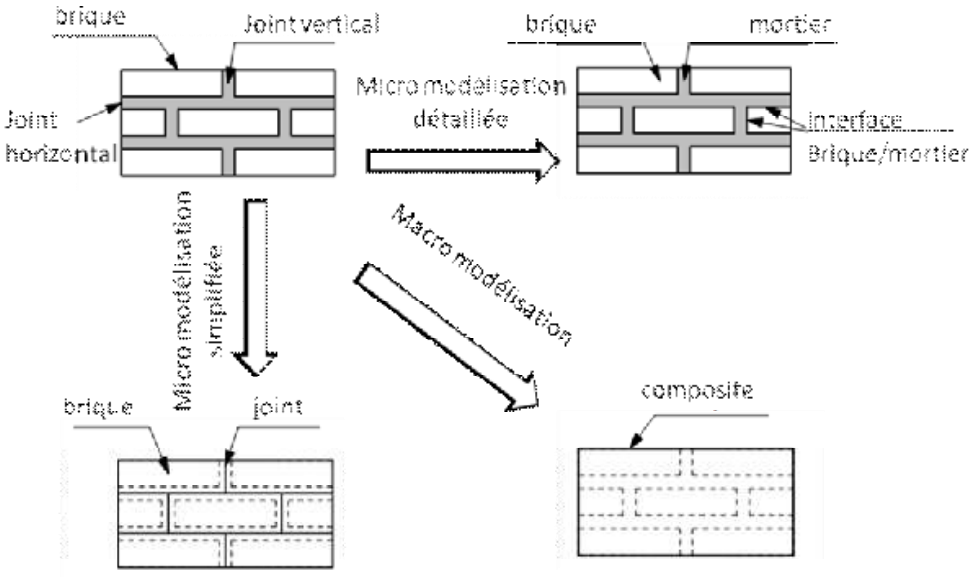


Figure I- 32: Stratégies de modélisation d'une maçonnerie. [16]

Pour décrire le comportement mécanique de la maçonnerie nous avons deux approches :

1. **Micro modélisation :**

Consiste à considérer la maçonnerie comme étant une structure hétérogène, cette approche nécessite de prendre en compte les différents constituants (brique, mortier) d'un point de vue matériel et géométrique, Cas utilisé pour élaborer un modèle dit « réel » qui servira à caler les modèles « Equivalents ».

La modélisation par cette approche nécessite :

- Une connaissance détaillée des différents constituants de la maçonnerie, ceci exige une identification expérimentale des caractéristiques mécaniques de chaque constituant.
- La prise en compte de tous les phénomènes anélastiques (endommagement, fissuration…..) qui peuvent se développer au niveau de :

- Interface qui possède un comportement non linéaire
- Joint de mortier qui est aussi gouvernés par un comportement non linéaire.
- Des unités (briques ou blocs).

Cette approche permet de donner des résultats très satisfaisants ainsi qu'une bonne compréhension du comportement local de la maçonnerie.

L'inconvénient majeur de l'approche globale est lié à la prise en compte des géométries réelles des blocs et des joints de mortier qui vont influencer la solution numérique Lorsqu'on traite un problème à une grande échelle.

2. Macro modélisation :

Consiste à considérer la maçonnerie comme étant une structure homogène, cette approche nécessite d'abord une étape d'homogénéisation du matériau maçonnerie La technique d'homogénéisation est capable d'étudier de telles structures. Au départ, cette approche était conçue pour étudier les matériaux composites. En effet, cette méthode permet d'établir les lois de comportement en fonction des contraintes et des déformations moyennes à partir de la géométrie et des propriétés mécaniques de chaque constituant.

Dans le cas des maçonneries, elle consiste à substituer les différents matériaux par un seul matériau homogène équivalent. Elle est sensée reproduire un comportement moyen ; ceci modifie les caractéristiques physiques réelles du problème. En contrepartie, les modèles du matériau équivalent sont capables de décrire certains aspects du comportement global, sans avoir de nombreux paramètres à prendre en compte et sans fournir un grand effort de calcul requis dans l'approche globale. L'approche par l'homogénéisation est rentable lorsqu'on cherche à trouver un bon compromis entre la précision et le coût du calcul.

La modélisation précise de la maçonnerie doit inclure Cinq types de mécanismes de ruine :

a) Fissuration du joint en traction.
b) Glissement le long d'un joint pour des faibles valeurs de contraintes normales.
c) Fissuration l'élément de maçonnerie par traction directe.

d) Fissuration diagonale de l'élément de maçonnerie due à des valeurs suffisantes qui développent du frottement dans les joints.
e) Scission de la maçonnerie en traction due à la dilatation de mortier pour de grandes valeurs de contraintes normales.

Le premier et le deuxième sont des mécanismes des joints.

Le troisième et le quatrième sont des mécanismes de la brique.

Le cinquième est un mécanisme combiné.

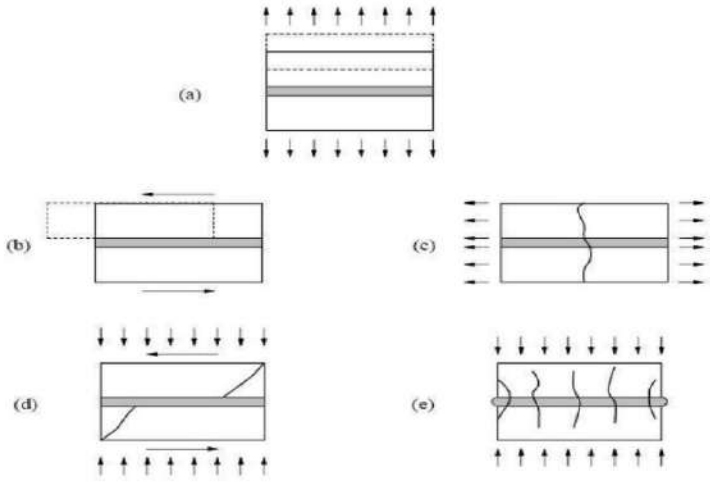


Figure I- 33: Les déférents types de rupture d'une maçonnerie. [16]

I.6.2. Modélisation avec logiciel ABAQUS :

Le choix du logiciel ABAQUS est basé sur un rapport comparatif **[17]** qui a considéré les trois logiciels commerciaux ABAQUS (6.4.1), ADINA (version 8.1) et ANSYS (7.1). Des critères de comparaison ont été choisis au niveau des étapes de prétraitement, analyse et post-traitement. Le logiciel d'éléments finis *idéal* avait été défini comme étant celui qui permettrait une modélisation rapide et facile d'une structure en béton, armé ou non armé, allant du simple (ex: poutre sur appuis simples, dalle en béton armé) au complexe (ex: pont en béton armé), qui permettrait la résolution des problèmes non-linéaires liés à la fissuration et à l'écrasement du béton, et qui serait assez flexible et personnalisable (ex: possibilité d'ajouter de nouvelles lois de comportements, de nouveaux éléments). Les avantages qui faisaient démarquer ABAQUS étaient : la rapidité de prétraitement, la possibilité de diffuser des éléments surfaciques ou de barres d'armatures dans des éléments solides de béton, et surtout la disponibilité du sous-

produit ABAQUS/Explicit. Bien que les trois logiciels possédaient plusieurs variantes de méthodes de résolutions non-linéaires décrites au chapitre 2 (ex: méthodes BFGS, line search), l'expérience a montré que les difficultés de convergence subsistent toujours dans le cas de l'utilisation des techniques implicites itératives classiques et que dès le moment où le béton commence à fissurer en traction, l'algorithme de pilotage que ce soit en déplacement, en force ou avec la méthode de la longueur d'arcs, éprouve des difficultés pour avancer et peut se bloquer.

L'avantage principal de la méthode explicite est la possibilité d'estimer d'avance le temps de calcul pour une analyse non-linéaire en béton.

I.7.Conclusion:

L'analyse bibliographique nous a permis de constater que malgré la grande quantité de travaux effectués par **(**Houti (2002) , Corradi (2003) , Gabor et Al (2006) , Fouchal (2006) , Miha Tomazevic (2008) , Parker et al ,Vasconcelos , Alves et Lourenco (2012) , Hamza Cherif et Kara (2014) , Abdou L et al (2005) , , K.F. Abdulla et al (2017)**)** , qu'il reste beaucoup d'inconnus relatifs au comportement de la maçonnerie structurelle au cisaillement vis-à-vis de la déformation et des grandeurs de résistance.

C'est dans ce contexte que nous proposons de réaliser une Modélisation et analyse du comportement des murs en maçonnerie sous chargement combiné renforcé par les lamelles en CFRP à l'aide d'une approche détaillée de micro-modélisation.

Chapitre II :

Modélisation numérique

II.1. Introduction:

La modélisation numérique est de plus en plus utilisée pour l'analyse du comportement des structures. Elle permet d'effectuer des calculs élastiques ou des calculs non-linéaires pour mieux connaître certains comportements (statique, dynamique,..) sous chargements quelconques (vents, séisme,…). Ces calculs peuvent servir à l'étude de certains états limites de service ou états limites ultimes. De plus, cette méthode peut apporter une contribution à l'analyse du mécanisme de ruine. La confrontation des résultats numériques avec ceux d'essais permet d'améliorer la compréhension du comportement des éléments testés. Si la corrélation modélisation-expérience est suffisamment précise et les mécanismes bien décrits, le modèle peut offrir son appui à l'élaboration des concepts de dimensionnement, à la calibration et à l'évaluation des règles. De plus, la compréhension du comportement et l'évaluation de la distribution des dommages permettent de visualiser les effets, puis d'optimiser les techniques de réhabilitation.

La maçonnerie est hétérogène à la fois au niveau de ses matériaux constitutifs et de sa géométrie. En conséquence, la modélisation de la maçonnerie n'est pas une tâche facile. Afin de choisir un modèle applicable dans notre étude, dans cette partie nous souhaitons établir d'abord un état de l'art sur les approches de la modélisation de la maçonnerie non- renforcée, ensuite la problématique De l'application de ces modèles dans le cas d'une maçonnerie renforcée par composite sera abordée.

II.2. Etat de l'art sur la modélisation des maçonneries :

II.2.1. Approches de la modélisation d'une maçonnerie non renforcée :

Deux stratégies de modélisation sont utilisées pour analyser le comportement mécanique des structures maçonnées : une approche dite « macroscopique » ou « homogène » et une approche dite « micromécanique » ou « hétérogène ».

- **Approche homogène :**

L'approche de modélisation macroscopique consiste à raisonner sur un milieu homogénéisé équivalent (potentiellement anisotrope) – les briques et le mortier ne sont donc pas représentés individuellement. Ce type de modélisation se prête particulièrement aux études des maçonneries à grande échelle pour lesquelles importe une compréhension globale du comportement de la structure.

❖ **Approche hétérogène (micro- mécanique) :**

Dans l'approche microscopique, tous les constituants de la structure maçonnée – briques et mortier – sont effectivement représentés mais une nouvelle distinction s'opère entre les approches microscopiques détaillées et celles simplifiées. Dans l'approche détaillée (Figure II-1a), les briques et le mortier sont matérialisés par des éléments solides et la liaison brique/mortier est représentée par un élément d'interface, exprimant le fait que cette liaison est le lieu préférentiel de rupture et de glissement. Dans une première approche simplifiée (Lourenço, Giambanco et al, Rahman and Ueda, Petersen et al.) (Figure II-1b), Seules les briques sont matérialisées par des éléments solides. Un élément d'interface d'épaisseur nulle lie les briques entre elles pour représenter à la fois le mortier et les liaisons briques/mortier adjacentes. Pour conserver une géométrie intacte, les briques voient leurs dimensions augmenter pour pallier la « disparition » de l'épaisseur de mortier. Dans une seconde approche simplifiée **[24]**, les briques et le mortier sont effectivement matérialisés par des éléments solides mais le comportement des liaisons briques/mortier est « combiné » à celui du mortier pour prendre en compte la faiblesse mécanique de ces liaisons. Cette seconde approche simplifiée trouve notamment son intérêt dans le cadre de la modélisation de maçonneries renforcées où il peut être pertinent d'ajouter un élément d'interface entre le renfort et la maçonnerie : cette approche évite les difficultés numériques liées à la coexistence entre deux éléments d'interface : l'un dans la maçonnerie en elle-même, l'autre entre le renfort et la maçonnerie**. [24]**

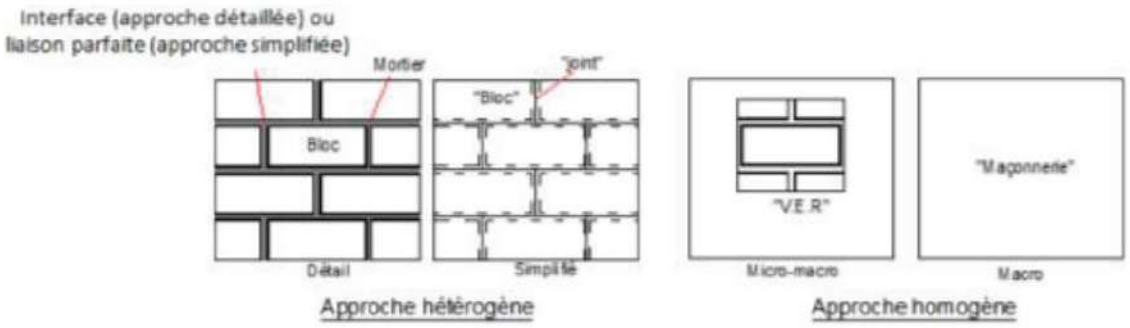


Figure II- 1: Approches de la modélisation des maçonneries (a) : hétérogènes détaillée et simplifiée, (b) : homogène micro-macro et macro. [24]

Ces approches microscopiques sont coûteuses en temps de calcul et sont donc réservées à des études à plus petite échelle que la modélisation macroscopique, où une compréhension des phénomènes locaux est recherchée.

II.2.2. Modèles macroscopiques pour les maçonneries non renforcées :

Les « macro-modèles » ne font pas de distinction entre les briques et le mortier mais reposent sur l'utilisation d'une loi de comportement du matériau équivalent homogène qui permet de reproduire le comportement mécanique « moyen » de la maçonnerie. Selon les modèles, cette loi moyennée résulte soit d'une approche selon la théorie de l'homogénéisation, soit d'une approche phénoménologique. Dans la théorie de l'homogénéisation, les propriétés moyennes du milieu équivalent fictif découlent des propriétés des matériaux constitutifs tandis que dans l'approche phénoménologique, les lois constitutives simulent le comportement expérimental des maçonneries, sans nécessairement passer par les propriétés des constituants.

II.2.2.1. Approches selon la théorie de l'homogénéisation :

Les techniques d'homogénéisation ont pour objectif de rechercher les paramètres d'un milieu homogène qui aura le même comportement mécanique macroscopique que la maçonnerie hétérogène. Ces approches ont la particularité de définir les grandeurs macroscopiques à partir de leurs homologues microscopiques – c'est pourquoi ces approches sont parfois référencées « approches micro-macro » dans la littérature.

Le principe de base de la technique d'homogénéisation consiste à poser que le matériau hétérogène est considéré homogène si la dimension de la structure est beaucoup plus grande que la taille des hétérogénéités.

La plupart des techniques d'homogénéisation reposent sur l'hypothèse que la maçonnerie présente une géométrie périodique. L'analyse est alors concentrée à l'échelle d'un « Volume Elémentaire Représentatif » (VER) qui permet de générer la maçonnerie entière par des translations appropriées.

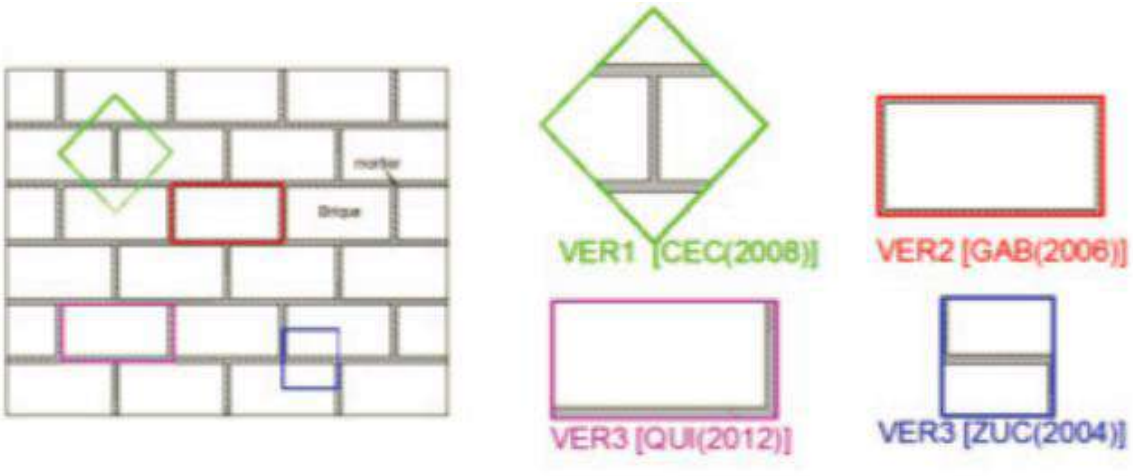


Figure II- 2: Différents choix de V.E.R pour la maçonnerie. [25]

Ce VER représente le volume minimal à prendre en compte pour que les résultats de l'homogénéisation soient représentatifs du comportement du milieu hétérogène. Les études bibliographiques (Lucciano et Sacco; Marfia et Sacco) font principalement état de deux méthodes pour générer ce VER, géométriquement complexe dans le cas des maçonneries :

- La première méthode consiste à effectuer successivement différents processus d'homogénéisation avec, à chaque étape, un motif géométrique simplifié (Gambarotta et Lagomarsino, Pietruszczak et Niu,) (voir Figure II-3). La plupart de ces approches ne considèrent que deux matériaux, les briques et le mortier, mais des études telles que celle de Rekik et Lebon proposent de prendre en compte également l'interface brique/mortier. L'inconvénient ici est que le résultat dépend de l'ordre dans lequel les étapes sont effectuées.
- La seconde méthode consiste à conserver le motif tel qu'il est mais la résolution du problème d'homogénéisation nécessite alors le recours à des méthodes de résolution approchées (éléments finis par exemple).

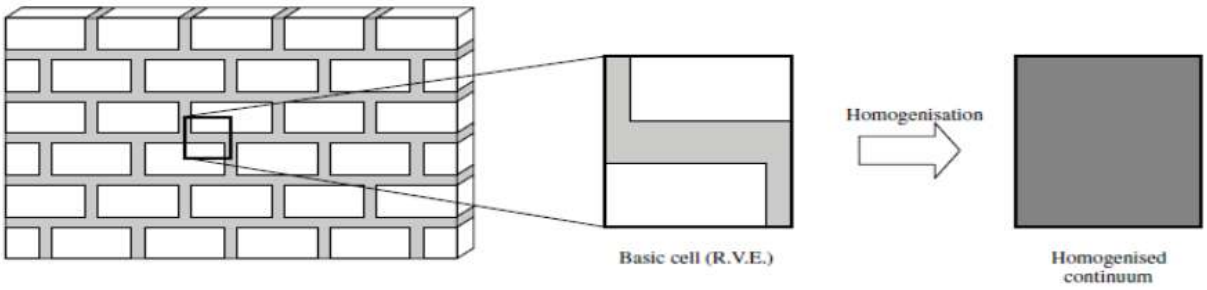


Figure II- 3: Exemple de définition d'un V.E.R pour la maçonnerie. [29]

La finalité du processus d'homogénéisation diffère également selon les études : certains auteurs utilisent ce procédé pour connaître les propriétés élastiques du milieu homogénéisé, l'évolution non linéaire du matériau est ensuite gérée par une approche phénoménologique **[30]** ; d'autres appliquent le procédé d'homogénéisation en intégrant des lois de comportement plastiques, avec éventuellement une prise en compte d'un endommagement.

La modélisation micro-macro a été utilisée dans les études de Gabor (voir Figure II-4) et de Ricardo. La confrontation entre les résultats obtenus par cette méthode avec les résultats des autres modèles (qui ont été validés) a montré que cette méthode est une méthode envisageable pour la modélisation des structures de maçonnerie.

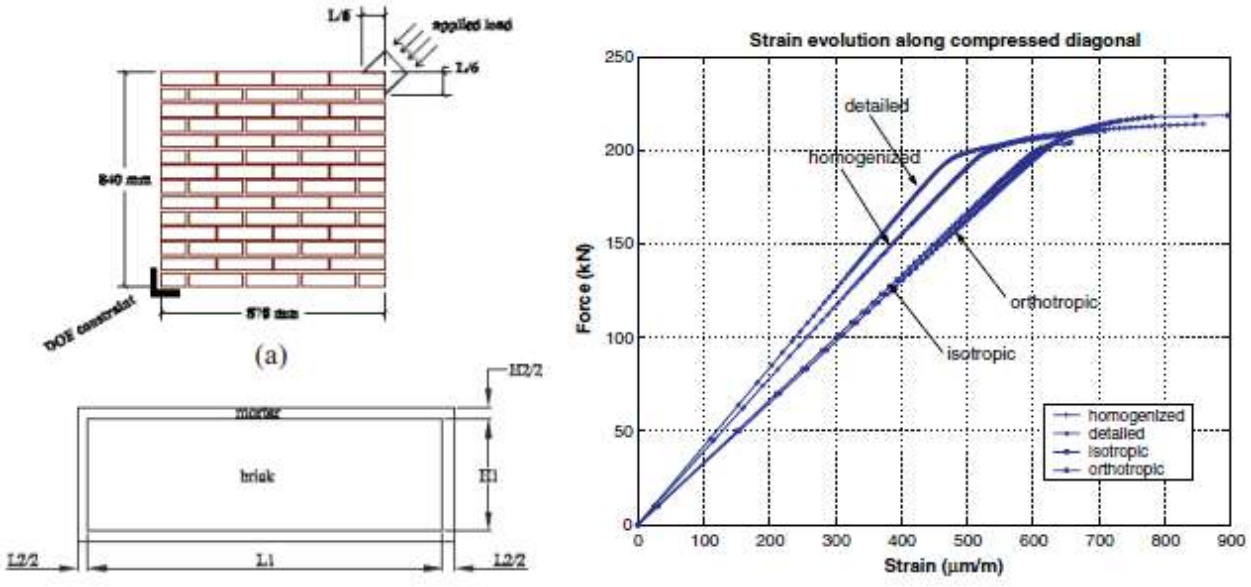


Figure II- 4: a-configuration géométrique, b- V.E.R choisi, c- Confrontation entre différentsModèles numériques. [30]

II.2.2.2. Approches phénoménologiques :

Si pour étudier le comportement de structures à très grande échelle, certains auteurs ont certes choisi une loi de comportement élastique linéaire (modélisation de la basilique Saint Pierre de Rome par Macchi, la plupart des lois de comportement utilisées pour la description des maçonneries homogénéisées font appel à la théorie de la plasticité. Les évolutions irréversibles et non linéaires du matériau peuvent ainsi être reproduites.

a- Modélisation en élasto-plasticité (loi de Drucker-Prager) :

Ce modèle de plasticité de Drucker Prager a été utilisé dans l'étude d'Aron Gabor **[31]**, **[30].** Dans ce modèle, la surface seuil dépend de la pression. De cette manière, en présence de contraintes de compression sur les murs maçonnés, leur résistance s'accroît.

Dans ce modèle, il y a « rupture » quand le second invariant du tenseur des contraintes déviatoriques est tel que :

$$\alpha . I_1 = +\sqrt{J_2} - k \leq 0 \qquad \text{(II.1)}$$

Où

$$I_1 = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \qquad \text{(II.2)}$$

$$J_2 = \frac{1}{6}((\sigma_1 - \sigma_2)^2(\sigma_3 - \sigma_2)^2(\sigma_1 - \sigma_3)^2) \qquad \text{(II.3)}$$

k et β sont deux constantes du matériau :

$$\beta = \frac{2.\sin\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)} \qquad k = \frac{6c.\sin\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)} \qquad \text{(II.4)}$$

Où

Φ : L'angle de frottement interne.

c : la cohésion.

