

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Djillali Liabes de Sidi Bel Abbès

Laboratoire des Structures et Matériaux Avancés dans le Génie Civil et Travaux Publics



FACULTE DE TECHNOLOGIE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL ET TRAVAUX PUBLICS

THÈSE DE DOCTORAT 3^{ème} Cycle

Spécialité : travaux publics

Option : voies et ouvrages d'art

Présentée par :

Salaheddine LAIB

Intitulé de la thèse :

Renforcement des murs en maçonnerie par matériaux composites sous différentes sollicitations

Soutenu le : 18/10 /2021 Composition du jury :

- | | | | |
|-----------------------------|-----|------------|--------------------|
| • BOUREMANA Mohamed | Pr | U.D.L- SBA | Président du jury |
| • MEFTAH Sid Ahmed | Pr | U.D.L- SBA | Directeur de thèse |
| • BOUSAHLA Abdelmoumen Anis | MCA | U.D.L- SBA | Examineur |
| • SAOULA Abdelkader | MCA | U. Tiaret | Examineur |
| • BACHIR BOUIADJRA Mohamed | Pr | U.D.L- SBA | invité |

Année Universitaire 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents pour leur présence et leur soutien au cours de mes années d'étude,

A mes frères

A mes sœurs

A Toute ma famille « LAIB »

A tous mes amis et collègues

Et tous ceux que je connais

REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans cette thèse a été réalisé au Laboratoire des Structures et Matériaux Avancés dans le Génie Civil et Travaux Publics du département du génie civil à l'Université Djillali Liabes de Sidi Bel Abbes.

Je tiens, d'abord à remercier en premier lieu et avant tout, notre Dieu le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience pour effectuer le présent travail et de m'avoir entouré de personnes formidables et dans chacune de mes étapes de mon parcours, contribués d'une manière ou d'une autre, chacune à sa façon, à la réalisation de cette thèse de doctorat.

Je veux d'abord exprimer ma gratitude à mon encadreur Monsieur **MEFTAH Sid Ahmed**, Professeur à l'université Djillali Liabes de Sidi Bel Abbes pour son aide, et pour son suivi régulier, sa grande disponibilité, ses enrichissants et précieux conseils incessants grâce auxquels ce travail est mené à terme.

Je remercie professeur **Bouremana Mohammed** d'avoir accepté la présidence du jury. Je tiens aussi à remercier les docteurs **Bousahla Abdelmoumen Anis** et **Saoula Abdelkader** pour avoir accepté d'être rapporteurs de cette thèse.

J'e tiens à remercier Monsieur **Bachir Boudjra Mohamed**, chef de département de Génie civil et Travaux Publics de l'université Djillali Liabes de Sidi Bel Abbes pour m'avoir accueilli au sein du laboratoire LSMAGCTP.

Mes remerciements à l'ensemble des enseignants du département de Génie civil et travaux public de l'université Djillali Liabes de Sidi Bel Abbes et à mes collègues du Laboratoire des Structures et Matériaux Avancés dans le Génie Civil et Travaux Publics.

Merci à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.

Je voudrais tout particulièrement exprimer ma reconnaissance à mes parents, mes frères et mes sœurs, qui n'ont cessé de m'encourager et me soutenir durant tout mon parcours.

Résumé

Ce travail présente une étude de vibration libre des murs en maçonnerie renforcés par une plaque composite mince collée avec une couche d'adhésive viscoélastique. Pour cet objectif, deux étapes sont à considérer dans la solution analytique. Dans la première étape, une procédure d'homogénéisation efficace est proposée pour déterminer les propriétés anisotropes du mur de maçonnerie. La méthode d'homogénéisation proposée est basée sur le principe de d'équivalence énergétique, entre la cellule unitaire de la maçonnerie et l'élément fictif homogénéisé. La seconde est consacrée à des modèles mathématiques simplifiés liés aux problèmes de vibrations dans le plan et hors plan des murs en maçonnerie renforcés et non renforcés. Dans ces modèles, la théorie de cisaillement d'ordre élevé (HSDT) est utilisée pour une description plus rigoureuse de la déformation de cisaillement à travers le mur de maçonnerie et la plaque composite. La méthode de Ritz est adoptée comme stratégie de solution pour obtenir les fréquences naturelles et leurs facteurs de perte correspondants. Les résultats obtenus sont validés par la méthode des éléments finis (MEF) via le code Abaqus, puis une étude paramétrique est entreprise pour différents types de murs en maçonnerie renforcés par des plaques composites.

Mots-clés : Homogénéisation de la maçonnerie ; Vibration libre ; Matériaux viscoélastiques ; Matériaux composites ; HSDT ; Méthode de Ritz.

Abstract

This work presents a free vibration study of masonry wall reinforced with a thin composite plate by a viscoelastic adhesive layer. For this goal two steps are considered in the analytical solution. In the first one, an efficient homogenisation procedure is given to provide the anisotropic properties of the masonry wall, the proposed homogenisation strategy is based on the principle of the analogy of the strain energies, between the unit masonry cell and the fictitious homogenized element. The second

one is dedicated to purpose simplified mathematical models related to bo thin-plane and out-of-plane vibration problems of the reinforced and unreinforced masonry wall. In these models, the higher order shear theories (HSDT's) are employed for a more rigours description of the shear deformation trough the masonry wall and the composite sheet. Ritz's method is employed as a solution strategy to obtain the natural frequencies and their corresponding loss factors. The results obtained are validated by the finite element method (FEM) via the Abaqus code, then a parametric study is undertaken for different kinds of masonry walls strengthened with composite sheets.

Key words : Masonry homogenization ; Free vibration; Viscoelastic materials; Composite materials; HSDT; Ritz's method.

المخلص

يقدم هذا العمل دراسة الاهتزازات الحرة لجدار البناء المقوى بصفحة مركبة رقيقة بواسطة طبقة لاصقة لزجة. لهذا الهدف، يتم النظر لمرحلتين في الحل التحليلي. في الأول، يتم إجراء تجانس فعال لتوفير خصائص متباينة الخواص لجدار البناء، تعتمد طريقة التجانس المقترحة على مبدأ تشابه طاقات التشوه بين وحدة خلية البناء والعنصر الوهمي المتجانس. والثاني مخصص للنماذج الرياضية المبسطة المتعلقة بمشاكل الاهتزازات في المستوي وخارج المستوي لجدار البناء المقوى وغير المقوى. في هذه النماذج، يتم استخدام نظرية تشوه القص العالي HSDT لوصف أكثر دقة لإجهاد القص من خلال جدار البناء واللوح المركبة. تم اعتماد طريقة ريتز كإستراتيجية حل للحصول على الترددات الطبيعية وعوامل الخسارة المقابلة لها. يتم التحقق من صحة النتائج التي تم الحصول عليها بطريقة العناصر المحدودة (FEM) عبر كود Abaqus ، ثم يتم إجراء دراسة بارامترية لأنواع مختلفة من جدران البناء المقواة بألواح مركبة.

الكلمات المفتاحية : تجانس البناء ; اهتزازات حرة; المواد اللزجة ; المواد المركبة ; HSDT ; طريقة ريتز.

Table des matières

Résumé

Abstract

ملخص

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des notations

Introduction générale	01
------------------------------------	----

Chapitre I: Techniques de renforcement des murs en maçonnerie

I.1	Introduction	04
I.2	Technique de renforcement des structures en maçonnerie	04
I.2.1	Incorporation de couche en béton armé.....	04
I.2.2	Renforcement par béton projeté (Shotcrete).....	05
I.2.3	Renforcement dans les joints de mortier.....	06
I.2.4	La technique de « RETICOLATUS »	07
I.2.5	Confiner la maçonnerie à l'aide des colonnes de liaison.....	08
I.2.6	Injection de maçonnerie.....	09
I.3	Renforcement par matériaux composites	09
I.3.1	Définition	10
I.3.2	Les fibres de renfort.....	11
I.3.2.1	Fibres de carbone.....	11
I.3.2.2	Fibres de verre.....	12
I.3.2.3	Fibres d'aramide.....	12
I.3.3	Les matrices.....	13
I.3.4	Propriétés mécaniques des composite PRF (Polymères Renforcés de Fibres).....	15
I.3.5	L'Adhésif.....	15
I.3.6	Différents méthodes de mise en œuvre des matériaux composites.....	16
I.3.6.1	Collage de plaques composites.....	16
I.3.6.2	Mise en œuvre par collage de tissus.....	17
I.3.6.3	Mise en œuvre par insertion des barres en composite.....	17
I.3.7	Avantages et inconvénients de matériaux composites PRF.....	18
I.3.8	Renforcement des murs maçonnés renforcés par PRF.....	19
I.3.8.1	Renforcement en cas de sollicitations dans le plan.....	19
I.3.8.2	Renforcement en cas de sollicitations hors plan.....	21
I.3.9	Caractérisation de l'adhérence.....	22
I.4	Conclusion	23