Un troisième paramètre intervient dans ce modèle : l'angle de dilatance Ψ qui décrit l'écoulement potentiel (déformation inélastique volumique). Cet angle peut prendre une valeur comprise entre 0 et l'angle de frottement. Quand $\Psi = \Phi$, la loi d'écoulement est associée, la déformation plastique se produit perpendiculairement à la surface seuil et il y a une expansion volumétrique du matériau

avec déformation plastique. Si $\Psi = \Phi$, il y a moins d'expansion volumétrique et si $\Psi = 0°$, il n'y a pas d'expansion volumétrique.

Pour les maçonneries, Avossa et Malangone recommandent une gamme de valeurs de Ψ entre 1/3 et 2/3 de l'angle de frottement.

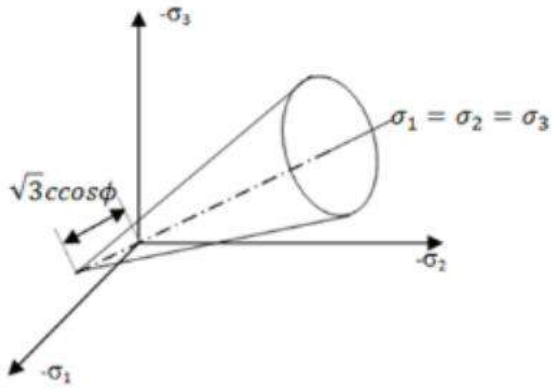


Figure II- 5: Surface seuil de Drucker-Prager dans l'espace des contraintes principales. [32]

Ce cône de DP est le cône de révolution circonscrit dans la pyramide hexagonale du critère de Coulomb. Ainsi, dans l'espace des contraintes principales, le critère de Drucker-Prager est plus régulier donc mieux adapté aux calculs par éléments finis. **[32]**

b- Modélisation en élasto-plasticité avec adoucissement :

Lourenço, dans ses études Lourenço et al a développé un modèle de plasticité orthotrope avec adoucissement pour la maçonnerie : la maçonnerie est considérée comme un matériau homogène continu et orthotrope sous l'hypothèse de contraintes planes. Ce modèle est basé sur une approche qui consiste à développer des formulations conventionnelles pour les matériaux quasi-fragiles isotropes pour décrire le comportement orthotrope. Ces formulations considèrent différents critères en traction et en compression. Feenstra et De Borst ont utilisé cette approche pour le béton avec le critère de Rankine et le critère de Drucker-Prager. Afin de modéliser le comportement du matériau orthotrope, un critère de Tsaï Hill en compression et un critère de Rankine en traction sont proposés. **[21] et, [16], et [33]**

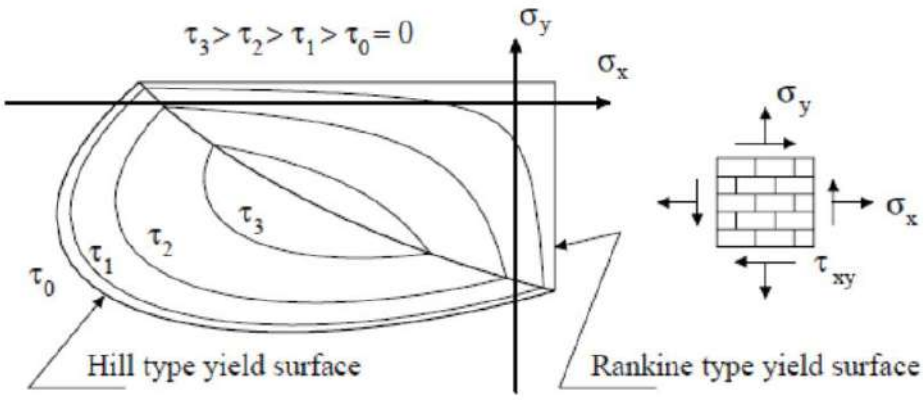


Figure II- 6: Critère de plasticité composite pour les maçonneries. [21]

- **Validation du modèle :**

La validation de ce modèle a été effectuée par Lourenço **[21]** par une comparaison avec des résultats expérimentaux tirés de la littérature (Ganz et Thülimann, Lurati et Thülimann). Ainsi la réponse d'un mur ayant les dimensions de 3600x2000x150 (mm^3) à des sollicitations horizontales et verticales dans le plan est analysée. Tous les résultats numériques sont en bon d'accord avec les résultats expérimentaux, (voir Figure II-7).

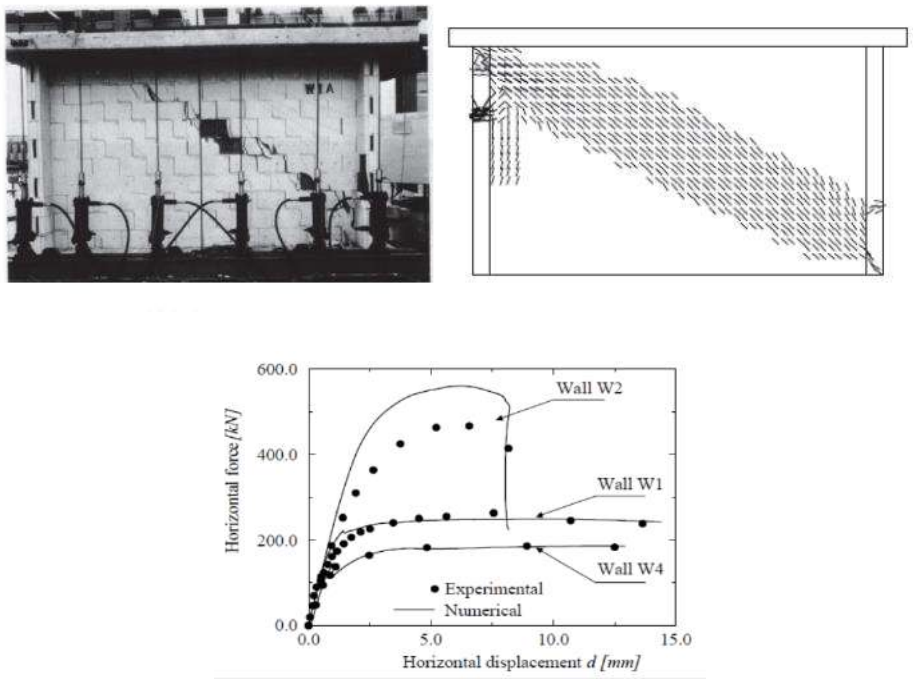


Figure II- 7: Un exemple de validation du modèle de plasticité orthotrope par une comparaison des résultats numériques et expérimentaux [21].

- **Commentaires :**

Dans ce modèle, il y a des difficultés dues non seulement à la complexité de la formulation du comportement anisotrope, mais aussi à la difficulté de détermination des paramètres du modèle. Cette détermination est particulièrement onéreuse, car 12 paramètres sont à déterminer par 7 essais différents: 7 paramètres de résistance et 5 paramètres inélastiques à déterminer par des essais sur des corps d'épreuve en maçonnerie relativement larges. De plus les essais de compression/traction doivent être contrôlés en déplacement afin de pouvoir déterminer des énergies de rupture.

c- Modélisation en endommagement avec le modèle « concrete » :

Ce modèle, implémenté dans le logiciel ANSYS, considère le comportement élastique linéaire du matériau délimité par une surface de rupture proposée par William & Warnke pour des matériaux fragiles.

Il est à noter que dans l'étude d'Avossa et Malangone le résultat numérique obtenu en utilisant ce modèle seul est capable de restituer la valeur de résistance maximale expérimentale mais ne peut capturer la ductilité réelle des structures maçonnées. **[32]**

d- Modélisation en élasto- plasticité couplée avec de l'endommagement :

Le seul recours à la théorie de la plasticité trouve ses limites pour la modélisation des sollicitations cycliques des maçonneries dans la mesure où en plasticité, les paramètres élastiques ne subissent aucune dégradation. En particulier, on ne retrouve pas la diminution de raideur caractéristique de l'apparition d'une fissuration dans le matériau. Certains auteurs ont donc couplé la théorie de la plasticité avec celle de l'endommagement : la théorie de la plasticité répercute les déformations irréversibles de la maçonnerie tandis que celle de l'endommagement rend compte du mécanisme de propagation des fissures et de la perte de rigidité qui lui est associée.

Papa et Nappi ont développé un modèle qui couple la plasticité et l'endommagement fragile en traction des maçonneries. Ils considèrent la maçonnerie comme étant un matériau orthotrope dans un état de contraintes planes. **[34]**

Sur la Figure II-8, les prévisions de ce modèle sont confrontées aux résultats expérimentaux obtenus sur un modèle réduit d'une structure maçonnée. La structure maçonnée est un mur de deux niveaux, avec ouvertures, soumis à des forces latérales concentrées à la hauteur des planchers. En suivant les conclusions des auteurs, le modèle donne avec une bonne approximation la charge

ultime à laquelle résiste le mur ainsi que les zones les plus endommagées. En revanche, en ce qui concerne les déplacements, le modèle s'avère plus rigide, avec des déplacements moins importants de l'ordre de 10 à 15%.

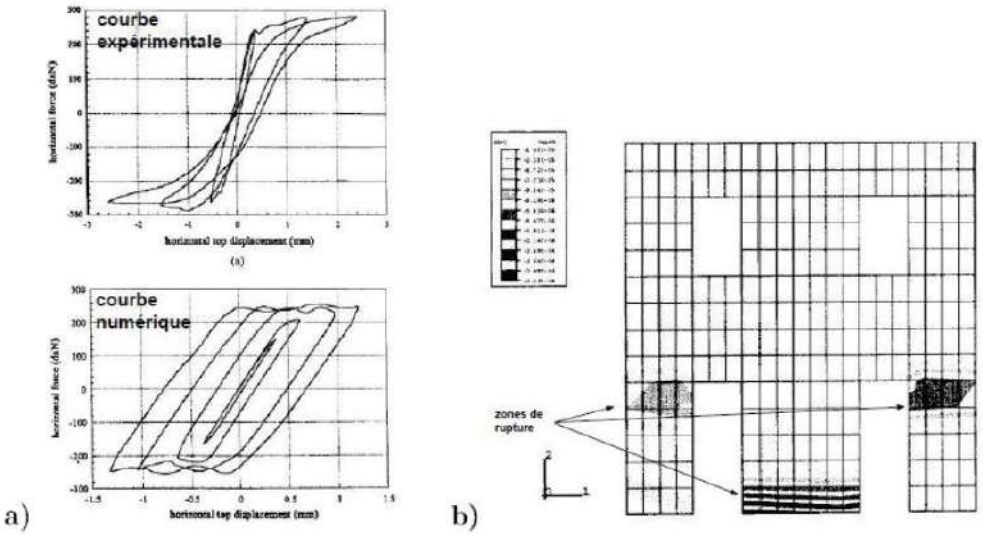


Figure II- 8: Une validation du modèle : a- courbes force-déplacement ; b- relevé des zones endommagées. [34]

AM.Avossa et A.Malangone ont développé un modèle « dit » CoDIC (ConcreteDrucker Prager - Ideal Spherical Compression Cap) qui est une combinaison de deux modèles Concrete et Drucker-Prager (voir Figure II-9).

Ce modèle est défini par une intersection appropriée du domaine d'un modèle de béton modifié avec le domaine de plasticité Drucker-Prager par une définition d'une nouvelle surface de rupture en compression. Particulièrement, le comportement de fissuration diffuse du modèle « concrete », valide dans le champ de contrainte principale positive (traction), est élargi aux zones mixtes traction compression et néglige la contrainte limite en compression. A partir de ces opérations dérive que :

a) L'évolution du domaine limite de béton dans les zones mixtes devient parallèle aux axes des contraintes principales (V1, V2) ;
b) Le comportement de fissuration est associé à ces branches de domaine limite.

L'intersection avec le modèle Drucker-Prager est gouvernée par des conditions que les paramètres des deux différents modèles devraient suivre. En particulier, la relation entre la résistance uni-

axiale à la traction f_t et à la compression f_c définies pour le modèle de béton avec les résistances uni-axiale F_t et F_c correspondantes du modèle Drucker-Prager doivent vérifier la relation suivante : $f_t < F_t$; $f_c < F_c$

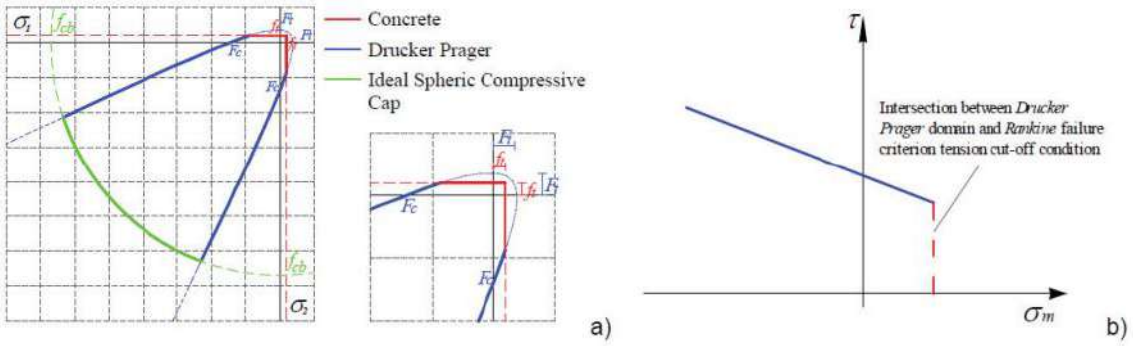


Figure II- 9: a) domaine de CoDIC dans le plan de contrainte principale ; b) condition de traction « cut-off » pour le comportement à la traction. [32]

Les auteurs ont validé ce modèle par la comparaison avec les résultats expérimentaux disponibles dans la littérature. Il s'agit d'essais de compression-cisaillement sur des murs en briques d'argile effectués à ETH Zurich. **[21].** A partir des résultats obtenus, les auteurs ont remarqué qu'il y a une bonne corrélation entre les résultats numériques et expérimentaux à la fois en termes de charge maximale et de déplacement maximal. De plus, ils ont conclu que l'utilisation du nouveau model CoDIC permet de dépasser les limites précitées (l'usage unique soit du modèle « concrete » soit du modèle Drucker-Prager). En conséquence, ce nouveau modèle CoDIC est en mesure de rendre compte du comportement de la maçonnerie en tenant compte à la fois de la fissuration et de la plasticité du matériau dans les zones de compression.

II.2.3. Modèles micromécaniques pour les maçonneries non renforcées :

Le caractère divisé de la maçonnerie dans les approches microscopiques a conduit au développement de deux types d'approches de modélisation : l'une développée autour de la méthode des éléments discrets, l'autre autour de la méthode des éléments finis.

II.2.3.1. Modélisation par la méthode des éléments discrets (MED) :

La méthode des éléments distincts ou discrets a été initialement développée pour l'étude des joints et massifs rocheux fracturés en 1971 par Cundall.

Contrairement aux méthodes classiques comme la méthode des éléments finis ou celle des éléments frontières, la méthode MED est particulièrement adaptée pour l'étude des discontinuités et des grandes déformations et vise à reproduire le comportement collectif d'un milieu constitué d'éléments distincts, en interaction les uns avec les autres.

La discrétisation de la maçonnerie en éléments distincts est assez naturelle : seules les briques sont représentées. Les joints ne sont pas directement modélisés mais indirectement par une loi de contact entre briques qui a pour objectif de simuler le comportement du joint de mortier.

Dans la littérature, les méthodes aux éléments discrets se décomposent en deux catégories : les « smooth dem » et les « non-smooth dem ». Dans les méthodes « smooth dem », les lois d'interaction entre particules sont des fonctions continues et dérivables et un intégrateur explicite intervient dans la gestion de l'évolution dynamique du milieu. Dans les méthodes « non smooth dem », les lois d'interaction entre particules sont des lois de chocs (lois non continues et frottantes) et la résolution de l'équation dynamique repose sur un schéma implicite. Ces deux types de méthode ont montré leur efficacité pour modéliser le comportement quasi-statique des maçonneries.

a- Méthode « smooth DEM » :

A l'aide du logiciel UDEC simule avec réussite le comportement d'un mur chaîné soumis à une sollicitation de type compression/cisaillement dans le plan. La Figure II-10 souligne que les résultats obtenus par la MED sont qualitativement et quantitativement comparables aux résultats expérimentaux : en effet, le mode de rupture et la courbe d'évolution de la charge de cisaillement en fonction du déplacement horizontal du mur sont conformes aux essais.

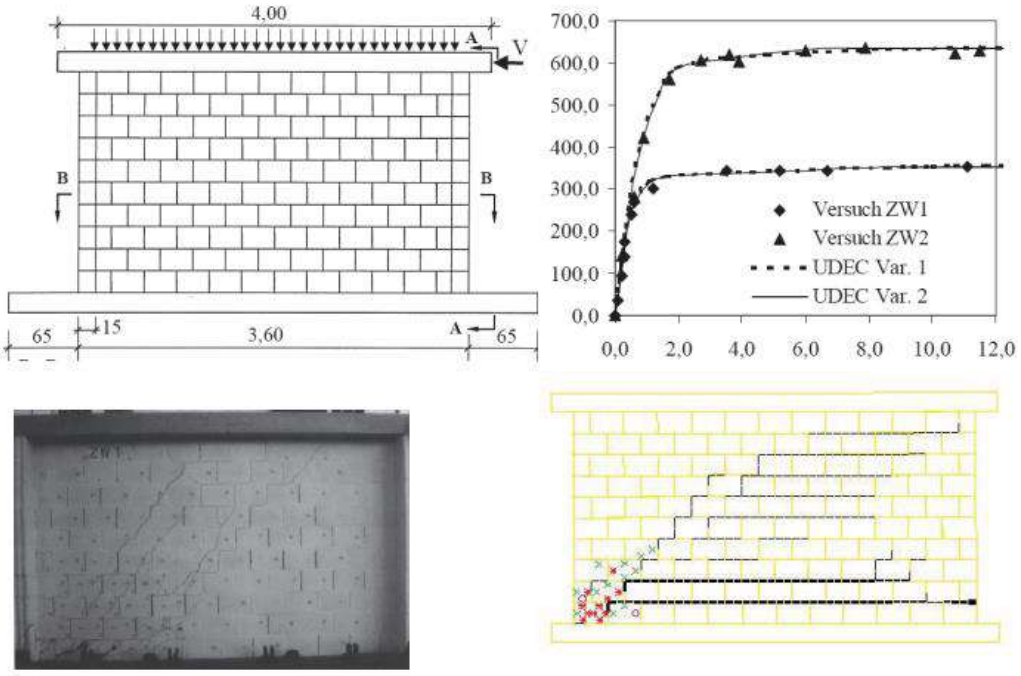


Figure II- 10: Une validation de MED.

b- Méthode « Non-smooth DEM »

Le logiciel LMGC permet, grâce à la loi de contact RCCM (Raous-Cangémi-Cocou-Monerie), de considérer à la fois le contact unilatéral (non interpénétration entre deux corps en contact), le frottement sec de Coulomb et l'adhérence dans le comportement de la loi d'interface entre deux éléments en contact. Cette condition d'adhérence permet de décrire la rupture de la liaison entre briques au moyen d'une loi adoucissante et d'un paramètre d' « endommagement » E compris entre 0 et 1 (0 pour une surface rompue et 1 pour une surface intacte). Chaque zone de contact brique/mortier est donc considérée comme une zone cohésive, potentiellement endommageable, et cette approche s'avère pertinente pour la modélisation des maçonneries puisque Perales parvient à reproduire fidèlement les essais de cisaillement obtenus par Lourenço **[21]** réalisés sur un mur maçonné à joints secs. Fouchal **[3]** utilise également ce modèle pour la simulation d'essais de cisaillement effectués sur des assemblages maçonnés par A. Gabor **[31].** Deux types d'essais sont ainsi modélisés : des essais de cisaillement sur des triplets ainsi que des essais de compression diagonale. Les figures (Figure II-11 et Figure II-12) permettent de vérifier que la comparaison simulations/expériences est satisfaisante tant qualitativement que quantitativement.

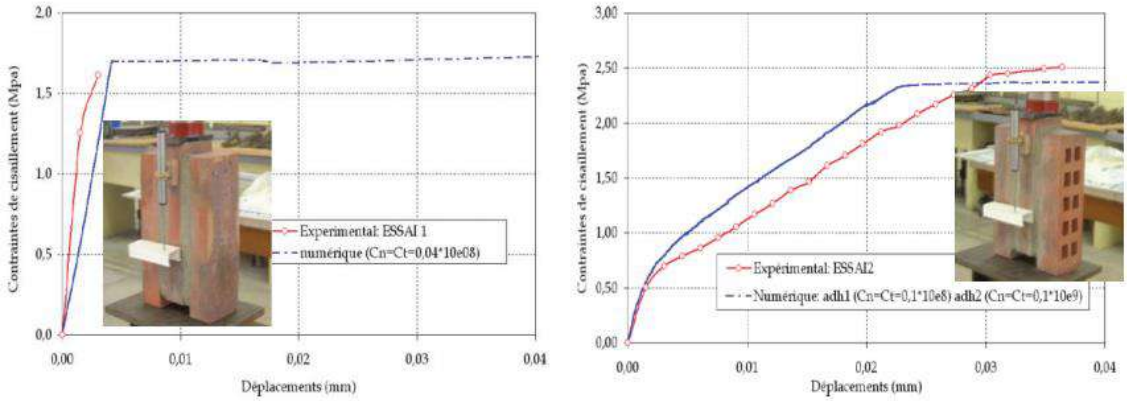


Figure II- 11: Exemple de confrontation numérique/expérimental sur des essais triplets de briques pleines et de briques creuses. [3]

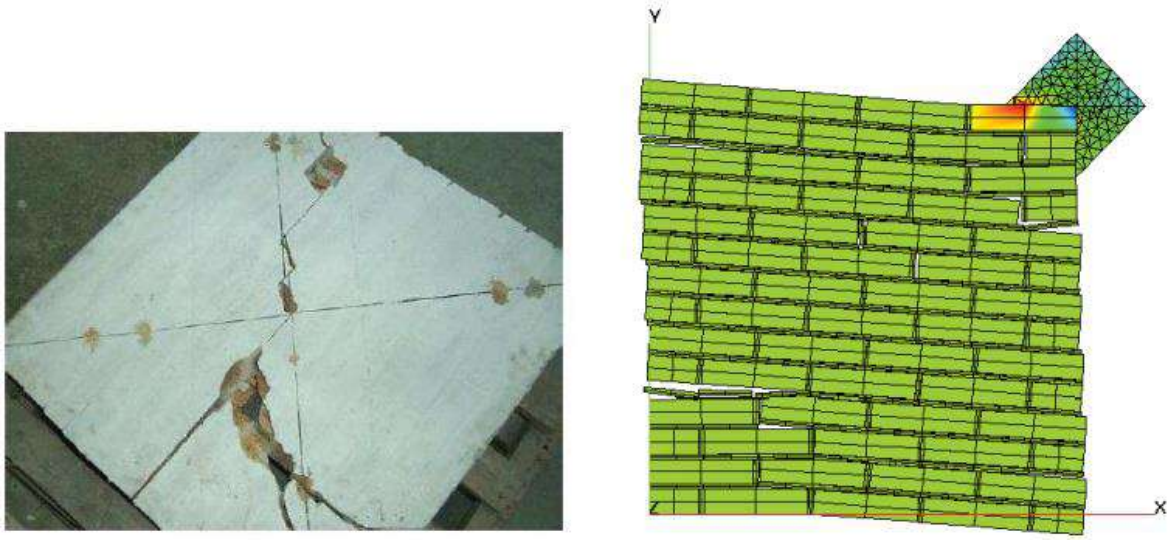


Figure II- 12: Exemple de confrontation des modes de rupture numérique/expérimental sur l'essai de compression diagonale. [3]

Sauve utilise le logiciel LMGC et la loi de contact RCCM pour étudier le comportement dynamique de maçonneries sollicitées sous table vibrante et obtient des résultats cohérents en termes de localisation des fissurations et des cinématiques de ruine.

- **Commentaires :**

La modélisation par la méthode des éléments discrets (MED) se révèle certes des plus adaptée pour gérer les discontinuités de la maçonnerie puisqu'elle autorise les rotations et les grands déplacements des briques. Mais cette méthode de modélisation permet d'obtenir une bonne prédiction du comportement global et des modes de rupture d'une structure maçonnée sous réserve

de disposer de paramètres pertinents pour les lois d'interaction entre les briques (cohésion, angle de frottement, rigidités normale et tangentielle). Sauve souligne la forte sensibilité des résultats aux paramètres des lois d'interface dans le cas d'une méthode (non smooth dem). Sarhosis propose une méthode d'identification des paramètres des lois d'interaction pour le logiciel UDEC qui consiste à optimiser les paramètres sur la base de résultats expérimentaux d'un mur maçonné : un premier mur maçonné est testé, permettant de définir un jeu de paramètres pertinent pour la modélisation numérique discrète. Un second mur est alors soumis à l'expérience et la modélisation se fait désormais « à l'aveugle », avec le jeu de paramètres issu du premier mur. Si la définition des paramètres et des lois de comportement de l'interface est relativement maîtrisée pour les murs non renforcés, l'ajout d'un renfort dans la modélisation promet d'être source de nouvelles difficultés puisqu'il conviendra de définir les paramètres de la loi d'interface entre le mur maçonné et le renfort. Pour éviter la discrétisation en éléments distincts du renfort, souvent inappropriée, certains auteurs utilisent un couplage MED/MEF **[35]**.

II.2.3.2. Modélisation micro - mécanique par la méthode des éléments finis :

Dans ces méthodes, la maçonnerie est considérée comme un milieu continu et les briques sont généralement considérées comme restant dans le domaine élastique linéaire, alors que le comportement non-linéaire de la maçonnerie se produit aux joints (dans le mortier ou à l'interface). Les publications relatives à la modélisation microscopique par éléments finis des structures maçonnées s'accordent sur le fait que l'efficacité du modèle est liée à sa capacité à reproduire les différents modes de rupture de la maçonnerie. Lourenço recense deux phénomènes différents à l'origine de la rupture de l'interface brique/mortier : l'un est associé à une rupture par traction (mode I), l'autre à une rupture en cisaillement (mode II). A ces deux modes de rupture potentiels peut être ajouté un dernier mode relatif à une rupture en compression de la maçonnerie. Les différents modèles présents dans la littérature diffèrent par les modes de rupture pris en compte et par les stratégies de modélisation adoptées pour chaque mode de rupture considéré. [21]

a- Modèle microscopique simplifié :

- **Microscopique simplifié de Lourenço : le modèle d'« interface composite » :**

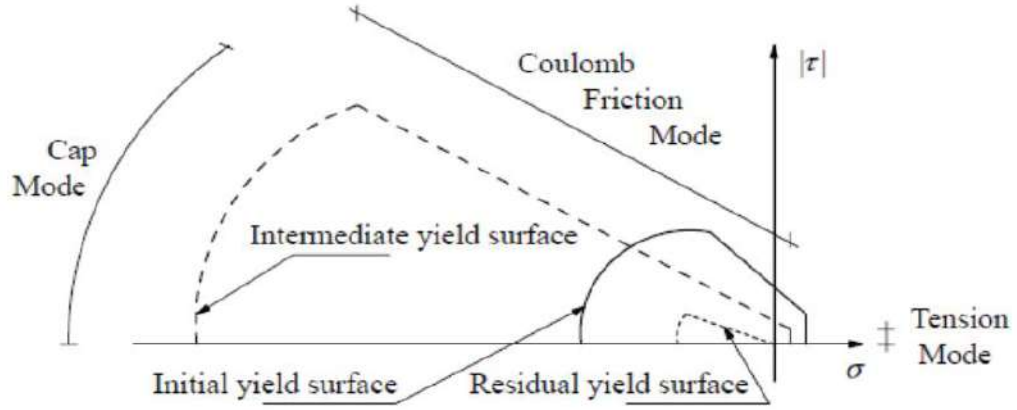


Figure II- 13: Surface limite pour le comportement des interfaces. [21]

L'un des modèles microscopiques simplifiés les plus sophistiqués a été présenté par Lourenço **[21]**. Il s'agit d'un modèle de plasticité « multi- surfaces » qui prend en compte les modes de rupture des joints de mortier en traction, en cisaillement et en compression. Ces trois phénomènes sont régis par des critères différents (Figure II-13): un critère de contrainte normale maximale (Rankine) en traction (cut-off), un critère linéaire de Mohr-Coulomb en cisaillement et un critère de compression de type « cap model » pour fermer l'ensemble. Les surfaces limites évoluent avec des lois adoucissantes. De plus, des fissures potentielles dans les briques sont envisagées par le critère de Rankine. En effet, dans cette approche, les éléments d'interface ne sont pas seulement entre les briques, où ils représentent des joints de mortier, mais ils figurent également au sein même des briques, en leur milieu (Figure II-14). Selon Lourenco et Rots **[21],** la fissuration dans les briques doit être prise en compte sinon les simulations conduisent à des surestimations des résistances des murs qui présentent également une raideur supérieure à celle observée expérimentalement. L'interface brique/brique se caractérise par une résistance à la traction et un comportement adoucissant en phase post-pic.

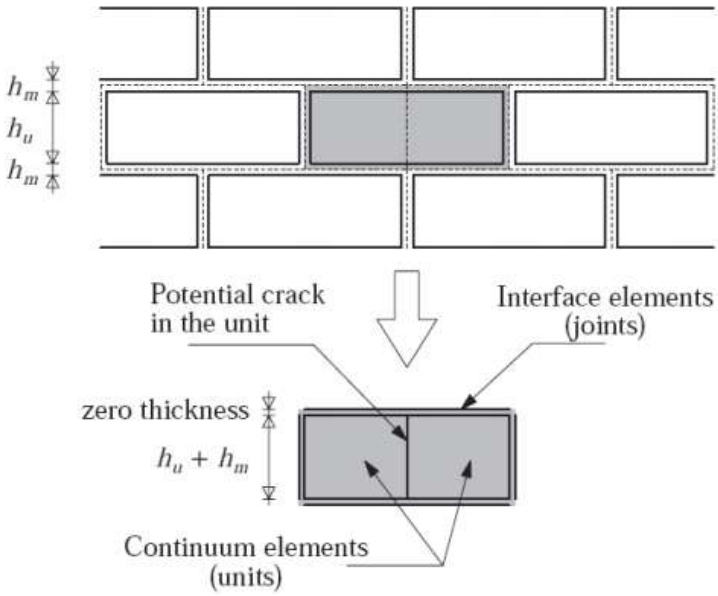


Figure II- 14: Stratégie de la modélisation dans le modèle d'interface composite. [21]

Les efforts dans l'interface d'épaisseur nulle sont décrits par la contrainte normale σ et la contrainte de cisaillement τ associées aux déformations normales ε_n et tangentielle ε_t. Le comportement élastique de l'interface est donné par l'opérateur K qui est la matrice de rigidité diagonale, K relie les efforts aux déformations de la manière suivante :

$$\begin{bmatrix} \sigma \\ \tau \end{bmatrix} = K \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_t \end{bmatrix} \qquad \text{(II.5)}$$

Les rigidités k_n et k_t sont déduites à partir des modules élastiques, des modules de cisaillement des briques et du mortier (E_b, E_m et respectivement G_b et G_m), et de l'épaisseur du mortier h_m:

$$k_n = \frac{E_b E_m}{h_m(E_b - E_m)} \; k_t = \frac{G_b G_m}{h_m(G_b - G_m)} \qquad \text{(II.6)}$$

- **Le critère de frottement de Coulomb :**

Pour la modélisation du comportement de cisaillement du joint, assimilé à un frottement de type Coulomb pour le domaine élastique. Le comportement post-pic de contrainte–déplacement tangentiel suivi par un adoucissement exponentiel est adopté pour la cohésion et pour l'angle de frottement interne (Figure II-15).

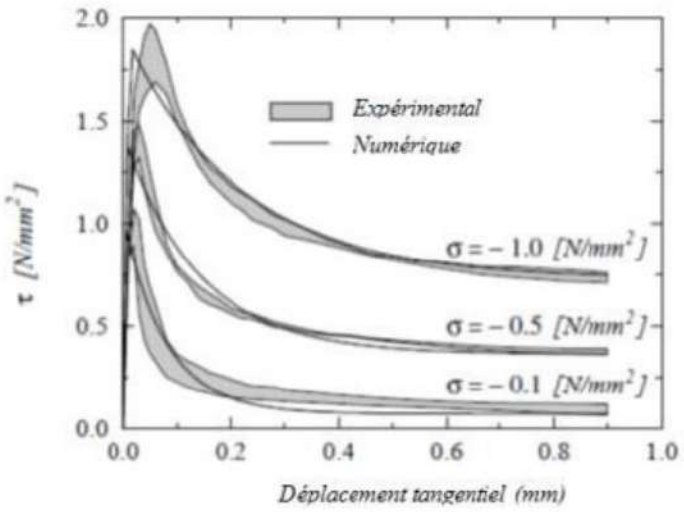


Figure II- 15: Le comportement en cisaillement numérique vs expérimentale par Van der Pluijm 1993 pour différents niveaux de confinement. [21]

- **Le critère « cap » en compression :**

Avec le modèle « cap », le comportement en compression est caractérisé par une loi d'écrouissage est décrite à partir de courbes expérimentales.

La fonction seuil associée à ce modèle dans le cas bidimensionnel s'écrit :

$$f_3(\sigma, k_3) = c_{nn}\sigma^2 + c_{ss}\tau^2 + c_n\sigma - (\overline{\sigma_3}(k_3))^2 \qquad \text{(II.7)}$$

Où c_{nn} , c_{ss} , c_n sont des paramètres des matériaux définissant la résistance en compression et où $\overline{\sigma_3}$ est la contrainte seuil. Les paramètres c_{nn} et c_n contrôlent la position du centre de la surface seuil et son intersection avec l'axe des contraintes normales du côté des tractions. Le paramètre c_{ss} contrôle la contribution de la contrainte de cisaillement à la rupture.

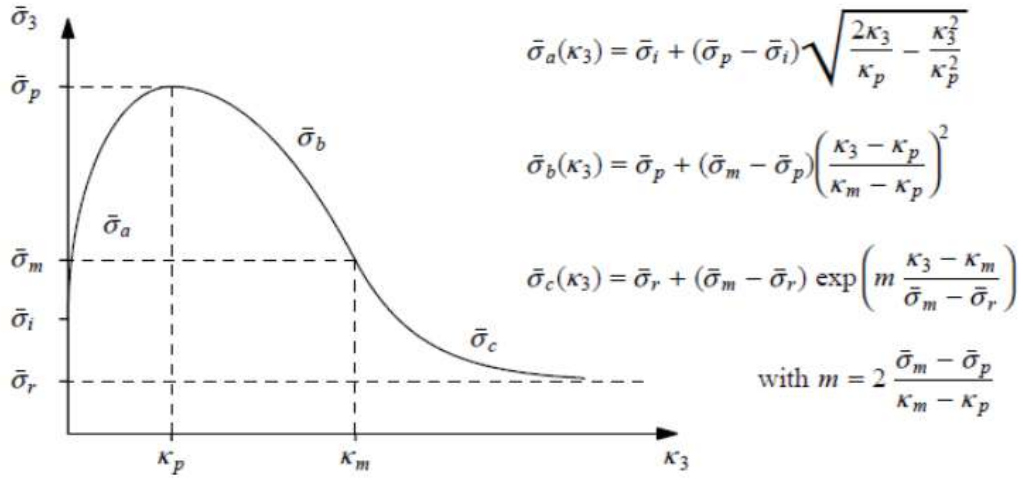


Figure II- 16: Loi d'adoucissement pour le critère "cap". [21]

On peut distinguer plusieurs zones, gérées par les valeurs : initiale (i), moyenne (m), au pic (p) et résiduel de la contrainte seuil, Figure II-16. La valeur de pic σ_p correspond à la valeur de résistance en compression de la maçonnerie f_m . La loi durcissement/adoucissement proposée conduit à une relation continue $\sigma - \varepsilon$ présentée sur la Figure II-17.

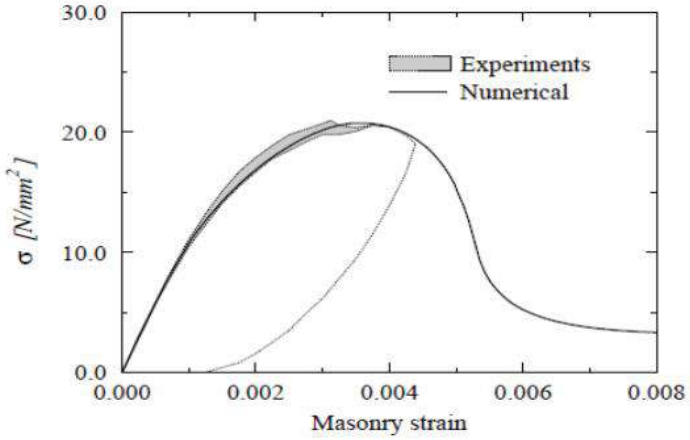


Figure II- 17: Modèle adopté par Lourenço pour reproduire le comportement en compression expérimental de Van der Pluijm et Ver-meltfoort (1991), avec f_(m)=20.8MPa et les paramètres inélastiques donnés par Atkinson et Yan (1990). [21]

- **Validation de ce modèle :**

Ce modèle a été validé dans l'étude de Lourenço par une comparaison avec des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature (Raijmakers and Vermeltfoort) (Figure II-18). L'analyse de ces résultats permet de remarquer un mode de rupture suivant la diagonale

comprimée. Généralement, la rupture globale est produite essentiellement grâce aux efforts de cisaillement et de traction. La rupture en compression s'est produite localement et elle seule ne conduit pas à la ruine de la structure. La prédiction des zones de rupture et de déformation maximale est très bonne par ces modélisations.

L'évaluation des courbes force -déplacement montre que la modélisation caractérise avec une bonne précision le comportement dans le domaine élastique, ainsi que les résistances maximales. En ce qui concerne les déformations ultimes, le modèle prévoit avec une meilleure précision les déformations ultimes lorsque les charges verticales sont moins élevées.

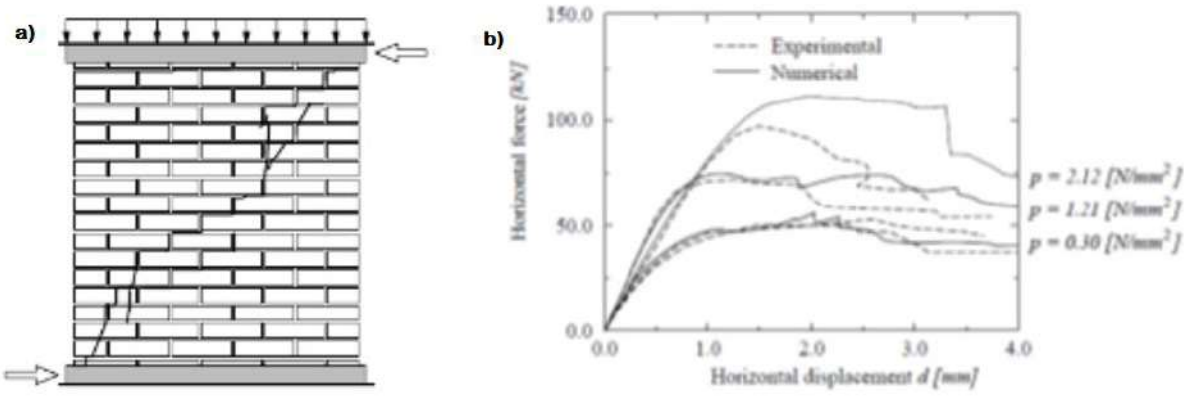


Figure II- 18: Validation de ce modèle : a-configuration de chargement et b- réponse sur les courbes de comportements numériques vs expérimentales, [21]

- **Modèle micromécanique simplifié de Giambanco :**

Proposé par Giambanco et Di Gati **[36]** et développé par Giambanco et al. **[22]**, ce modèle partage la plupart des caractéristiques du modèle de Lourenço, à ceci près qu'il ne considère par le mode de rupture par compression ni la fissuration des briques. Son apport réside dans l'introduction d'un modèle d' « interface cohérente/frottant » qui permet de rendre compte des influences de la rugosité de la surface de rupture sur le comportement post-pic. Cette rugosité est introduite dans le modèle par un angle D qui vient s'ajouter à l'angle de frottement dans la fonction seuil en cisaillement.

$$f(\tau, \alpha) = |\tau| - \sigma \tan(\emptyset + \alpha) \leq 0 \qquad \text{(II.8)}$$

Cet angle dépend de la configuration de la surface de contact et de la perte de cohésion consécutive au glissement.

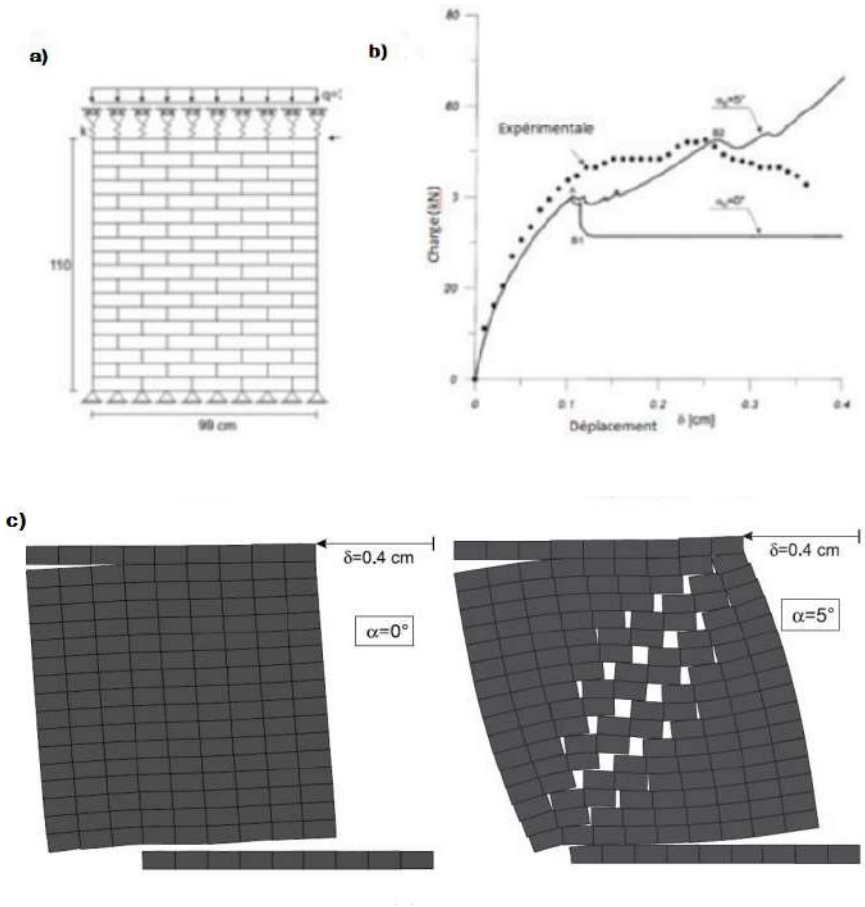


Figure II- 19: Exemple numérique à l'échelle structure : a) spécimen et chargements ; b) courbe de contrainte- déplacement latéral ; c) modes de rupture dans deux cas avec et sans rugosité. [22]

Il apparaît que la prise en compte de la rugosité influence fortement le mode de rupture et le comportement post-pic du mur considéré. En l'absence de rugosité, le modèle reproduit une rupture localisée en bas et en haut du mur avec une chute de la force après le pic, ce qui n'est pas en conformité avec les résultats expérimentaux. En revanche, l'ajout d'une aspérité permet de passer à une rupture selon la diagonale du mur avec un écrouissage positif dans la loi de comportement global, cette fois-ci, en accord avec les expériences. **[22]**

b- Modèle microscopique détaillé : modèle de plasticité du mortier :

Ces modèles utilisent l'approche hétérogène détaillée dans la Figure II-1. Les briques sont linéaires élastiques tandis que le mortier est caractérisé par un modèle élasto-plastique approprié. Le comportement non-linéaire de l'interface brique/mortier est transféré au comportement du mortier en introduisant une loi de comportement élasto-plastique parfait de type Drucker-Prager (voir ce modèle dans la partie 4.2.2.2a), supposant une liaison parfaite entre brique et mortier.

- **Validation du modèle :**

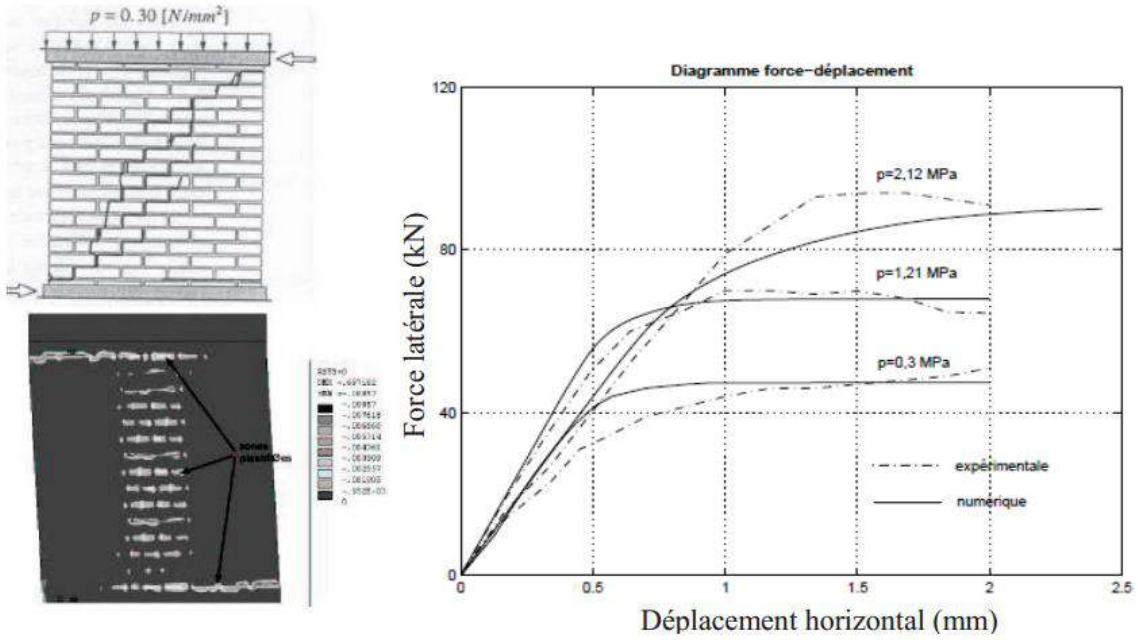


Figure II- 20: Résultats de la modélisation effectuée par Gabor des essais de compression-cisaillement de Lourenço. [21]

La validation de ce modèle Drucker-Prager en utilisant l'approche micromécanique détaillée a été effectuée par A. Gabor sur des essais des murs sous compression-cisaillement dans la littérature (Lourenço) (voir Figure II-20). L'efficacité de ce modèle a été mise en évidence en présentant une bonne évaluation du comportement tant au niveau des modes de rupture qu'au niveau de la réponse globale. Toutefois, ce modèle de plasticité parfaite ne permet pas de restituer la branche de dégradation.

II.2.4. Conclusions sur la modélisation de maçonnerie non-renforcée :

Deux stratégies de modélisation coexistent : dans les approches microscopiques, des lois de comportement différenciées sont attribuées aux briques et au mortier tandis que dans les approches macroscopiques, une seule loi est introduite pour représenter le comportement de la maçonnerie homogénéisée. Les premières approches sont coûteuses en temps de calcul mais permettent une localisation précise des zones de faiblesse tandis que les secondes allègent les moyens informatiques nécessaires (autorisent donc des modélisations à grande échelle) mais ne conduisent qu'à la description des comportements globaux des structures. Quelle que soit la stratégie de représentation adoptée, la littérature a clairement mis en lumière l'importance d'inclure dans la

modélisation tous les mécanismes de rupture de la maçonnerie pour appréhender son comportement, tant en termes de charge ultime que de ductilité. Les auteurs s'accordent sur la nécessité d'introduire les comportements post-pic adoucissants du mortier dans les modèles : l'adoucissement en traction doit reproduire la fissuration progressive des éléments, celui en cisaillement rend compte de la dégradation de la cohésion et celui en compression traduit l'écrasement de la maçonnerie. Dans les modèles microscopiques, l'endommagement est généralement concentré dans l'interface de mortier, seule une rupture par traction des briques est parfois envisagée, la plupart des études ne s'appuyant que sur un comportement élastique linéaire des briques.