Chapitre II: Recherches bibliographiques sur le comportement des structures maçonnées

II.1	Introduction	25
II.2	Matériaux constitutifs de la maçonnerie.....	25
II.2.1	Elément de brique.....	26
II.2.1.1	Briques de laitier.....	27
II.2.1.2	Briques silico-calcaires.....	27
II.2.2	Eléments de mortier.....	27
II.3	Comportement de la maçonnerie.....	29
II.3.1	Comportement en compression uniaxiale.....	29
II.3.2	Comportement en traction uniaxiale.....	31
II.3.3	Comportement sous chargement bi-axial.....	33
II.3.4	Comportement en cisaillement.....	36
II.3.5	Comportement de la maçonnerie en flexion.....	38
II.4	Stratégies de modélisation de structures maçonnées.....	39
II.5	Conclusion	40

Chapitre III: Homogénéisation des structures maçonnées

III.1	Introduction	41
III.2	Modèles homogènes existants pour les structures en maçonnerie.....	42
III.3	La technique d'homogénéisation proposée.....	44
III.4	Hypothèses principales.....	45
III.4.1	Module d'élasticité homogène dans les directions x et y.....	46
III.4.2	Module de cisaillement homogène dans le plan xz	49
III.5	Validation de modèles proposés.....	51
III.6	Conclusion	55

Chapitre IV : Vibration libre des murs en maçonnerie renforcés par matériaux composites

IV.1	Introduction	56
IV.2	Description des murs de maçonnerie renforcés.....	56
IV.3	Vibrations dans le plan.....	57
IV.3.1	Hypothèses et champ de déplacements (Mur/Composite/ Adhésif).....	57
IV.4	Vibrations hors plan.....	60
IV.4.1	Hypothèses et champ de déplacement... ..	60
IV.4.2	Champs des déformations (Mur/ Composite).....	62
IV.4.3	Champs des contraintes (Mur/ Composite).....	62
IV.4.4	Champs de déplacement et de déformation (l'adhésif).....	63
IV.5	Modélisation analytique du problème de vibration amortie par la méthode de Ritz	65
IV.6	Validation des résultats.....	66

IV.6.1	Résultats du problème de vibration dans le plan.....	66
IV.6.2	Résultats du problème de vibration hors plan.....	69
IV.7	Étude de facteur de perte.....	71
IV.7.1	Facteurs de perte relatif au vibration libre dans le plan.....	72
IV.7.2	Facteurs de perte relatif au vibration libre hors plan.....	76
IV.8	Conclusion	80
	Conclusion générale	81
	Référence bibliographiques	83