Les lois de comportement adoucissantes, qui se révèlent donc primordiales dans les modélisations, reposent cependant sur la définition de nombreux paramètres dont les valeurs sont difficilement appréciables a priori. Cette modélisation n'est donc envisageable que si elle est couplée à une campagne expérimentale d'envergure pour une caractérisation la plus fine possible des matériaux et de leurs interactions. De plus, cette campagne expérimentale doit se focaliser sur des essais contrôlés en déplacement pour renseigner sur les comportements post-pic.

En gardant à l'esprit ces grandes lignes sur la modélisation des maçonneries non renforcées, il importe désormais d'identifier les méthodes existantes pour la prise en compte des renforts composites dans les simulations numériques.

II.3. Etat de l'art des modélisations de maçonnerie renforcée :

Pour la modélisation des maçonneries renforcées s'ajoutent aux problématiques précédentes celles spécifiques à la représentation des renforts en matériaux composites. Il convient donc de dresser un panorama des différentes approches adoptées dans la littérature, les verrous scientifiques se concentrant principalement sur les lois de comportement constitutives des matériaux de renforcement mais également sur les lois d'interaction entre le matériau de renforcement et la maçonnerie à renforcer.

II.3.1. Maçonneries renforcées par FRP :

II.3.1.1. Modélisation homogénéisée des renforts FRP (y compris avec la maçonnerie) :

Cette approche a été proposée et validée par Luccioni et Rougier **[37] et [38]**, dans la lignée de travaux d'Ohler et al. Le principe de cette méthode est que les bandes de renfort FRP ne sont pas explicitement modélisées mais une seule loi de comportement est adoptée pour la bande FRP et le matériau qu'elle renforce, tantôt le mortier et la brique seuls, tantôt la maçonnerie (dans le cas où la maçonnerie est modélisé par l'approche phénoménologique). Cette considération donne lieu à un matériau composite constitué de briques, de mortier ou de maçonnerie et de deux feuilles de composite, le renforcement étant symétrique (Figure II-21).

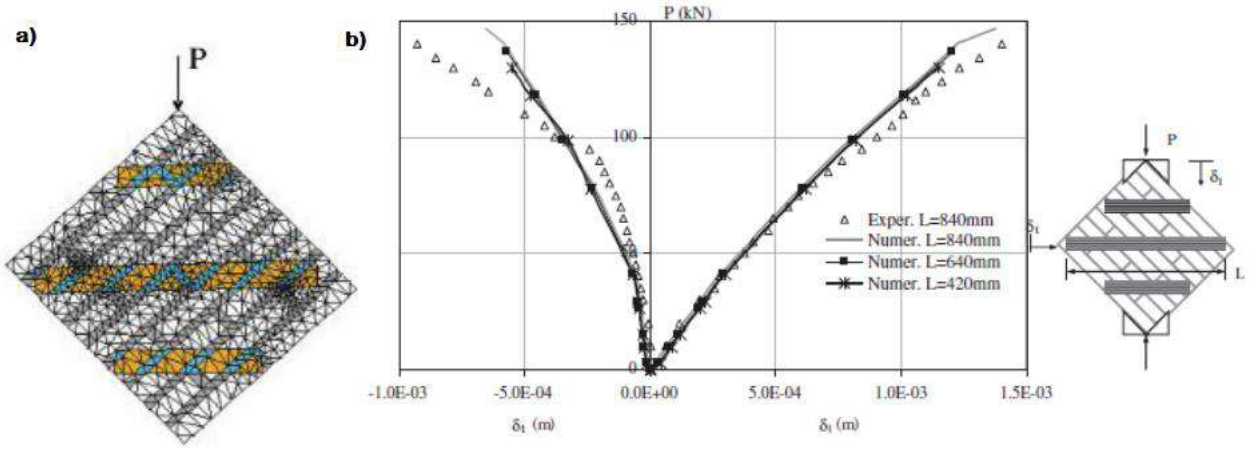


Figure II- 21: (a)- Méthode de maillage par éléments finis et (b) : confrontation numérique/expérimental des murs renforcés par FRP sollicités en compression diagonale. [38]

II.3.1.2. Modélisation explicite des renforts FRP :

Contrairement à la méthode précédente, les bandes de renfort FRP sont ici modélisées de manière indépendante du matériau qu'elles renforcent. Dans ce cas, quelle que soit l'approche de modélisation pour la maçonnerie (approche hétérogène, phénoménologique ou homogénéisée), il ressort de la littérature que généralement, dans le cadre de modélisations de maçonneries renforcées par FRP soumises à des sollicitations dans leur plan, l'adoption d'une loi élastique linéaire pour les renforts FRP et la supposition d'une liaison parfaite entre le FRP et la maçonnerie conduit à des résultats satisfaisants. Grande et al. **[39]** ; Kabir et Kalali **[40]** ont appliqué cette méthode dans leurs études où la maçonnerie est modélisée en utilisant une approche phénoménologique. Un exemple de Kabir et Kalali **[40]** porte sur la modélisation des murs renforcés par FRP (le cas de chargement

combiné compression-cisaillement) où serait utilisé le modèle d'endommagement « concrete » avec la surface de rupture proposée par William et Warnke qui permet de simuler la fissuration en traction et l'écrasement en compression (voir ce modèle dans la partie précédente). Concernant le renfort FRP, il est modélisé comme un matériau linéaire élastique orthotrope qui est parfaitement relié aux éléments de maçonnerie. Cette modélisation a été effectuée en 3D via le logiciel ANSYS. Les résultats de simulation numérique ont été comparés aux résultats expérimentaux et la validité du modèle a été établie (Figure II-22).

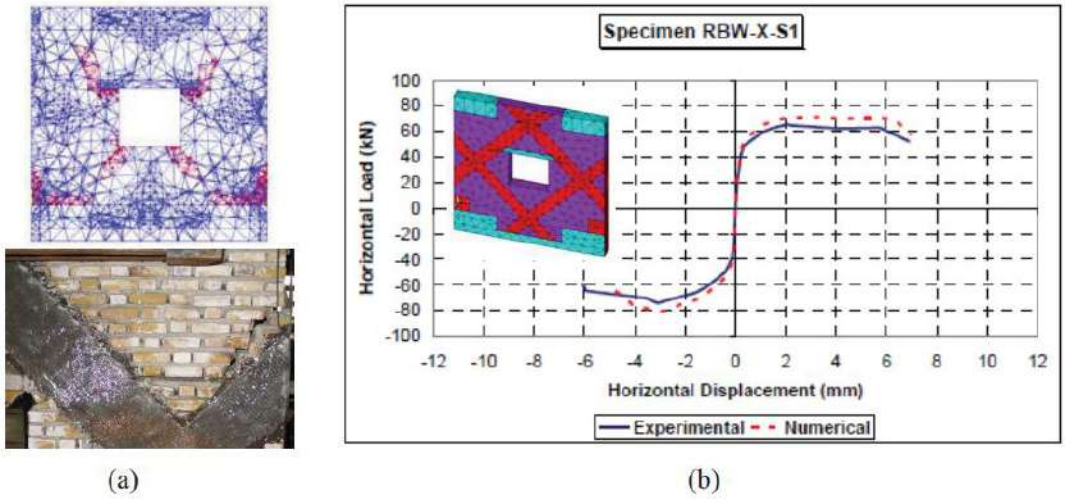


Figure II- 22: Un exemple de modélisation explicite des renforts FRP en utilisant l'approche phénoménologique pour la maçonnerie :a) mode de rupture ; (b) comportement global. [40]

L'application de cette méthode en utilisant l'approche hétérogène pour la maçonnerie a été abordée dans l'étude de Gabor. La brique est élastique linéaire tandis que le mortier, qui est lié parfaitement aux briques, est élasto-plastique avec le modèle de Drucker – Prager. Le FRP est modélisé comme un matériau élastique linéaire isotrope. Cette modélisation a été effectuée en 2D. **[31].** Une bonne adéquation des modes de rupture ainsi que du comportement global entre les résultats expérimentaux et numériques est obtenue (voir Figure II-23).

Si l'efficacité de cette méthode a été mise en évidence dans deux approches phénoménologique et hétérogène pour la maçonnerie, il est important de noter que l'application de l'approche d'homogénéisation de maçonnerie dans cette méthode a été tentée par Cecchi et al (le cas où les murs renforcés par FRP sont sollicités dans le plan et hors plan). Les auteurs ont proposé deux processus alternatifs d'homogénéisation. Le premier est la méthode analytique multi- étape qui

constituée deux étapes (1er étape : homogénéisation de maçonnerie et 2ème étape : homogénéisation de maçonnerie renforcée par FRP) et le deuxième est la méthode numérique d'une étape. Toutefois, aucune validation n'a été établie à notre connaissance à ce jour.

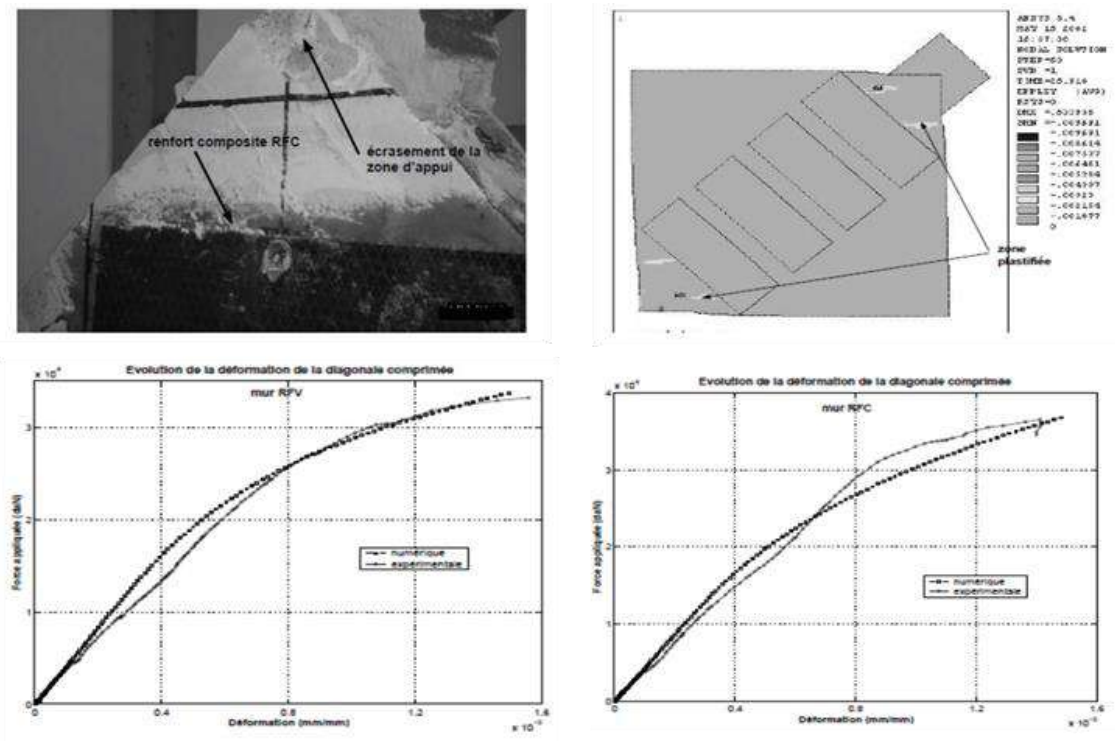


Figure II- 23: Confrontation entre résultats expérimentaux et numériques des murs maçonnés renforcés par FRP. [31]

II.3.2. Maçonneries renforcées par TRC :

Rares sont les études qui portent sur la modélisation de maçonneries renforcées par TRC dans la littérature. Comme pour la modélisation des maçonneries renforcées par FRP, le substrat de maçonnerie peut être simulé en utilisant soit l'approche homogène, soit l'approche micromécanique, toutefois, plusieurs stratégies de modélisation de renforcement TRC sont proposées dans la littérature dans le cadre du renforcement des structures.

II.3.2.1. Modélisation du TRC comme un matériau homogène :

Lignola et al ont effectué une modélisation d'un panneau de maçonnerie renforcé sur toute sa surface (symétrique et asymétrique) par TRC sous compression diagonale en utilisant l'approche hétérogène pour la maçonnerie. Le renfort TRC est modélisé comme un matériau équivalent élastique parfaitement lié au substrat de maçonnerie. Cette modélisation a été effectuée en 2D. Les

résultats numériques sont en bonne adéquation avec les résultats expérimentaux notamment pour le cas de renforcement symétrique (Figure II-24). Toutefois, ce modèle ne permet pas de prendre en compte le caractère de forte hétérogénéité de ce matériau composite (voir la partie « Mécanique des TRC » plus haut). De plus, en ce qui concerne la mode de rupture, cette approche homogène ne permet d'observer que la plasticité, qui présente la zone potentielle de fissuration, non pas le mécanisme de fissuration dans la matrice de mortier ce qui est un mécanisme important qui influence le comportement de ce matériau.

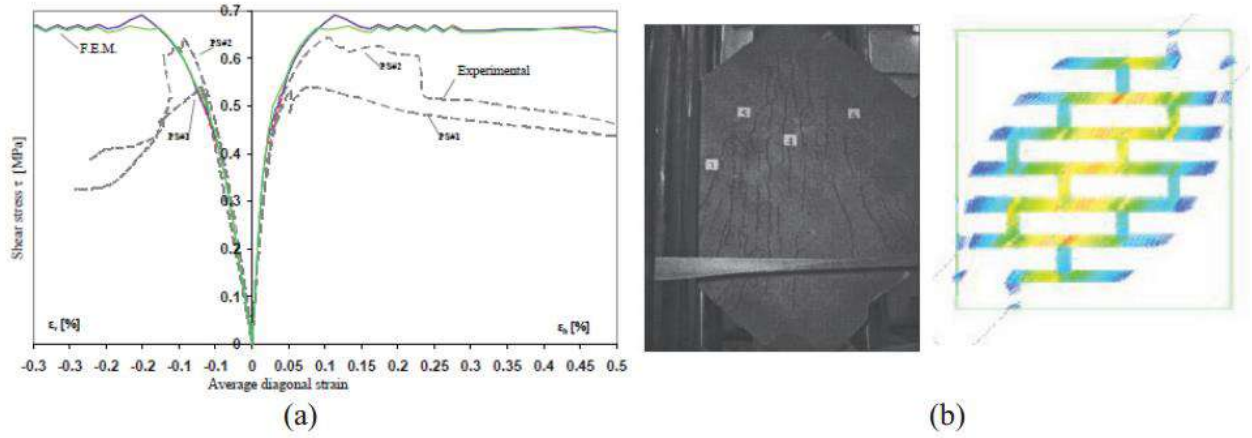


Figure II- 24: Comparaisons des résultats de simulations et des essais où le TRC est modélisé comme un matériau homogène : a) comportement global ; b) mode de rupture. [41]

II.3.2.2. Modélisation du TRC comme un matériau hétérogène :

Lignola et al ont effectué une deuxième modélisation des panneaux de maçonnerie renforcés symétriquement par TRC en utilisant la même stratégie hétérogène pour modéliser la maçonnerie. Cependant, le renfort TRC est également modélisé en appliquant la technique hétérogène où la matrice de mortier et le renfort textile sont modélisés séparément. La matrice de mortier du TRC est modélisée en utilisant le modèle appliqué pour le mortier du panneau de maçonnerie tandis que le textile est modélisé comme élastique linéaire jusqu'à la rupture (fragile) en traction et sans résistance en compression (l'épaisseur de chaque couche est basée sur une distribution de fibres diffuse). De plus, il est supposé que tous les éléments sont parfaitement liés. Cette modélisation a été aussi effectuée en 2D. Les résultats de la simulation montrent une bonne confrontation avec les réponses expérimentales à la fois en termes de comportement global que de modes de rupture. Néanmoins, les auteurs ont recommandé d'œuvrer à l'amélioration du modèle afin de pouvoir

simuler les différentes solutions de renforcement notamment dans le cas renforcement asymétrique. **[41]**

Carozzi et al ont proposé deux modèles pour modéliser des petits piliers de maçonnerie renforcés par FRCM (Fabric Reinforced Cementitious Matrix system). Dans le premier modèle 1D, seule la grille de renfort est considérée et modélisée au moyen d'éléments finis 1D en interaction avec les éléments parallélépipèdiques de mortier autour par l'intermédiaire d'interfaces qui présentent un comportement de contrainte-glissement non-linéaire déduit à partir de données expérimentales. Cependant, dans le deuxième modèle 3D, les briques, le mortier et la matrice de mortier du FRCM sont modélisés par des éléments 3D rigides qui sont interconnectés par des éléments d'interface inélastique présentant de l'adoucissement. La grille de renfort est modélisée en utilisant des éléments de treillis non-linéaires, en interaction avec les éléments de la matrice de mortier autour au moyen de contraintes tangentielles interfaciales non linéaires. Des bonnes confrontations des résultats de simulation et expérimentaux ont été établies. **[42]**

En ce qui concerne la stratégie de modélisation du renfort TRC dans le cadre de renforcement des structures, une autre proposition est trouvée dans l'étude de Si Larbi et al **[43]** qui porte sur la modélisation de poutres béton armé renforcées par TRC. Les auteurs ont proposé de modéliser ces éléments de renfort TRC comme l'élément de béton armé avec l'approche hétérogène où la matrice de mortier est modélisé par modèle « concrete » tandis que le textile est implanté comme un élément de renfort dans les éléments de mortier en prenant en compte le taux de travail actuel des filaments en introduisant un coefficient dit « facteur d'efficacité ». La liaison entre ces éléments et la structure de substrat est proposée parfaite.

II.3.3. Commentaires sur la modélisation de maçonneries renforcées par composites :

Etudier une maçonnerie renforcée laisse la liberté quant à la stratégie de modélisation à adopter pour le substrat de maçonnerie. En effet, toutes les approches – homogène, simplifiée et détaillée ont été utilisées avec succès. Chaque approche conserve évidemment ses avantages et ses inconvénients en termes de temps de calcul, d'identification des modes de rupture, etc. Dans le cas de modélisations de maçonneries sollicitées dans leur plan et sous chargement monotone, l'hypothèse d'une liaison parfaite entre le renfort et le substrat de maçonnerie est recevable. Il est

fortement probable que cette hypothèse trouve ses limites dans une optique de modélisation sous chargement cyclique (et a fortiori dynamique).

Une loi de comportement élastique linéaire peut être adoptée pour la modélisation des renforts FRP. En effet, la rupture des maçonneries ayant généralement lieu avant l'endommagement des composites à matrice polymère, seule la phase élastique des renforts nécessite d'être fidèlement reproduite numériquement. Cette conclusion ne s'étend pas au cas des renforts TRC, à matrice cimentaire (donc fissurante). Même si certains auteurs ont recours à une loi élastique pour modéliser le matériau TRC, la plupart choisissent une approche hétérogène et modélisent chacun des composants du TRC, la matrice cimentaire et le textile de renfort, de manière dissociée. Cette approche hétérogène permet de mieux rendre compte des spécificités de comportement des TRC, notamment le fait que la rigidité et la résistance d'un TRC sont tributaires de l'imprégnation du textile par la matrice.

II.4. Conclusion et orientation de modélisation numérique dans notre étude :

Forts des conclusions établies à la suite de l'étude bibliographique, nos orientations sont les suivantes :

- Une modélisation micromécanique est adoptée, d'une part car les dimensions des murs et autres assemblages ont été limités dans la présente étude pour les rendre compatibles avec une étude en laboratoire. En conséquence, le recours à une modélisation homogénéisée macroscopique ne s'impose pas. D'autre part, l'objectif est de mieux appréhender les mécanismes d'endommagement et de rupture de la maçonnerie selon les configurations de renforcement adoptées, objectif pour lequel les approches microscopiques où les briques et le mortier sont modélisés indépendamment ont fait leurs preuves. Comme dans les travaux de Tao et de Gabor, nous proposerons qu'aucun élément d'interface entre matériaux constitutifs ne soit introduit (liaisons supposées parfaites) afin de minimiser la complexité de la modélisation, notamment dans le cas des maçonneries renforcées. Le comportement de l'interface brique/mortier est alors intégré au comportement du joint de mortier.
- Bien que la plupart des études considèrent un comportement élastique des briques, un comportement élastoplastique bilinéaire (avec seuil lorsque la résistance en compression est atteinte) est préféré dans ce travail. En effet, il ressort du chapitre 3 que l'intérêt des renforts (en sollicitation statique) est « borné » par l'écrasement localisé des briques. Il est dès lors prévisible qu'un modèle ne prenant pas en compte les limites mécaniques des briques ne soit pas en mesure de prévoir les charges ultimes des maçonneries renforcées. Dans un premier temps, la loi bilinéaire offre l'avantage de sa simplicité.
- Les renforts FRP seront considérés comme des matériaux linéaires élastiques, parfaitement liés au substrat de maçonnerie. Cela revient à ne pas autoriser l'effet de décollement du composite mais cette hypothèse semble admissible dans le cas présent car expérimentalement, le décollement ne s'est produit qu'épisodiquement.
- Pour les renforts en TRC, les deux approches présentes dans la littérature – modélisations homogène et hétérogène – sont envisagées afin de déterminer les limites et les forces de chacune d'elles dans le cadre spécifique de la présente étude.

Chapitre III :

Simulation numérique

III.1. Introduction :

Abaques est un ensemble de programmes de simulation d'ingénierie puissant, basé sur la méthode des éléments finis, qui peut résoudre des problèmes allant relativement de simple analyse linéaire aux simulations non linéaires les plus difficiles. Abaques contient une vaste bibliothèque d'éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie. Il a aussi une liste étendue de modèles de matériaux qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux d'ingénierie typiques y compris les métaux, le caoutchouc, polymères, composites en béton armé, déformable et mousses souples, les maçonnerie en brique et les matériaux géotechniques tels que les sols et les roches. Conçu comme un outil de simulation à des fins générales, ABAQUS permet de simuler des problèmes dans divers domaines.

Abaques propose une large gamme de fonctionnalités pour la simulation d'applications linéaires et non linéaires. Des problèmes avec des composants multiples sont modélisés en associant la géométrie définissant chaque composant avec les modèles de matériaux appropriés et en spécifiant les interactions des composants. Dans une analyse non linéaire Abaques choisit automatiquement par incréments de charges appropriées et les tolérances de convergence et les ajuste continuellement pendant l'analyse pour s'assurer que la solution exacte soit obtenue de manière efficace.

Une analyse complète Abaques se compose généralement de trois étapes distinctes : prétraitement, la simulation et le post-traitement. Ces trois phases sont reliées entre elles par des fichiers comme indiqué ci-dessous :

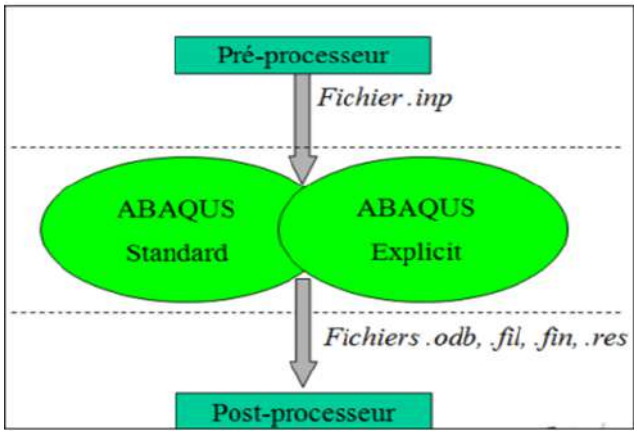


Figure III- 1: Illustration des étapes d'une analyse complète avec ABAQUS.

III.2. Méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution d'équations différentielles. Le domaine étudié est subdivisé en sous-domaines ou éléments. La solution est donnée à l'intérieur de chaque élément pour une combinaison de fonctions et de paramètres connue.

La matrice de rigidité [K] relie le vecteur des incréments des déplacements nodaux $\{d\delta\}$ au vecteur des incréments de forces nodales $\{dF\}$ Cette relation est dérivée de façon à satisfaire la compatibilité des déformations et des déplacements, les équations d'équilibre ainsi que les relations constitutives.

Les fonctions d'interpolation [N] qui sont élaborées dans le but d'approximer les déplacements réels des éléments, sont utilisées pour donner le vecteur des incréments des déplacements internes $\{du\}$ pour tout point à l'intérieur de l'élément en fonction du vecteur des incréments des déplacements nodaux $\{d\delta\}$ comme suit :

$$\{du\} = [\mathrm{K}]\{d\delta\} \qquad \text{(III. 1)}$$

Cette équation est dérivée dans le but d'obtenir le vecteur des déformations $\{d\varepsilon\}$, on obtient ainsi, une relation incrémentale qui relie les déformations aux déplacements, comme suit :

$$\{d\varepsilon\} = [\mathrm{B}]\{d\delta\} \qquad \text{(III. 2)}$$

La matrice [B] est formée des dérivées des fonctions d'interpolation.

Le vecteur des contraintes internes à n'importe quel point $\{d\sigma\}$ et le vecteur des incréments de forces nodales $\{dF\}$ sont reliés par la relation incrémentale d'équilibre, basée sur le principe des travaux virtuels.

Les forces extérieures $\{F\}$ qui agissent sur un élément donné, sont appliquées comme charges concentrées aux nœuds.

D'après Chen et al. (1988), lorsqu'une combinaison d'incréments de déplacements nodaux $\{d\bar{\delta}\}$ et de déformations $\{d\bar{\varepsilon}\}$ virtuels arbitraires sont imposés, l'équilibre est respecté si :

$$\{d\bar{\delta}\}^T\{dF\} = \int_v \{d\bar{\varepsilon}\}^T\{d\sigma\}dV \qquad \text{(III. 3)}$$

Où $\{\sigma\}$: les contraintes à l'intérieur de l'élément.

Cette équation s'écrit également sous la forme ;

$$\{d\bar{\delta}\}^T\{dF\} = \{d\bar{\delta}\}^T \int_v [B]^T\{d\sigma\}dV \qquad \text{(III. 4)}$$

Cette relation étant vérifiée pour n'importe quelle combinaison de déplacements virtuels $\{d\bar{\delta}\}$

Alors :

$$\{dF\} = \int_v [B]^T\{d\sigma\}dV \qquad \text{(III. 5)}$$

Une relation entre le vecteur $\{d\sigma\}$ et le vecteur $\{d\varepsilon\}$ doit être définie. Les problèmes basés sur la théorie de la plasticité, la prise en compte du la non linéarité du matériau se traduit par la relation contrainte-déformation incrémentale suivante :

$$\{d\sigma\} = [C]^{ep}\{d\varepsilon\} \qquad \text{(III. 6)}$$

Où $[C]^{ep}$ est la matrice de rigidité tangente élasto-plastique correspondant à l'état actuel des contraintes. La combinaison des équations (III.2), (III.5) et (III.6) conduit, pour chaque élément, à l'équation suivante:

$$\{dF\} = \left(\int_v [B]^T[C]^{ep}\,[B]dV\right)\{d\sigma\} \qquad \text{(III. 7)}$$

Qui s'écrit aussi sous la forme :

$$\{dF\} = [\mathrm{K}]\{d\delta\} \qquad \text{(III. 8)}$$

Où $[\mathrm{K}] = \int_v [B]^T[C]^{ep}\,[B]dV$

La matrice de rigidité globale de la structure [K] est obtenue par addition systématique de la rigidité de tous les éléments. Elle relie le vecteur des incréments de charges $\{dR\}$ au vecteur des incréments des déplacements nodaux $\{d\delta\}$ par :

$$\{dR\} = [\mathrm{K}]\{d\delta\} \qquad \text{(III. 9)}$$

La résolution de cette équation donne le vecteur des déplacements nodaux$\{d\delta\}$.

Les contraintes à l'intérieur de chaque élément sont obtenues à partir de l'équation (III.6) en utilisant l'équation (III.2), par :

$$\{d\sigma\} = [C]^{ep}[B]\{d\delta\} \qquad \text{(III. 10)}$$

III.3. Description du modèle d'éléments finis :

Le modèle de calcule choisi a été effectuée a l'échelle globale en reproduisant le comportement d'un essai sur des murets issu de la littérature **[18].** Les murets de dimension «105x450x400 » sont composé de briques perforé d'une dimension de 220x105x55mm^3 liée avec un joint de mortier d'une épaisseur de 10mm avec une orientation de joint de θ=45° par rapport à l'axe de chargement.

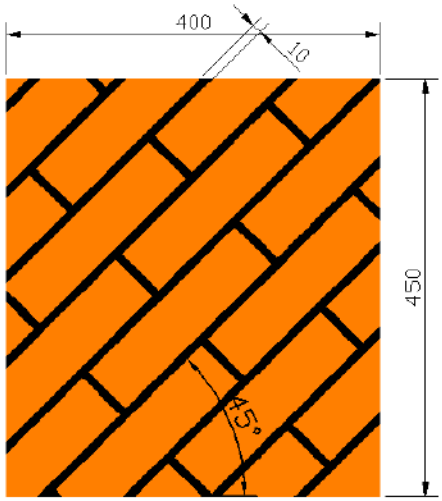


Figure III- 2: Dimensions de muret. [18]

Trois dispositions de renforcement ont été utilisées, avec deux types de mortier différent, le schéma représenté sur la figure suivant :

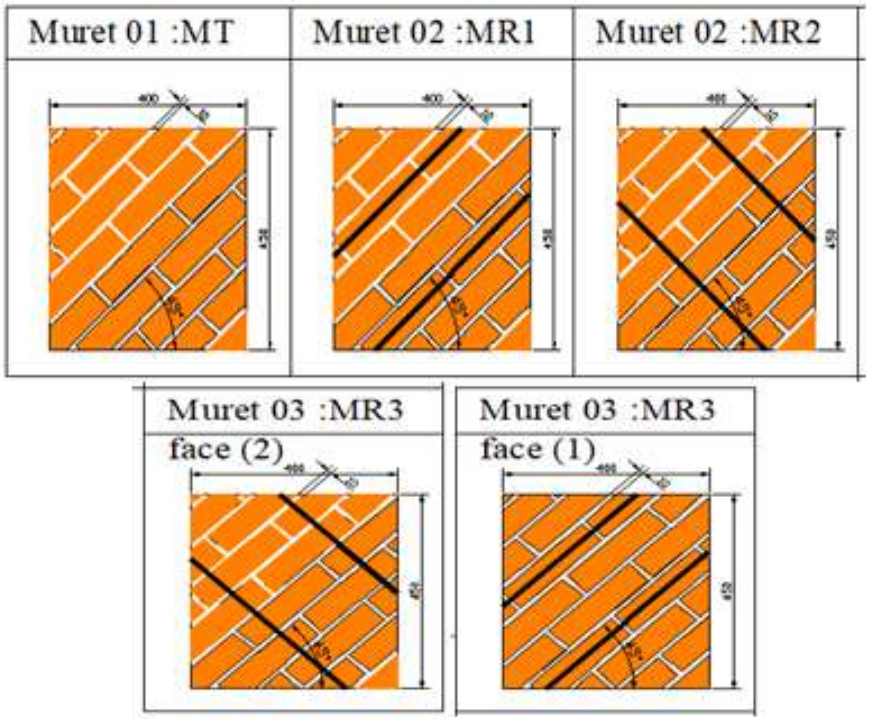


Figure III- 3: les différents types de disposition des lamelles pour renforcer les murets [18]

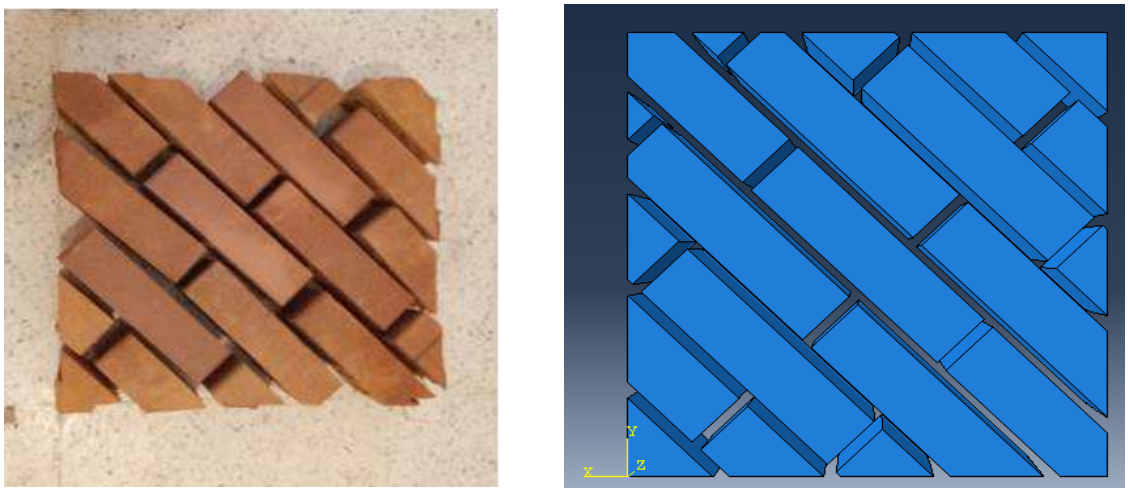


Figure III- 4: assemblage numérique des éléments brique.

III.3.1. Modèle d'éléments finis pour la maçonnerie non renforcé :

La stratégie de modélisation adoptée dans ce travail est basée sur celle de la micro modélisation détaillé .la modélisation est effectué en 3D sous le code en élément finis ABAQUS. Dans cette stratégie, les unités et les joints de mortier sont représentés par des éléments solide 3D (Figure III-7), tandis que l'interface unité-mortier est représentée par des éléments discontinus. En

particulier, l'élément hexaédrique C3D8R, qui présente une convergence et une précision améliorées, a été sélectionné pour générer le maillage qui représente la brique et le mortier voire Figure III-4. L'unité de briques et le joint de mortier ont été définis en utilisant leurs propriétés mécaniques respectives (tableau III 3-5). La non-linéarité de la maçonnerie et l'interaction de l'interface brique / mortier ont été examinés et modélisés à l'aide des modèles constitutifs CDP (plasticité d'endommagement du béton).

III.3.1.1. Présentation du modèle numérique :

III.3.1.1.1. Géométrie du modèle :

Le modèle analysé est formé d'un mur en maçonnerie (brique + mortier) et les renforts de CFRP tel qu'indiqué par la figure III-7.

Les briques et les mortiers ont été assemblés selon le modèle du contre-Assembly pour former un mur incliné. Ce dernier a été assemblé avec le renfort CFRP lamina (Polymère renforcé par des fibres de carbone) également par ce modèle Assembly.

Les murets de dimension «105x450x400 » sont composé de briques perforé d'une dimension de 220x105x55mm^3 liée avec un joint de mortier d'une épaisseur de 10mm avec une orientation de joint de θ=45° par rapport à l'axe de chargement. Le renfort présente les dimensions (305mm x 20mm).



Figure III- 5: assemblage briques – mortier.

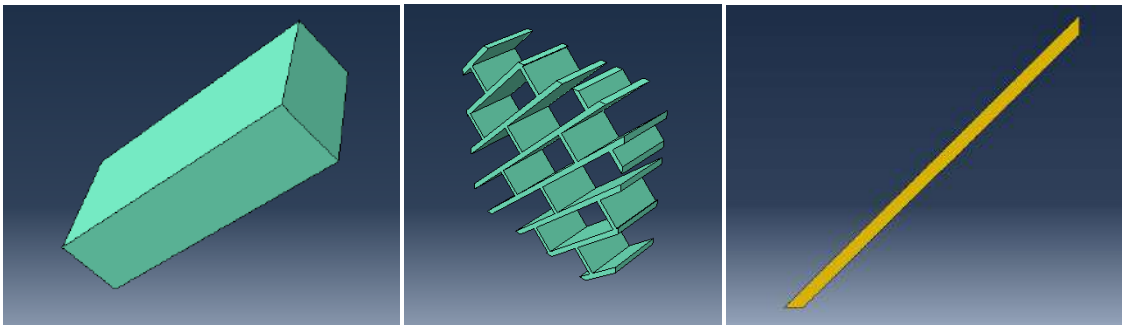
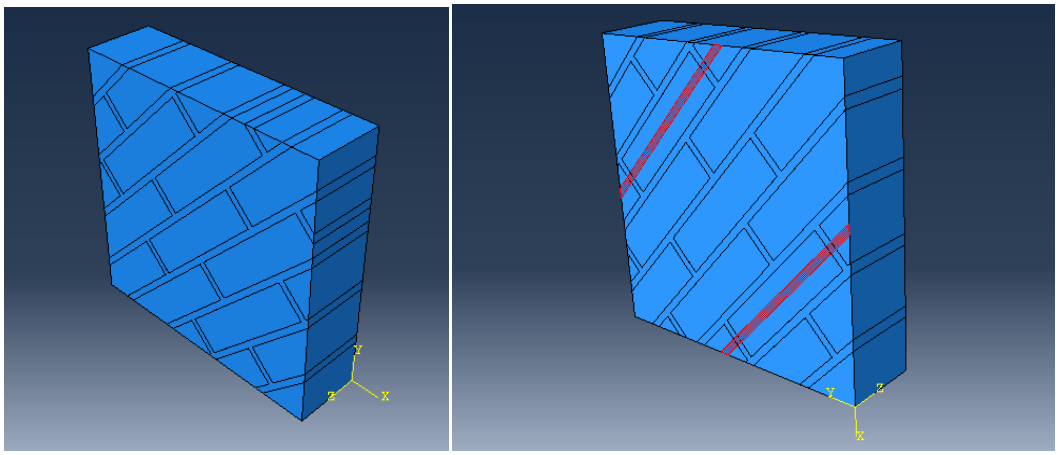


Figure III- 6: Différentes parties constituant le modèle.



a) b)

Figure III- 7: Assemblage mur incliné. a) mur non renforcé ; b) mur renforcé par lamelle de CFRP.

III.3.1.1.2. Maillage et conditions aux limites :

Le code de calcul ABAQUS contient une large gamme d'éléments. Il contient des éléments linéiques, surfaciques et volumiques comme indiqué sur la figure III-8.

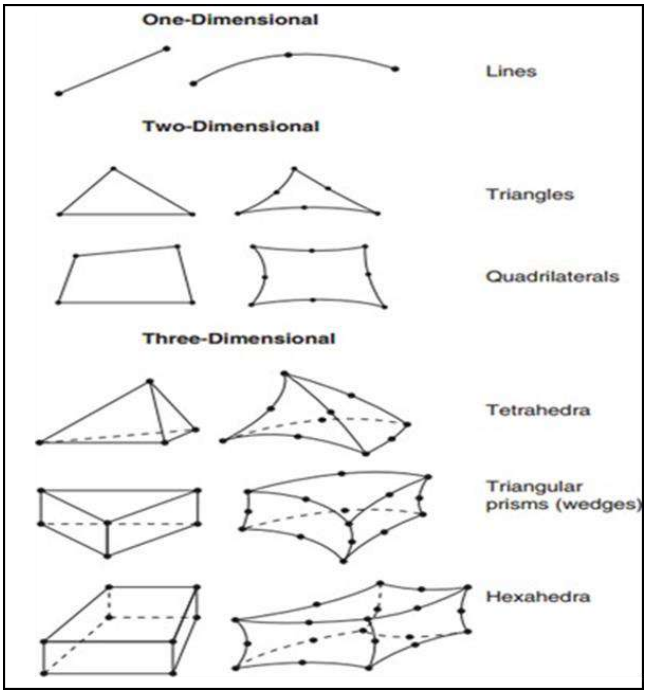
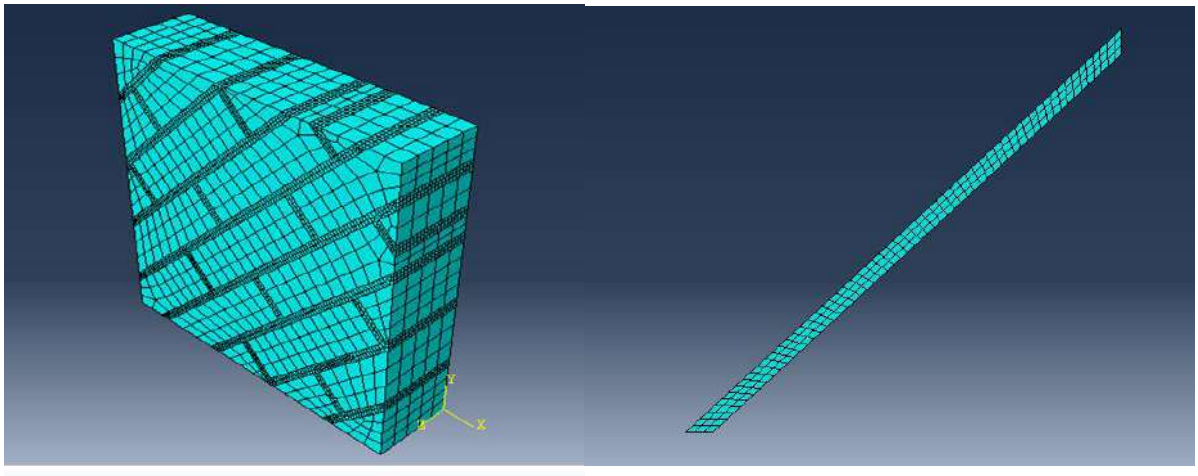


Figure III- 8: Différents éléments de ABAQUS (ABAQUS Manual,2010).



a) b)

Figure III- 9: a) Maillage du mur non renforcé ;b) Maillage de la lamelle de CFRP.

Dans ce modèle, nous mettons la charge sous forme de déplacement de 5 mm a l'axe y (U2) et la base est fixée sous forme encastrement. Voir figure III-10

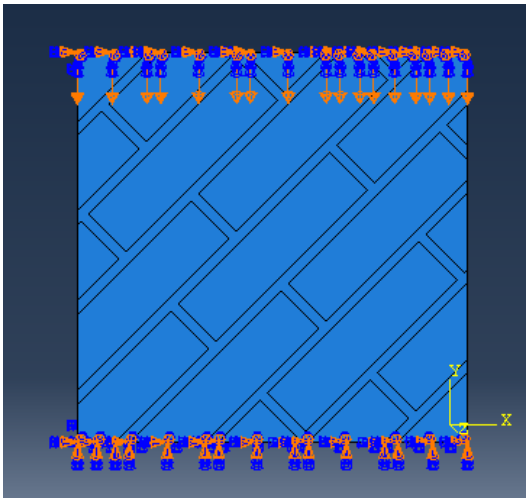


Figure III- 10: Conditions aux limites du mur.

III.3.1.2. Modèles décrivant les matériaux:

III.3.1.2.1. Modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity) :

Le modèle de plasticité des dommages causés par le béton disponible dans la bibliothèque de matériaux ABAQUS a été utilisé pour simuler le comportement non linéaire de l'unité de maçonnerie et du mortier dans la simulation numérique du mur en maçonnerie.

Les modèles CDP supposent un écoulement plastique potentiel non associé qui est une adoption de la fonction hyperbolique de Drucker-Prager pour le potentiel d'écoulement **[19].** Les modes de défaillance reconnus par les modèles CDP sont des fissures en traction ou des écrasements en compression et les réponses peuvent être décrites comme indiqué à la figure III-11 pour l'unité de maçonnerie à la figure III-15 pour le mortier. La relation contrainte-déformation uni-axiale équivalente et le paramètre d'endommagement correspondant pour les modèles utilisés dans cette étude ont été basés sur les modèles primaires trouvés dans **[19, 20].**

III.3.1.2.1.1. CDP pour brique :

Les données CDP relatives au comportement à la compression et à la traction des unités de maçonnerie ont été calculées et la figure III-8 montre comment la relation contrainte-déformation schématique utilisée dans cette étude est comparée à celle décrite dans **[19].**

La courbe a trois régions différentes et les formulations pour chaque région sont montrées à partir des équations 2 à 12 dérivées [24-26].

La résistance à la compression et le module d'élasticité des blocs de briques obtenus expérimentalement ont été utilisés dans ces équations.

En vous référant à la (figure III-11 (a)) pour le comportement en traction de brique :

i) La première région: région élastique (A à B) :

$$f_{tb} = E_{ib} \times \varepsilon_{cr} \quad \text{III. 11}$$

$$f_{tb} = 0.3 \times (f_b)^{\frac{2}{3}} \quad \text{III. 12}$$

ii) La deuxième région: région inélastique (B à C) :

$$\sigma_t = \frac{(f_{tb} \times x)}{(\alpha_t (x-1)^{1.7} + x)} \quad \text{III. 13}$$

$$x = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{cr}} \quad \text{III. 14}$$

$$\alpha_t = 0.312 f_{cb} \quad \text{III. 15}$$

En vous référant à la (figure III-11 (b)) pour le comportement en compression d'une brique :

i) La première région: région élastique (A à B)

$$\sigma_c = E_{ib} \times \varepsilon_c \quad \text{III. 16}$$

ii) La deuxième région: région inélastique (B à C i.e.$x \leq 1$)

$$\sigma_c = (\alpha_a x + (3 - 2\alpha_a)x^2 + (\alpha_a - 2)x^3) \times f_b \quad \text{III. 17}$$

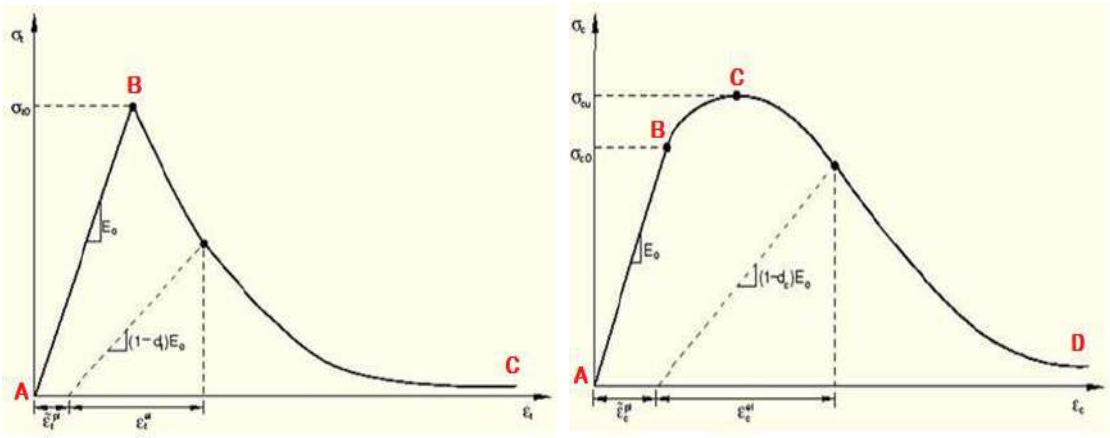
iii) La troisième région: région inélastique (C à D i.e. $x \leq 1$)

$$\sigma_c = \frac{(f_b)}{(\alpha_d x (x-1)^2)} \quad \text{III. 18}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad \text{III. 19}$$

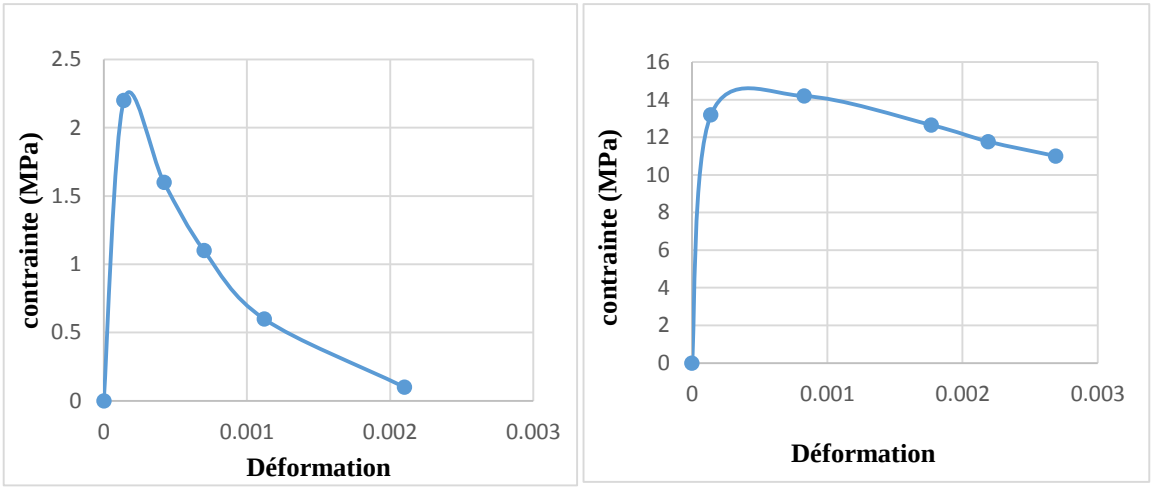
$$\alpha_a = \frac{E_{ib}}{E_b} \quad \text{III. 20}$$

$$1.5 \leq \alpha_d \leq 3 \quad \text{III. 21}$$



(a) (b)

Figure III- 11: Réponse de la brique au chargement uni-axial ; (a)en traction ; (b) encompression. [19]



(a) (b)

Figure III- 12: Figure III-12 : Réponse de la brique au chargement uni-axial (a)en traction ; (b) en compression

III.3.1.2.1.2. CDP pour mortier:

Afin de tracer la relation contrainte-déformation afin de simuler le comportement du mortier, les procédures mises en évidence dans **[20]** ont été utilisées.

La seule mesure directe disponible des tests est la résistance moyenne à la compression (f_{cm}) du mortier. D'autres quantités telles que le module d'élasticité longitudinal (E_{cm}) du mortier, la

contrainte de compression et la contrainte de raccourcissement ont été calculées à l'aide de l'équation 22-29 telle que trouvée dans **[20,45].**

- Voir figure III-15 (a) pour le comportement en traction du mortier :

La résistance à la traction du mortier n'a pas été déterminée expérimentalement, mais l'équation 13 mentionnée dans **[20]** a été utilisée pour le calculer.

Pour simuler le comportement en traction dans le mortier, utilisez l'équation 23-24. Comme décrit dans **[19]**, les contraintes de traction dues au béton peuvent être linéairement réduites à zéro dès que la résistance à la traction est atteinte. La courbe de contrainte définie dans la description est comparée à **[19,20],** comme illustré à la figure III-16.

$$f_{ctm} = 0.3 \times (f_{cm})^{\frac{2}{3}} \qquad \text{III. 22}$$

$$\sigma_t = E_{cm} \times \varepsilon_t \qquad si \quad \varepsilon_t \leq \varepsilon_{cr} \qquad \text{III. 23}$$

$$\sigma_t = f_{cm} \times \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t}\right)^{0.4} \qquad si \quad \varepsilon_t > \varepsilon_{cr} \qquad \text{III. 24}$$

- Voir figure III-15 (b) pour le comportement en compression du mortier :

Les contraintes de compression ont été calculées comme suit et le graphique des données obtenues a été comparé au graphique standard présenté dans EC2.

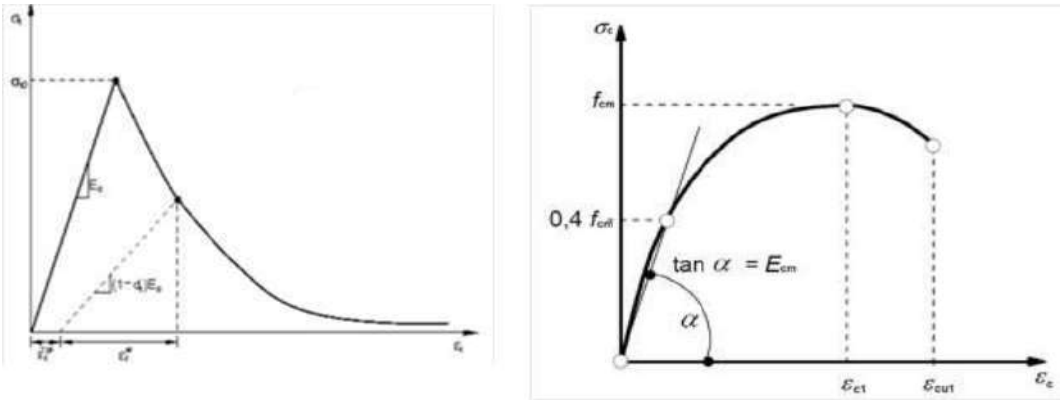
$$\sigma_c = \frac{f_{cm}(k\eta - \eta^2)}{(1+(k-2)\eta)} \qquad \text{III. 25}$$

$$k = 1.05E_{cm} \times \left(\frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}\right) \qquad \text{III. 26}$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \qquad \text{III. 27}$$

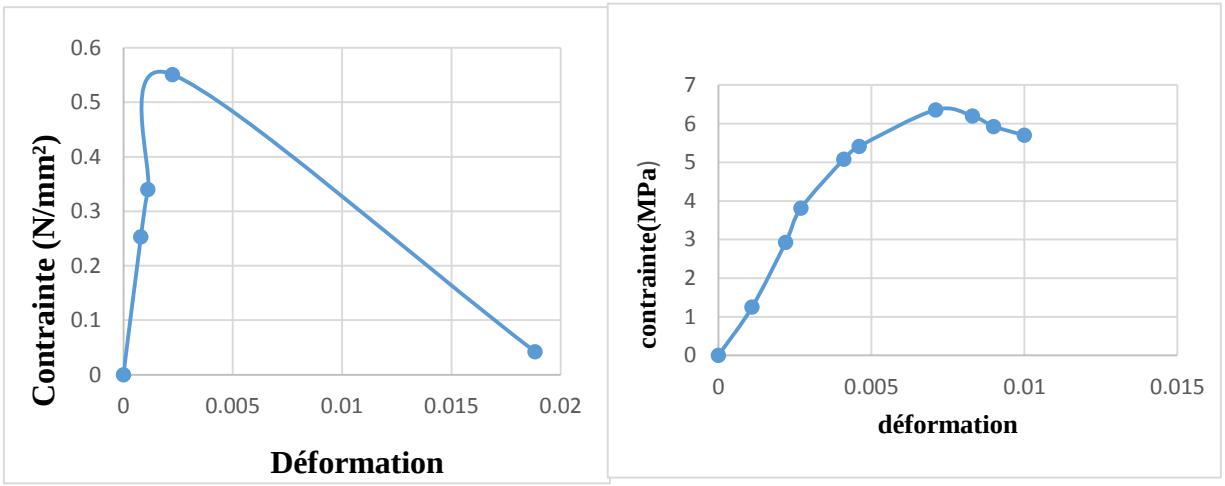
$$E_{cm} = 22 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \qquad GPa \qquad \text{III. 28}$$

$$\varepsilon_{c1} = 0.7 \times (f_{cm})^{0.31} \qquad \text{III. 29}$$



a) b)

Figure III- 13: Réponse du mortier au chargement uni-axial (a) en traction ; b) en compression [19].



a) b)

Figure III- 14: Réponse du mortier au chargement uni-axial a) en traction ; b) en compression

L'évolution de la surface de charge est contrôlée par les variables d'écrouissage que sont les déformations plastiques équivalentes, en tension et compression, respectivement $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$.

La réponse en tension uni-axiale (figure III-15) est linéaire jusqu'à ce que la contrainte de rupture σ_{t0} soit atteinte ; la formation des micro-fissures est modélisée macroscopiquement par un adoucissement résultant de l'endommagement en tension du béton caractérisé par la variable d_t telle que $0 \leq d_t \leq 1$. Si l'on désigne par E_0 le module d'élasticité longitudinal du béton avant dégradation, la relation contrainte-déformation s'écrit en tension :

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \qquad \text{III. 30}$$

Et l'on définit classiquement la contrainte effective, ici en tension, par :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \qquad \text{III. 31}$$

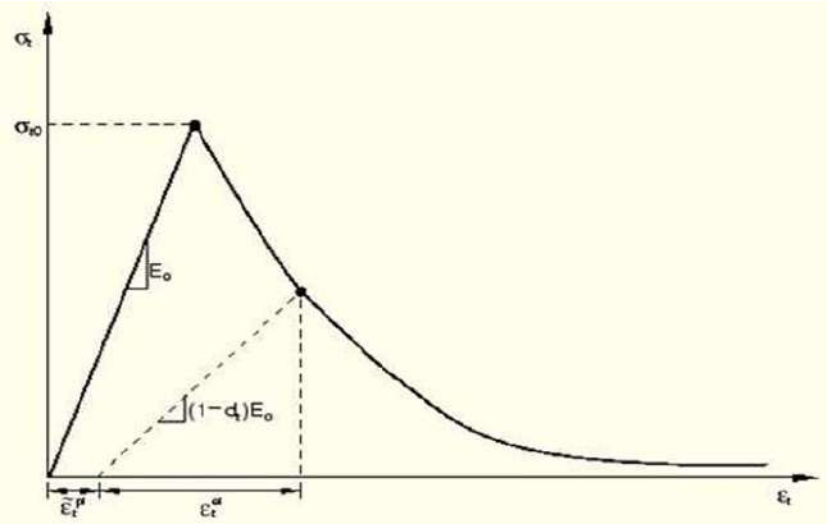


Figure III- 15: Réponse en chargement uni-axial en tension.

Pour le cas de la compression uni-axiale, représentée sur la figure III-16, le comportement est aussi linéaire jusqu'à la contrainte limite d'écoulement σ_{c0} ; dans le régime plastique, la réponse est caractérisée par un écrouissage suivi d'un adoucissement à partir de la contrainte ultime σ_{cu} .

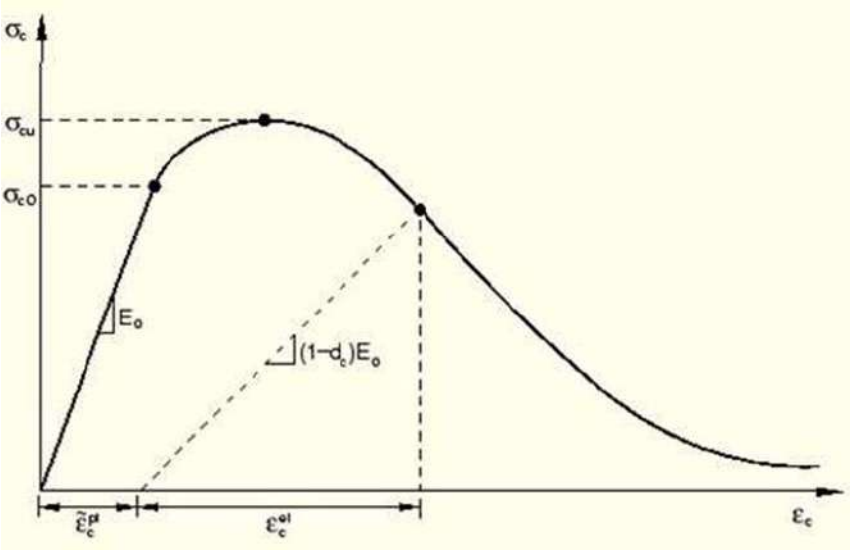


Figure III- 16: Réponse en chargement uni-axial en compression.

Le modèle d'endommagement en compression est calqué sur celui de la tension, par la variable d'endommagement d_c avec $0 \leq d_c \leq 1$; la relation contrainte-déformation est de la forme :

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \qquad \text{III. 32}$$

Et à nouveau la contrainte effective, cette fois-ci en compression, s'exprime par :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \qquad \text{III. 33}$$

Pour les cas bidimensionnel et tridimensionnel, les relations contraintes-déformations, en endommagement isotrope défini par le scalaire *d*, s'expriment par :

$$[\sigma]_{ij} = (1 - d)[D_0^{el}]_{ijkl} : [\varepsilon - \varepsilon^{pl}]_{kl} \qquad \text{III. 34}$$

Où $[D_0^{el}]$ désigne la matrice de comportement initiale du matériau non endommagé, les deux points « : » représentant le produit tensoriel contracté sur 2 indices.

La contrainte de Cauchy est liée à la contrainte effective par :

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} \qquad \text{III. 35}$$

Le comportement post-rupture en tension est spécifié soit par une relation contrainte déformation, soit par un critère énergétique de fissuration. Dans le premier cas, le calcul s'effectue en

convertissant les déformations de fissuration $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ en déformations plastiques $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ par l'intermédiaire de la relation III.36 :

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)}\frac{\sigma_t}{E_0} \qquad \text{III. 36}$$

Avec $\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el}$ et où $\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0}$. Ces relations sont illustrées par la figure III-17.

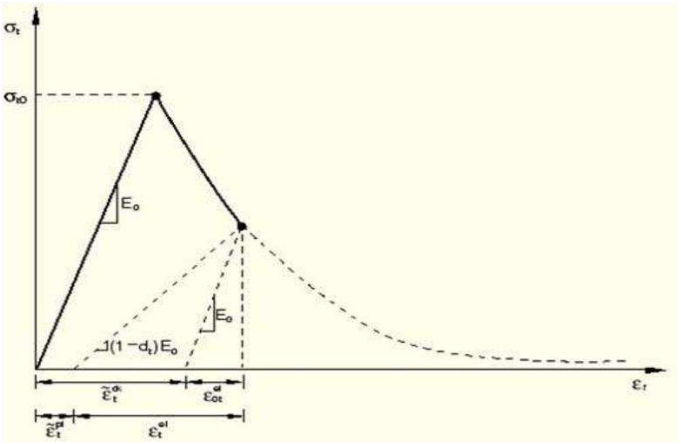


Figure III- 17: Définition des déformations de post-rupture en tension.

Concernant le comportement de post-rupture en compression, la loi d'écrouissage (figure III-18) est établie en fonction de la déformation inélastique $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ définie par :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \qquad \text{Où} \qquad \varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \qquad \text{III. 37}$$

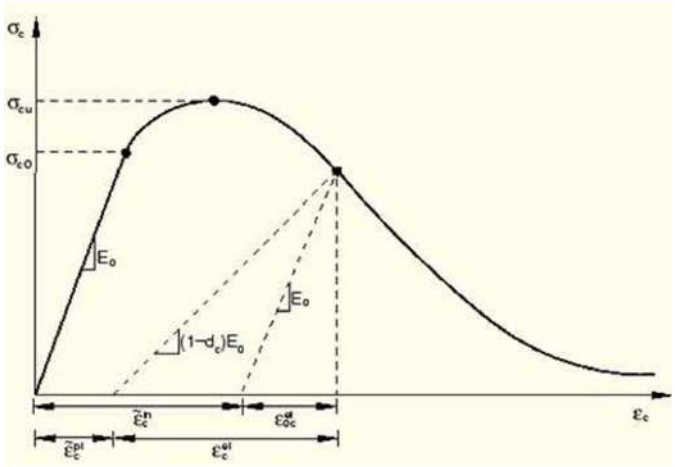


Figure III- 18: Ecrouissage en compression.

La conversion des déformations inélastiques en déformations plastiques s'effectuant par :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)}\frac{\sigma_c}{E_0} \qquad \text{III. 38}$$

En absence de dommage par compression, il vient : $\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \varepsilon_c^{in}$

Les variables d'endommagement d_t et/ou d_c sont les valeurs maximales de l'historique des valeurs de l'endommagement en traction ou en compression, en veillant à ne pas dépasser la valeur maximale de 0,99 (qui correspond à une réduction de 99 % de la rigidité) pour éviter des problèmes numériques de convergence de la solution.

III.3.2.2.2. Paramètre d'entrée du modèle (CDP) :

	Brique	**Mortier**
Masse volumique **(γ)** ($\frac{tonne}{mm^3}$)	2.2E-009	2E-009
Module d'Young **(E)** ($\frac{N}{mm^2}$)	10000	1880
Poisson ratio **(μ)**	0.18	0.18

Tableau III- 1: Propriétés d'élasticité mécaniques de la brique et de mortier.

		Réf / commentaires
Dilation angle **(Ψ)**	20	
Paramètre d'excentricité **(e)**	0.1	0-0,1 de la théorie de Drucker-Prager.
Rapport de résistance à la compression bi et unidirectionnel ($\frac{f_{b0}}{f_{c0}}$)	1.16	Donné comme valeur par défaut dans ABAQUS
Rapport de contrainte dans le méridien en traction (**K**)	0.67	pour la régularisation de l'équation constitutive dans ABAQUS
Paramètre de viscosité **(υ)**	0.0001	pour la convergence dans ABAQUS

Tableau III- 2: Propriétés de plasticité mécanique de la brique et de mortier.

Comportment en compression		Comportement en traction	
Contrainte de rupture (N/mm²)	Deformation inélastique	Contrainte de rupture (N/mm²)	fissuration deformation
12.1	0	2.5	0
13.2	0.00014	2.2	0.00014
14.19	0.00083	1.6	0.00042
12.65	0.00177	1.1	0.0007
11.77	0.00219	0.6	0.00112
11	0.00269	0.1	0.0021

Tableau III- 3: plasticité d'endommagement du béton (brique).

Comportement de compression		Comportement en traction	
Contrainte de rupture (N/mm²)	Déformation inélastique	Contrainte de rupture (N/mm²)	fissuration déformation
5.9825	0	1.63125	0
6.0525	0.001075	1.5328125	0.000590613
6.108125	0.00115	1.43671875	0.000694829
6.21	0.0018	1.25625	0.001320188
6.275625	0.002025	1.13671875	0.002293084
6.363125	0.002775	1.13203125	0.003150326

Tableau III- 4: plasticité d'endommagement du béton (mortier).

Spécimen	Contact								
	Comportement tangentiel	Comportement normale	Comportement cohésif						
			Comportement Traction–separation			Domage			
			Coefficients de rigidité N/mm^3			Initiation MPa			Evolution
	Coefficient de frottement		k_{nn}	k_{ss}	k_{tt}	Normal	Shear I	Shear II	Plastic displacement mm
	0.78	Contact rigide	24	16	16	8	0.4	0.4	2.0

Tableau III- 5: Comportement cohésif des joints.

III.3.2. Modèle d'éléments finis renforcés par des lamelles en CFRP :

Nous avons modélisé 3 murets renforcés à trois dispositions :

1- **Murets renforcés perpendiculaire au joint de mortier :**

Dans ce modèle, nous utilisons le même modèle non renforcé que celui décrit précédemment renforcé par des lamelles en CFRP.

Modélisation des deux plaques (forme Shell) d'une longueur de 400 mm, d'une largeur de 20 mm et d'une épaisseur de 2,5 mm, regroupées perpendiculaire au joint de mortier (bed joint). Voir figure III-19

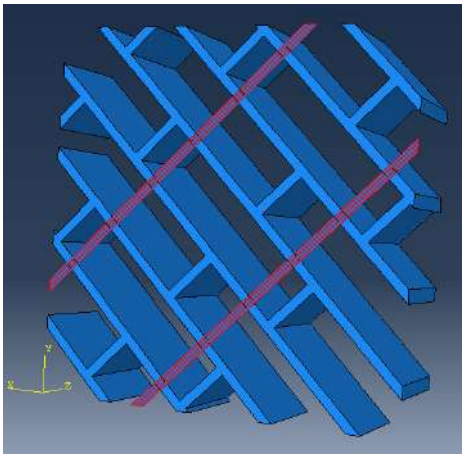


Figure III- 19: regroupant les lamelles de CFRP.

Nous avons entrons les propriétés du lamelle CFRP dans le module « property » présenté sur le tableau III-6.

Elastique	E1	E2	Nu12	G12	G13	G23
	165000	165000	0.3	5000	5000	3800
Densité	1.6E-009					

Tableau III- 6: Caractéristiques du lamelle en CFRP.

- Les lamelles en CFRP ont été mailler séparément.

2- Murets renforcés parallèle au joint :

Dans ce modèle, nous utilisons le même modèle non renforce par des lamelles parallèles au joint de mortier. (Voir figure III-20)

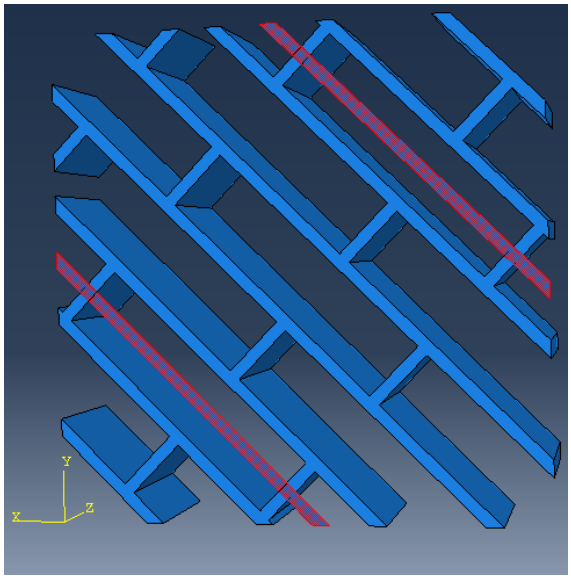


Figure III- 20: les lamelles de CFRP parallèles au joint de mortier.

3- Murets renforcés par des lamelles perpendiculaire dans une face et parallèle dans l'autre face :

Dans ce modèle, nous utilisons le même modèle avec un renforcement dans les deux directions parallèles et perpendiculaires au joint de mortier. (Figure III-21)

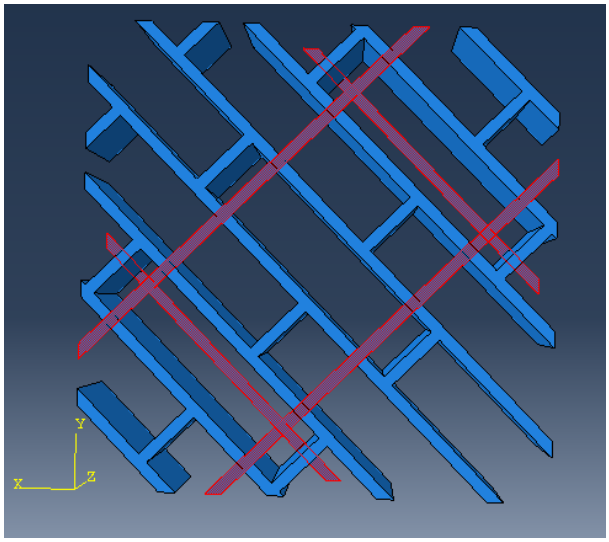


Figure III- 21: muret renforcé par les deux types de la lamelle.

III.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les détails de l'analyse numérique à base d'éléments finis en utilisant le logicielle de calcul Abaques. Notre objectif principal est de développer un modèle de référence qui permettre de reproduire le comportement des murs en maçonnerie sous chargement combiné renforce par des lamelles en CFRP à l'aide d'une approche détaillée de micro-modélisation.

Chapitre IV :

Résultats et discussion

IV.1. Introduction :

A travers ce chapitre nous allons présenter et interpréter les résultats obtenus à l'issue des simulations numériques menées sur le comportement des murets en maçonnerie non renforcés et renforcés par des lamelle en CFRP. Une étude numérique validée par des travaux disponibles dans la littérature est réalisée en utilisant le code ABAQUS. Les résultats de la simulation en termes d'évolution des contraintes, des déformations et d'évolution des variables d'endommagement des différents Murets sont présentés et discutés, sous forme de graphiques contrainte déformation et des Tableaux. La confrontation des courbes contrainte-déformation, ceci nous permet de mettre en valeur l'apport de l'approche proposée.

IV.2. Validation du modèle EF proposé :

Afin de vérifier la fiabilité de la procédure numérique, une confrontation des résultats obtenus avec ceux des essais tirés de la revue de littérature déjà menée dans les chapitres précédents est réalisée, nous confrontons nos prévisions quantitatives numériques en termes de courbes contrainte-déformation avec les observations expérimentales pour les trois cas de Figures principaux de notre travail à savoir : Mur non renforcé, Mur renforcé avec des lamelles en CFRP parallèle au joint du mortier horizontal, Mur renforcé avec des lamelles en CFRP perpendiculaire au joint du mortier horizontal et Mur renforcé avec des lamelles en CFRP dans les deux face , comme le montre la Figure (IV.14).

IV.3. Résultat et discussion :

IV.3.1.Résultat des murets non renforcé « MNR » :

La Figure IV-2 montre les courbes numériques et expérimentales de la relation contrainte-déformation des murs non renforcé. Les résultats numériques montrent un bon accord avec les résultats expérimentaux concernant la résistance, la rigidité et la déformation à la charge maximale. Comme cela a été décrit précédemment, le mode de rupture du mur non renforcé était caractérisé par une fissure diagonale (voir Figure IV-3**)**. Les déformations et les contraintes principales maximales finales pour le muret non renforcé présentées dans la Figure IV-1.

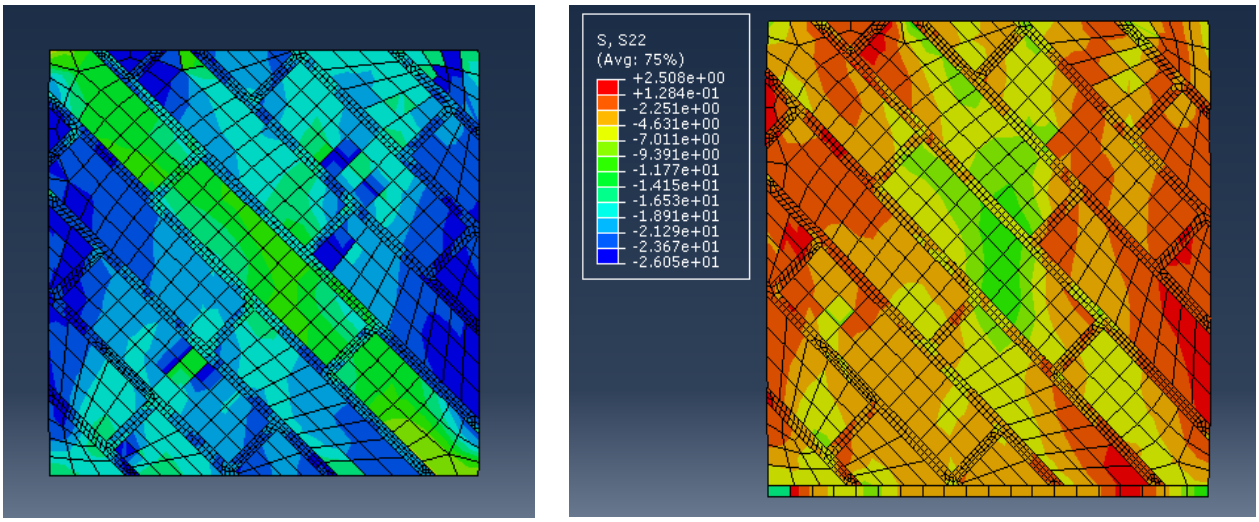


Figure IV- 1: variation des contraintes principales maximale et contrainte S22 du mur non renforcé.

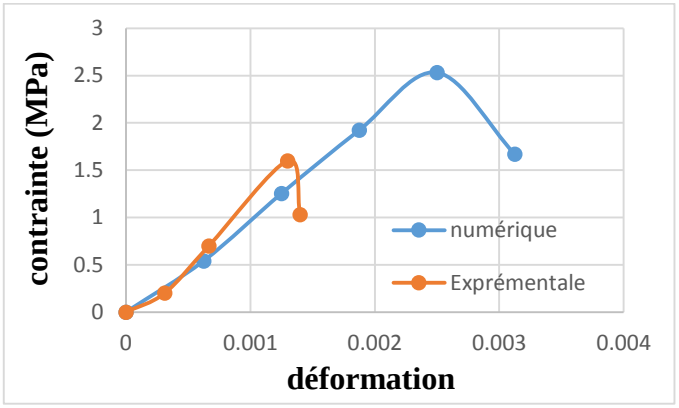


Figure IV- 2: Confrontation des courbes (σ – ε).

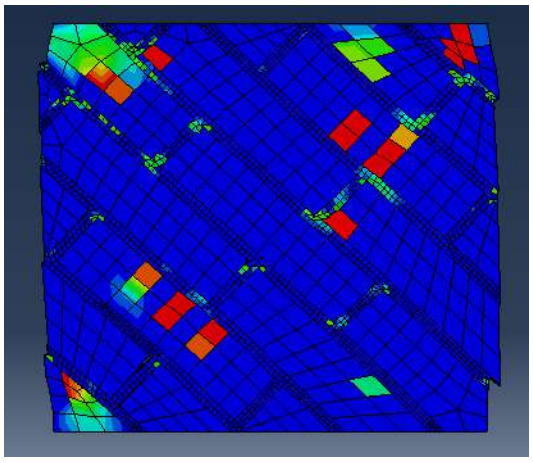


Figure IV- 3: Evolution des dommages dans le mur non renforcé (DAMAGET).

Une bonne confrontation a été trouvée non seulement au niveau de la rigidité initiale de la phase élastique mais aussi de la phase non linéaire jusqu'au pic qui correspond à l'apparition et à la propagation des fissures des joints de mortier, Mais avec une valeur du contrainte numérique au pic supérieur que la valeur expérimentale (voir Tableau IV-1). De plus, cette modélisation permet de capter le plateau de la courbe expérimentale avec une représentation de la dégradation de résistance de cette courbe qui est principalement relative à l'écrasement des briques du côté en compression, la chute de la résistance liée à leur endommagement est reproduite.

	$F_{max}(KN)$	$\sigma_{max}(MPa)$	ε
Numérique	106.26	2.53	0.0025
Expérimentale	67.20	1.60	0.0013

Tableau IV- 1: Comparaison entre les charges et les contraintes maximales numérique et expérimentale du mur non renforcé.

Modes de rupture :

Concernant le mode de rupture obtenu par la simulation numérique, on peut trouver que ce mode de rupture est de type escalier, caractérisé par des fissurations par traction des joints de mortier du côté gauche et par des déformations plastiques du côté droit, ce qui est similaire au mode de rupture expérimental (voir Figure IV-4) . Toutefois, la position des fissures numériques diffère par rapport aux expériences. Cela peut être expliqué par la simplification numérique qui consiste à considérer que tous les joints de mortier ont la même épaisseur, les mêmes caractéristiques mécaniques, ce qui n'est pas assuré expérimentalement.

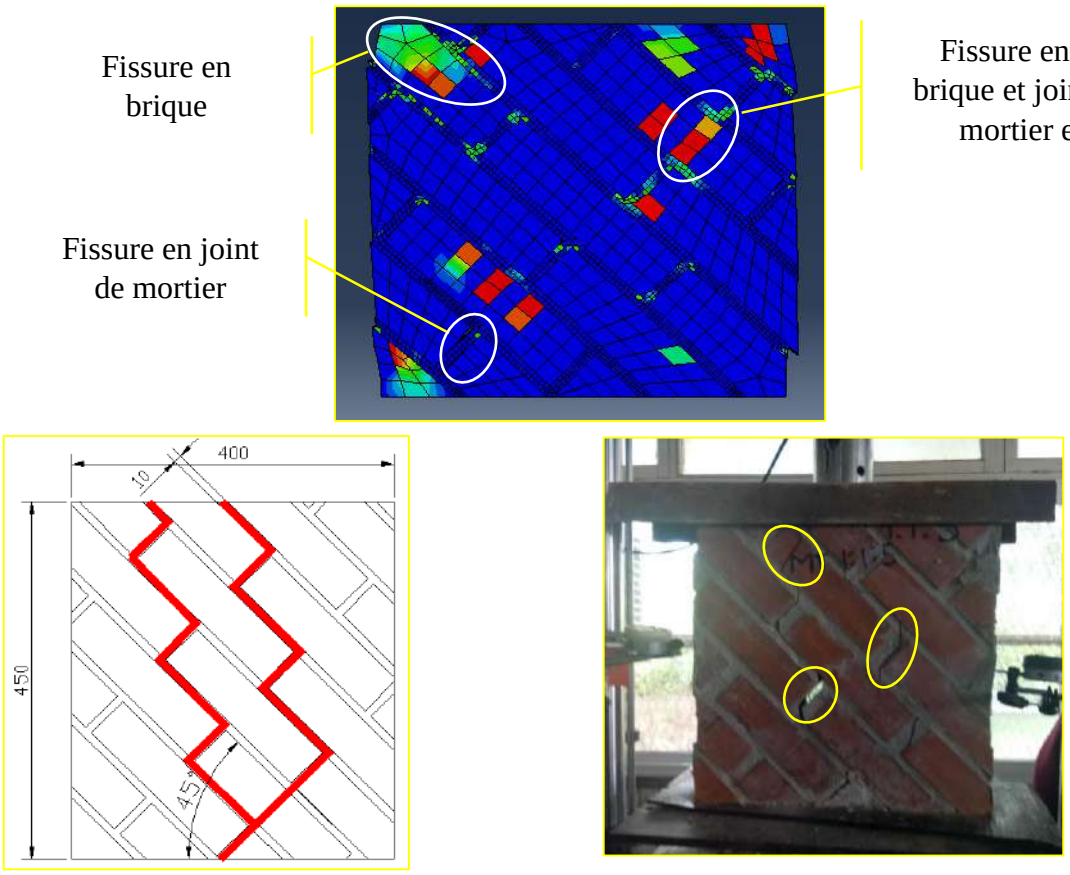


Figure IV- 4: Comparaison entre les résultats numérique et expérimental concernant le mode de rupture pour le mur non renforcé : (a)- rupture expérimentale ; (b)- rupture numérique.

Les lois de comportement choisies et les paramètres calés ont conduit à des résultats jugés satisfaisants à l'échelle du matériau dans les parties précédentes. Nous allons ici mettre en évidence l'efficacité de ce modèle et de ces paramètres pour la modélisation d'un mur non renforcé soumis à un chargement de compression – cisaillement combinés.

Dans la partie suivante, la simulation des murs renforcés par CFRP sera effectuée.

IV.2.2. Résultat des murets renforcé « MR » :

IV.2.2.1. Murets renforcés parallèle au joint du mortier « M2R » :

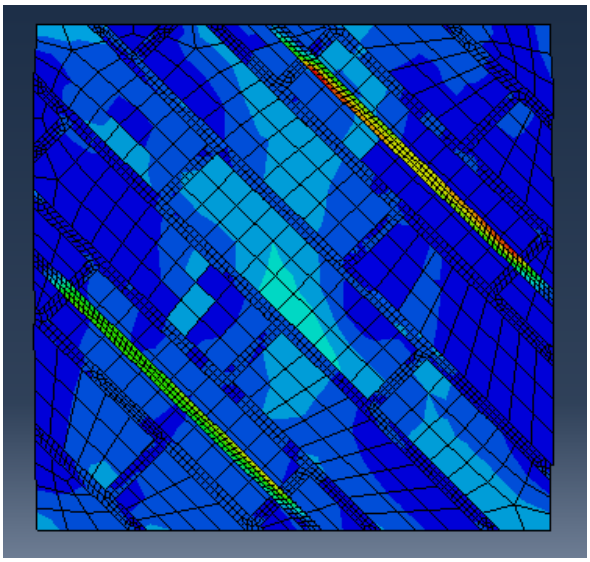


Figure IV- 5: distribution des contraintes du mur renforcé parallèle au joint du mortier horizontal.

Les résultats numériques montrent que les zones de déformation maximale coïncidente avec les zones de fissuration observées expérimentalement (voir Figure IV-8.a). Les fissures s'amorcent au centre du mur puis se propagent le long de la diagonale comprimée ou le long de la frontière de la zone non renforcée. De plus, on peut observer la déformation conséquente des briques du côté bas droit conformément à l'écrasement expérimental des briques à cet endroit.

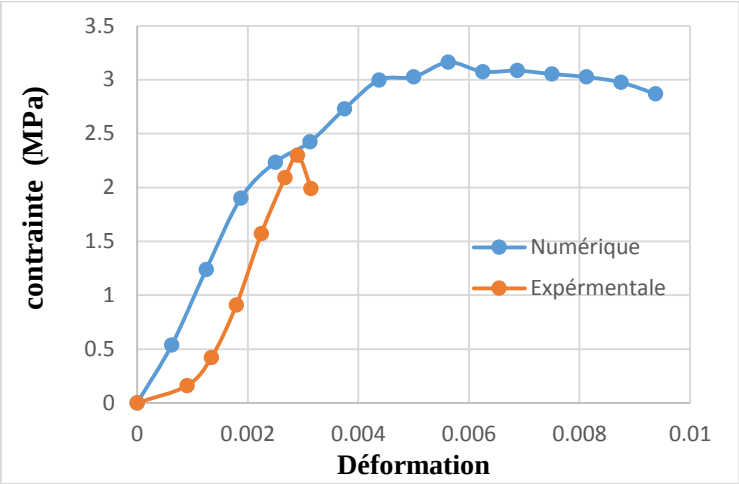


Figure IV- 6: Confrontation des courbes (σ – ε).

La Figure IV-6 montre les courbes numérique et expérimentale de la relation contrainte-déformation du mur renforcé parallèle au joint du mortier horizontal. Les résultats numériques montrent un accord avec les résultats expérimentaux dans la partir initiale concernant la résistance et la rigidité initiale mais dans les résultats numérique après de la rupture initiale de ce mur on remarque que le renforcement CFRP est travaillé et résisté bien aux tractions du mur par contre les résultats expérimentales. Comme cela a été décrit précédemment, le mode de rupture du mur renforcé M2R était caractérisé par une fissure diagonale (voir Figure IV-7).

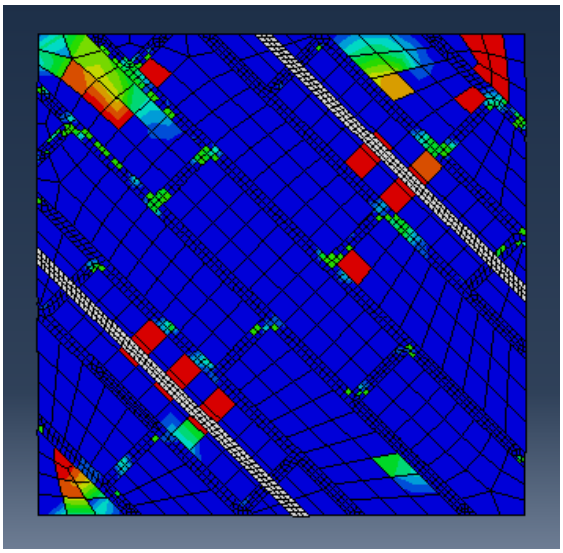
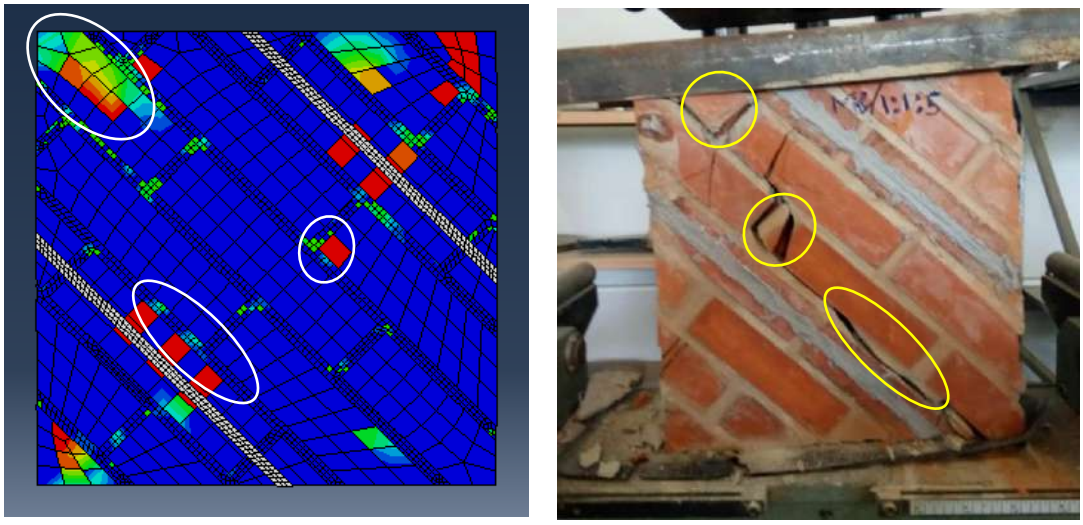


Figure IV- 7: Evolution des dommages dans le mur renforcé parallèle au joint du mortier horizontale (DAMAGET).

	$F_{max}(KN)$	$\sigma_{max}(MPa)$	ε
Numérique	132.72	3.16	0.0056
Expérimentale	96.60	2.30	0.0028

Tableau IV- 2: les résultats numérique et expérimentale du muret renforcé parallèle au joint du mortier horizontal.



b) a)

Figure IV- 8: Figure IV-8: Comparaison entre les résultats numérique et expérimental concernant le mode de rupture pour le mur renforcé M2R: (a)- rupture expérimentale ; (b)- rupture numérique

Modes de rupture :

Comme on peut le voir à la Figure IV-8.b, les résultats numériques pour le mur M2R ont un bon accord avec les résultats expérimentaux. En outre, le modèle a capturé la fissure motif du mur suffisamment. Le modèle numérique a permis de prédire la contrainte maximale (voir le Tableau IV-2). De plus, la forme déformée du le mur M2R sont presque identiques à ceux capturés expérimentalement.

Pour le cas du mur MR2 voir la Figure IV-8.a, la déformation la plus importante se trouve numériquement au centre du mur conformément au mécanisme de rupture expérimental de ce mur où les fissures sont initiées dans cette zone. En ce qui concerne les états de contrainte et de déformation sur la Figure IV-7 on peut constater que ces renforts contribuent de manière

importante à supporter des efforts en traction au niveau des joints horizontaux du côté gauche (côté en traction). Ces résultats sont raisonnables puisque les renforts (CFRP) pallient la faiblesse mécanique des joints de mortier sous l'effet de traction. Ils assurent un mécanisme de pontage des fissures des joints et permettent ainsi un gain de capacité portante.

IV.2.2.2. Murets renforcés perpendiculaire au joint « M1R » :

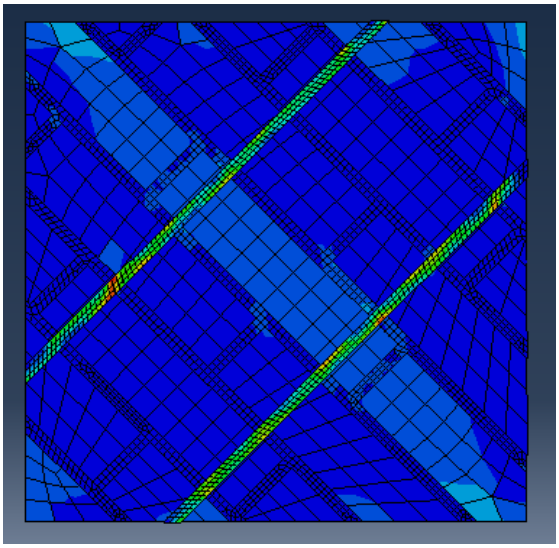


Figure IV- 9: distribution des contraintes du mur renforcé perpendiculaire au joint du mortier horizontal.

Les résultats numériques montrent que les zones de déformation maximale sont concentrées dans les deux cotées : l'un à gauche en haut et l'autre à droit en bas et par la comparaison avec les résultats numériques président du mur renforcé parallèle au joint de mortier M2R en remarque que le renforcement perpendiculaire au joint est résisté bien à la traction voir la Figure IV-9, et les valeurs numérique trouvées dans le Tableau IV-3 montrée que la contrainte maximale de mur M1R est supérieure que du mur M1R . Les déformations et les contraintes principales maximales finales pour le muret non renforcé présentées dans la Figure IV-10.

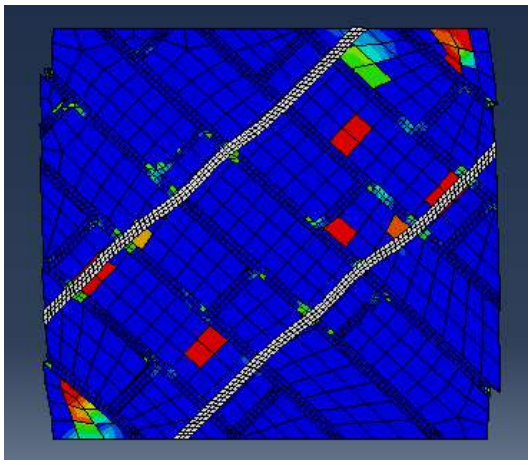


Figure IV- 10: Evolution des dommages dans le mur renforcé perpendiculaire au joint du mortier (DAMAGET).

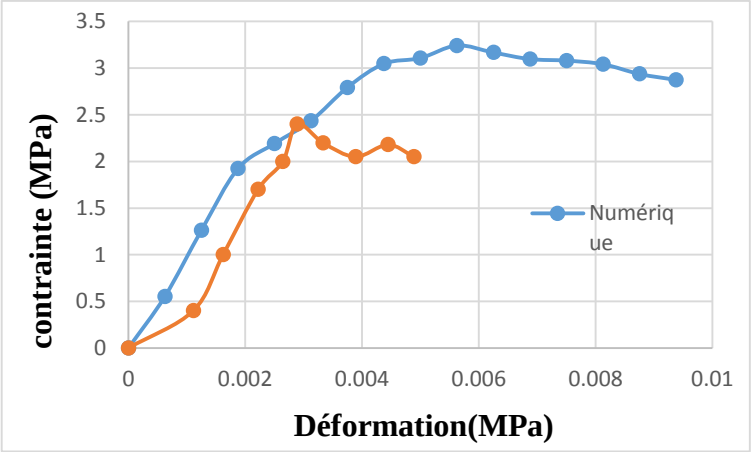


Figure IV- 11: Confrontation des courbes (σ – ε).

La Figure IV-11 montre les courbes numérique et expérimentale de la relation contrainte déformation du mur renforcé perpendiculaire au joint du mortier horizontal. Les résultats numériques montrent un accord avec les résultats expérimentaux dans la partie initiale concernant la résistance et la rigidité initiale mais après de la rupture initiale de ce mur on remarque que le renforcement CFRP est travaillé et résisté bien aux tractions du mur par contre les résultats expérimentaux et le pic de la contrainte dans les résultats numérique est supérieur que les résultats expérimentaux (voir le Tableau VI-3), on remarque que Une bonne confrontation de la phase non linéaire jusqu'au pic qui correspond à l'apparition et à la propagation des fissures des joints de mortier (voir la Figure IV-11) .

	$F_{max}(KN)$	$\sigma_{max}(MPa)$	ε
Numérique	136.08	3.24	0.0056
Expérimentale	100.80	2.40	0.0029

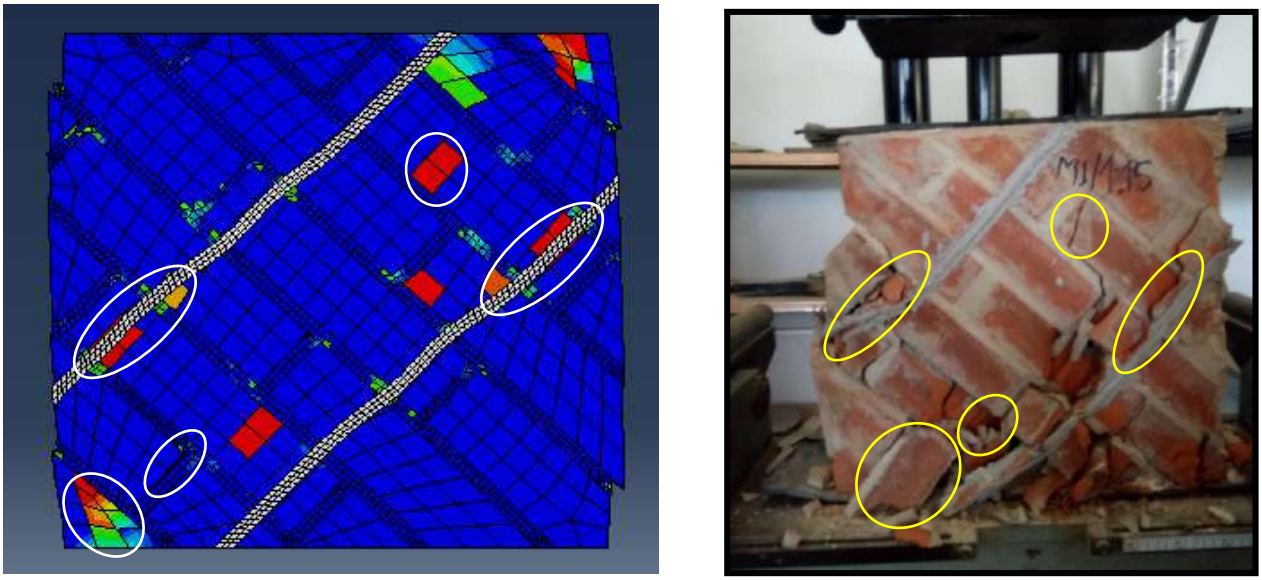
Tableau IV- 3: les résultats numérique et expérimentale du muret renforcé perpendiculaire au joint.

On déduire deux remarque dans cette discussion :

Remarque 1 : on remarque que la valeur numérique de la contrainte est supérieure que la valeur expérimentale.

Remarque 2 : on remarque dans le cas du muret renforcé perpendiculaire au joint que la valeur expérimentale et numérique de contrainte après la rupture est reste constant au cours de déformation mais la valeur numérique provoque une déformation plus longue.

Mode de rupture :



(b) (a)

Figure IV- 12: Comparaison entre les résultats numérique et expérimental concernant le mode de rupture pour le mur renforcé M1R: (a)- rupture expérimentale ; (b)- rupture numérique.

Concernant le mode de rupture obtenu par la simulation numérique, on peut trouver que ce mode de rupture est de type escalier, caractérisé par des fissurations par traction des joints de mortier du côté gauche en bas et par des ruptures au longue de la diagonale non renforcé, on remarque que un

petite glissement de la partie supérieure sur la partie inférieure au longue de la diagonale renforcé et les lamelles de CFRP à déformée, ce qui est similaire au mode de rupture expérimental (voir Figure IV-12**)**. Toutefois, la position des fissures numériques diffère par rapport aux expériences. Cela peut être expliqué par la simplification numérique qui consiste à considérer que tous les joints de mortier ont la même épaisseur, les mêmes caractéristiques mécaniques, ce qui n'est pas assuré expérimentalement.

IV.2.2.3. Murets renforcés perpendiculaire dans une face et parallèle dans l'autre face « M3R » :

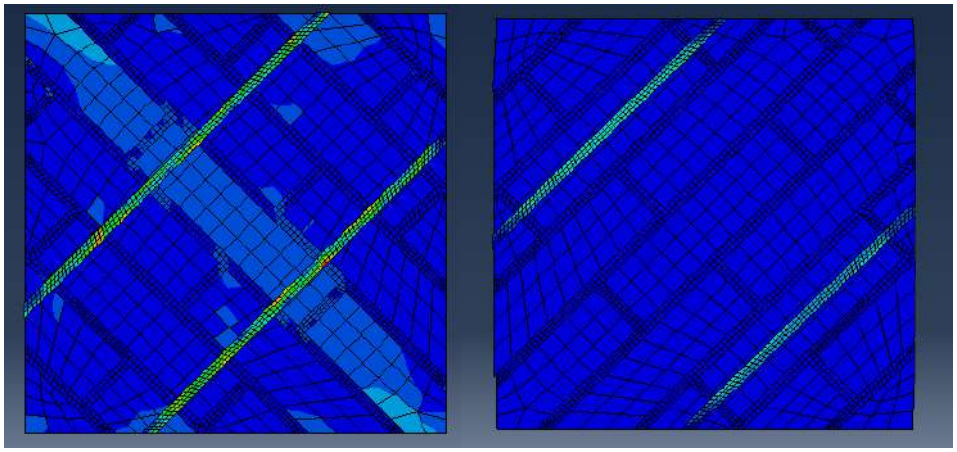


Figure IV- 13: distribution des contraintes du mur renforcé perpendiculaire dans une face et parallèle dans l'autre face.

La Figure IV-13 montre la distribution des contraintes du mur renforcé perpendiculaire dans une face et parallèle dans l'autre face, on remarque que les ruptures dans la face perpendiculaire est réparties dans les deux cotées de la diagonale renforcé, Le renforcement CFRP parallèle et perpendiculaire au joint du mortier est résisté bien à la traction par ce que le pic de la contrainte dans les résultats numériques est mieux que les valeur de la contraintes précédente , Cela conduit au renforcement des murs en maçonnerie des deux côtés en inversant la direction .

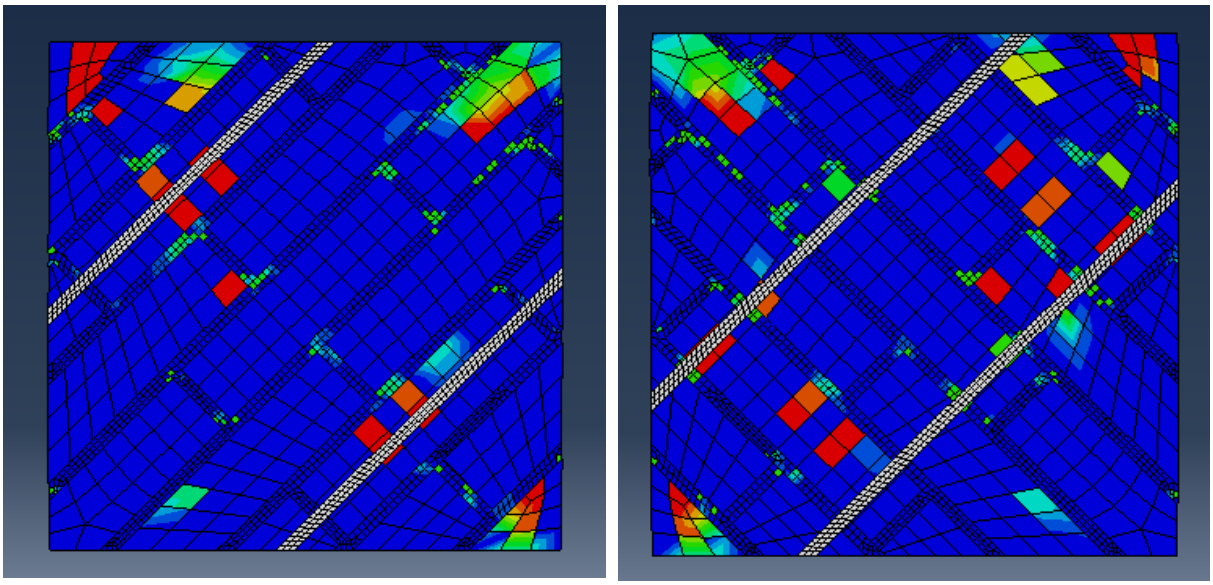


Figure IV- 14: Evolution des dommages dans le mur renforcé dans les deux faces (DAMAGET).

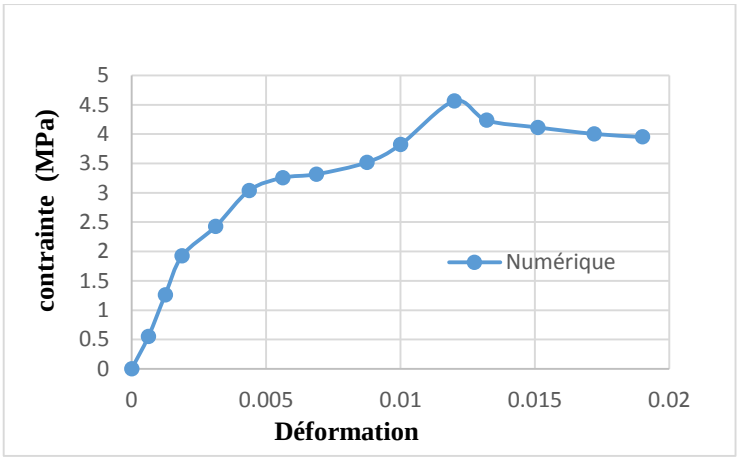


Figure IV- 15: courbe contrainte-déformation illustre les résultats numériques.

La Figure IV-15 montre la courbe numérique de la relation contrainte-déformation du mur renforcé perpendiculaire au joint du mortier horizontal à l'une face et parallèle à l'autre. Les résultats numériques montrent que le comportement de ce mur est passé à la partie non linière, par ce que après le pic de la contrainte, le renfort est résisté à la traction du mur.

Le mur M3R renforcé avec deux positions de lamelles CFRP à une résistance maximale de 4.56 MPa correspondant à une force diagonale maximale de 191.52 KN, la déformation élastique est de 0.012 et la déformation maximale du mur est de 0.019 (voir le Tableau IV-4). La rupture s'est produite par deux fissures traversant l'interface maçonnerie-adhésif. Ces deux fissures se

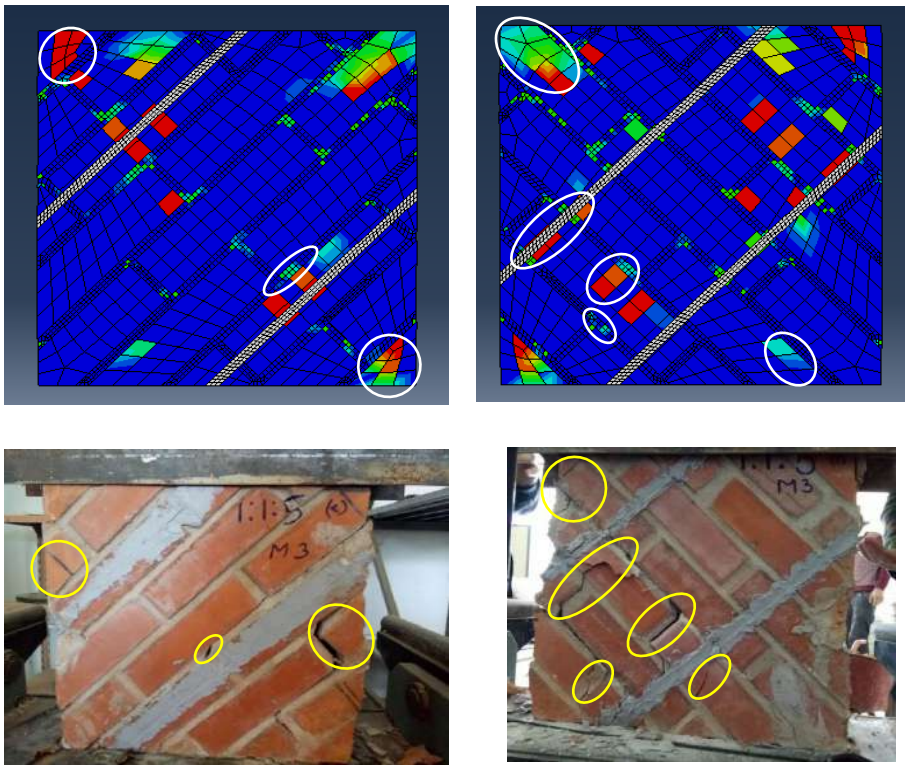
développent, par la suite, dans les joints horizontaux et verticaux de mortier du mur et se prolongent dans une fissuration diagonale des briques. L'augmentation de la charge produit un effondrement total du muret le mur renforcé avec deux positions de lamelles CFRP ont une déformation maximale moins importante que celle obtenue lors du renforcement horizontal des joints dans le cas des murs M2R. Cela explique aussi la fissuration des briques qui s'est produite dans les murs M3R (voir la Figure IV-14).

	$F_{max}(KN)$	$\sigma_{max}(MPa)$	ε
Numérique	191.52	4.56	0.012
Expérimentale	133.56	3.18	

Tableau IV- 4: les résultats numérique et expérimentale du muret M3R.

Mode de rupture :

Concernant le mode de rupture obtenu par la simulation numérique, on a deux mode de rupture suivante le renfort l'un parallèle et l'autre perpendiculaire, on peut trouver que l'un mode de rupture est caractérisé par des fissurations par traction des joints de mortier du côté gauche en haut et du côté droit en bas suivant le diagonale renforcé et l'autre mode de rupture est caractérisé par des fissurations de traction des joints de mortier du côté droit en haut et du côté gauche en bas suivant le diagonale non renforcé , ce qui est similaire au mode de rupture expérimental (voir Figure IV-16).Toutefois, la position des fissures numériques diffère par rapport aux expériences. Cela peut être expliqué par la simplification numérique qui consiste à considérer que tous les joints de mortier ont la même épaisseur, les mêmes caractéristiques mécaniques, ce qui n'est pas assuré expérimentalement.



(a) (b)

Figure IV- 16: Comparaison des modes de rupture numériques et expérimentaux des murs M3R(a), M3R (b).

Le Tableau suivant résume tout le résultat numérique et expérimental sur les murets :

	$F_{max}(KN)$		$\sigma_{max}(MPa)$		Rapport de la contrainte Numér/Expér
	numérique	expérimentale	numérique	expérimentale	
MNR	106.34	91.02	2.53	1.61	1.57
M2R	132.72	129.70	3.16	2.29	1.37
M1R	136.08	135.50	3.24	2.39	1.35
M3R	191.52	180.10	4.56	3.18	1.43

Tableau IV- 5: les résultats numérique et expérimentale.

IV.3. Conclusion :

Pour mieux comprendre le comportement des assemblages de maçonnerie, un micro modèle détaillé du Mur en maçonnerie renforce et non renforce a été développé et analysé. Les critères de rupture et de capacité, les propriétés élastiques et inélastiques de la maçonnerie et les contraintes – déformations ont été utilisés dans ce modèle sur la base de différents résultats de tests expérimentaux.

A la fin de ce chapitre, on déduire que :

- L'utilisation de la micro-modélisation détaillée du mur de maçonnerie a permis de prédire le comportement et le mode de rupture du mur en maçonnerie. Le résultat donne une différence de 9% entre les valeurs numériques et celle obtenues expérimentalement. Cela montre que le modèle est capable de prédire la force maximale et les déformations du mur en maçonnerie.

- Bien qu'il soit prouvé que le modèle développé permet de prédire le comportement de la maçonnerie, le model permet de capturer les types de fissures développé dans le brique et le mortier que ce soit pour un mur non renforce ou bien pour un mur renforcé.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude des ouvrages en maçonnerie mérite l'attention des chercheurs pour de nombreuses raisons. Tout d'abord il convient de mieux comprendre le comportement des maçonneries et d'optimiser leur dimensionnement qui est encore entravé par de gros coefficients de sécurité, directement liés à la méconnaissance du comportement mécanique de ce mode constructif.

L'objectif de cette thèse est l'étude de comportement des mures en maçonneries non renforcé et renforcé par des lamelles de CFRP sous chargements combinées à l'aide de micro-modélisation détaillée , cette étude ce fait par logicielle de calcule « abaques », le modèle choisi est le modèle de plasticité d'endommagement du béton (CDP).

Concernant les résultats et discussions on conclure que :

- L'utilisation de la micro-modélisation détaillée du mur de maçonnerie a permis de prédire le comportement et le mode de rupture du mur en maçonnerie.
- Une bien confrontation entre les résultats numériques obtenus et les résultats expérimentaux au niveau de littérature.
- La position des lamelles de CFRP en deux faces du mur augmentée la résistance par contre une seule face.
- L'utilisation des lamelles CFRP dans le renforcement des mures en maçonneries est mieux pour l'augmentation de la résistance de ces murs et ça durée de vie.
- Les lamelles CFRP est travaillée bien au séisme.

Enfin, après la réalisation de cette thèse et la discussion des résultats obtenus, Nous pouvons confirmer que le programme Abaques permet de simuler de grandes structures en maçonnerie et que le modèle CDP permet de simuler les maçonneries et donné le même résultat de l'expérimentale.

Reference:

[1] HILSDORF H.K. - Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression, in: Designing, engineering and constructing with masonry products - eds. F.H. Johnson, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, USA, (1969) p. 34-41.

[2] DESTRAC J.M., LEFAIVRE D., MALDENT, Y., VILA, S., "Memo Technique en Génie Civil", Editions Castilla, 2003.

[3] FOUCHAL – Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées – Thèse préparée au sein du Laboratoire de Mécanique et d'Acoustique, LMA CNRS à Marseille et du Groupe de Mécanique, Matériaux et Structures, GMMS à Reims (2006).

[4] Lofti, H., and Benson Shing, P. Interface model applied to fracture of masonry structure, ASCE. J. Struct. Eng 120 (1994), 63–80.

[5] Wesche, K., and Ilantzis, A. General recommendations for methods of testing load bearing walls. Materials and Structures RILEM, 13 (78) (1980), 433–445.

[6] Hoffmann, G., and Schubert, P. Compressive strength of masonry parallel to the bed joints. Proc. 10th. Brick and block Masonry Conf., eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada (1994), 1453–1462.

[7] Wesche, K., and Ilantzis, A. General recommendations for methods of testing load bearing walls. Materials and Structures RILEM, 13 (78) (1980), 433–445.

[8] H.P.Backes. On the behaviour of masonry under tension in the direction of the bed joints (in German). Phd thesis, Aachen University of technology, 1985.

[9] Page, A. The biaxial compressive strength of brick masonry. Proc. Inst. Civil Eng 71 (3) (1981), 893–906.

[10] Page, A. The strength of brick masonry under biaxial tension-compression. Int. J. Masonry Constr 3 (1) (1983), 26–31.

[11] Dhanaserkar, M., Page, A., and Kleeman, P. The failure of brick masonry under biaxial stresses. Proc. Inst. Civil Eng Part 2, 79 (1985), 295–313.

[12] J. M. Gilstrap and C. W. Dolan, “out-of-plane bending of FRP-reinforced masonry walls”; Composites Science and Technology 58 pp 1277±1284, 1998.

[13] Gay, “Matériaux composites. Hermes”; 1997.

[14] Sika “CarboDur FRP Composites for Repair & Strengthening of Structures, Sika poland Sp. z o.o. ul. Karczunkowska 89 02-871 Warszawa Polska, ww.sika.pl, 2003.

[15] Berreur, L., De Maillard, B., et Nösperger, S. (2002) “L‟industrie française des matériaux composites”, Etude stratégique réalisée par Nodal Consultants pour le compte de la DiGITIP /SIM, Rapport final, Révision 2 du 13 mai 2002.

[16] P.B. Lourenço: “Assessment of the in-plane shear strength of stone masonry walls by simplified models”; Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi 2006.

[17] Ben Ftima M. Comparaison des trois logiciels d'éléments finis: ANSYS, ADINA et ABAQUS. Rapport interne, École Polytechnique de Montréal, (2005).

[18] MERABET Mohamed, RAHMOUNI Bilal :” analyse expérimentale des murs en maçonnerie renforce par la méthode de NSM (FRP)’’, Universitaire Yahia FARES de Médéa, (2018).

[19] Dassault Systemes, Abaqus/CAE. USA: Dassault Systemes Simulia Corp, 2014.

[20] BS EN 1992-1-2:2004, Design of concrete structures: general rules, structural fire design. London: British Standard Institution, 2004.

[21] P. Lourenço: "Computational strategies for masonry structures"; thèse soutenue 1996.

[22] G. Giambanco, S. Rizzo, R. Spallino: “Numerical analysis of masonry structures via interface models”; comput. Methods. Appl. Mech. Engrg. 190 pp 6494 – 6511, 2001.

[23] Robert Bruce Petersen: “In-plane Shear Behaviour of Unreinforced Masonry Panels Strengthened with Fibre Reinforced Polymer Strips”; thèse soutenue 2009.

[24] Yi Tao: "Fibre Reinforced Polymer (FRP) Strengthened Masonry Arch Structures » ; Thesis submitted in fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, The University of Edinburgh 2012.

[25] R. Luciano and E. Sacco: “Variational methods for the homogenization of periodic heterogeneous media”; Eur. J. Mech. A/solids. 17, No 4, pp 599- 617, 1998.

[26] L. Gambarotta and S. Lagomarsio : "damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: The continuum model and its applications”; EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, VOL. 26, 441-462 (1997).

[27] A. Rekik, F. Lebon: “Homogenization methods for interface modeling in damaged masonry”; Advances in Engineering Software (2010).

[28] C.G. Papanicolaou, T.C. Triantafillou, K. Karlos, M. Papathanasiou: “Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading”; Materials and Structures pp 40:1081–1097, 2007.

[29] A. Zucchini, P.B. Lourenço : "A coupled homogenisation–damage model for masonry cracking"; Computers and Structures 82 p 917–929, 2004.

[30] A. Gabor, E. Ferrier, E. Jacquelin, P. Hamelin: “Analysis and modeling of the in-plane shear behavior of hollow brick masonry panels”; Construction and buckling materials 20 pp 308-321, 2006.

[31] Aron Gabor : “Contribution à la caractérisation et à la modélisation des maçonneries non-renforcées et renforcées par matériaux composites" ; thèse soutenue le 17 avril 2002.

[32] Alberto Maria Avossa, Pasquale Malangone: "A new model for the seismic performance assessment of masonry structures"; IX international Forum Le Vie Dei Mercanti, SAVE Heriatage, Aversa, Capri 9-11 June 2011.

[33] Lourenço, J. A. Barros, “Characterization of brick and brick–mortar interface under uniaxial tension”; VII international seminar on structural masonry for developing countries, Belo Horizonte, Brazil, 18th to 20th September 2002.

[34] Enrico Papa et AIfonso Nappi : " Numerical modelling of masonry: A material model accounting for damage effects and plastic strains"; Appl. Math. Modelling, pp 319-335; 1997.

[35] Francesca Giulia Carozzi, Gabriele Milani, Carlo Poggi: “Mechanical properties and numerical modeling of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for strengthening of masonry structures"; Composite Structures 107, p 711–725, 2014.

[36] G. Giambanco, L. D. Gati: “a cohesive interface model for the structural mechanics of block masonry”; Mechanics research communication, Vol. 24, No, 5. Pp 503-512, 1997.

[37] Bibiana Luccioni, Viviana C. Rougier: “In-plane retrofitting of masonry panels with fibre reinforced composite materials”; Construction and Building Materials 25 pp 1772–1788, 2011.

[38] Bibiana Luccioni, Viviana C. Rougier: “Numerical analysis of fibre reinforced polymer retrofitted masonry panels"; Engineering Structures 49 p 360–372, 2013.

[39] Ernesto Grande, Gabriele Milani, Elio Sacco: “Modelling and analysis of FRP-strengthened masonry panels”; Engineering Structures 30 p 1842– 1860, 2008.

[40] M.Z. Kabir and A. Kalali: “In-plane numerical modeling of strengthened perforated masonry walls using FRP under cyclic loading”; Asian journal of civil engineering (BHRC) VOL. 14, NO. 1, PAGES 161-179, 2013.

[41] G.P. Lignola, A. Prota and G. Manfredi : "Numerical simulation of inplane behavior of tuff masonry strenthened with cementitious matrix-grid composites"; Asia-Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS 2007).

[42] Francesca Giulia Carozzi, Gabriele Milani, Carlo Poggi: “Mechanical properties and numerical modeling of Fabric Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) systems for strengthening of masonry structures"; Composite Structures 107, p 711–725, 2014.

[43] Amir Si Larbi, Amen Agbossou, Patrice Hamelin: “Experimental and numerical investigations about textile-reinforced concrete and hybrid solutions for repairing and/or strengthening reinforced concrete beams”; Composite Structures 99 pp 152–162, 2013.

[44] B. Sinha, K. Gerstle, L. Tulin, stress-strain relations for concrete under cyclic loading. ACI Journal Proceedings, 61(2), pp.195-211, 1964.

[45] T. Wang, T. Hsu, Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. Computers & Structures, 79(32), pp.2781-2791, 2001.