Liste des figures

Chapitre I

Fig.1.1 :	Renforcement d'un mur de maçonnerie avec une couche de béton armé [GHI.2012].....	05
Fig.1.2 :	Béton projeté sur un mur en maçonnerie.....	05
Fig.1.3 :	Caractéristiques géométriques des panneaux et la disposition des armatures.....	06
Fig.1.4 :	Détails des joints de mortier renforcés après le rejointoiement par mortier ou résines.....	07
Fig.1.5 :	Technique de « Reticolatus» appliquée sur un mur en maçonnerie.....	07
Fig.1.6 :	Placement de nouvelles colonnes de liaison dans un mur en maçonnerie.....	08
Fig.1.7 :	Technique d'injection appliquée sur un mur en maçonnerie.....	09
Fig.1.8 :	Exemple de renforcement des bâtiments en maçonnerie par PRF [SIK.2003].....	10
Fig.1.9 :	Schéma d'un matériau composite [DUP.2010].....	11
Fig.1.10 :	Fibre de carbone.....	11
Fig.1.11 :	Fibre de verre.....	12
Fig.1.12 :	Fibre d'aramide.....	12
Fig.1.13 :	Organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort.....	13
Fig.1.14 :	Organigramme illustrant les différentes familles de matrice.....	13
Fig.1.15 :	Relation contrainte – déformation pour les fibres, la matrice et le composite.....	15
Fig.1.16 :	Renforcement des murs par coulage de plaque en composite.....	16
Fig.1.17 :	Renforcement des murs par coulage de tissus.....	17
Fig.1.18 :	Technique de NSM FRP appliqué sur un mur en maçonnerie.....	18
Fig.1.19 :	Différentes configurations d'essais en plan pour étudier la réponse au cisaillement d'éléments de maçonnerie en briques renforcés.....	19
Fig.1.20 :	Renforcement des murs en maçonnerie par collage des matériaux composites (PRF) [SAN.2006].....	21
Fig.1.21 :	Modes de rupture du joint collé.....	22
Fig.1.22:	Essais de la détermination de la résistance d'adhésion entre le renfort et la maçonnerie.....	23

Chapitre II

Fig.2.1 :	Illustration des constituants d'une maçonnerie.....	26
Fig.2.2 :	Influence du rapport eau/ciment sur la résistance à la compression du mortier.....	28
Fig.2.3 :	Etat de contrainte dans une éprouvette prismatique de la maçonnerie.....	29
Fig.2.4 :	Compression uni-axial : deux géométries de l'éprouvette.....	30

Fig.2.5 :	Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux : (a) mise en œuvre de spécimen (b) dispositif de l'essai de traction [BAC.1989].....	31
Fig.2.6 :	Comportement typique contrainte-déplacement : (a) rupture se produit exclusivement dans les joints de mortier ; (b) la rupture se produit dans les joints verticaux et au sein des briques [BAC.1989].....	32
Fig.2.7 :	Configuration de l'essai de traction directe [PLU.1993].....	33
Fig.2.8 :	Essai bi-axial sur des panneaux en maçonnerie [PAG.1983.1981].....	33
Fig.2.9 :	Enveloppe de résistance de la maçonnerie en fonction de l'inclinaison du chargement biaxial [PAG.1981].....	34
Fig.2.10 :	Différents mode de rupture de la maçonnerie sous chargement biaxial [DHA.1985].....	35
Fig.2.11 :	Modes de rupture possibles d'un mur chargé latéralement.....	37
Fig.2.12 :	Contraintes s'exerçant sur un élément au centre d'un mur cisailé.....	37
Fig.2.13 :	Mécanismes de rupture locaux à l'origine de la rupture en flexion horizontale [WIL.2010]...	38
Fig.2.14 :	Les différentes approches de modélisation de maçonnerie : (a)maçonnerie réelle, (b) approche micro détaillée, (c) approche micro simplifiée, (d) approche macro échelle.....	40

Chapitre III

Fig.3.1 :	Homogénéisation d'une cellule de base rectangulaire dans un mur en maçonnerie [ZUC.2009].....	41
Fig.3.2 :	Exemples d'éléments de volume représentatifs pour l'homogénéisation de la maçonnerie.....	42
Fig.3.3 :	Homogénéisation « en deux étapes » proposé par [PAN.1989].....	43
Fig.3.4 :	Les six cas élémentaires de chargement étudiés pour calculer les modules d'élasticité de la maçonnerie selon [ZUC.2002].....	43
Fig.3.5 :	(a) : Mur en maçonnerie, (b):les détails de la cellule unitaire répétitive de maçonnerie.....	45
Fig.3.6 :	Cellule unitaire de maçonnerie chargée (a) Soumis à l'excitation axiale dans la direction x (b) Soumise à une contrainte de cisaillement dans le plan xz, selon la direction x.....	47
Fig.3.7 :	Taille de cellule unitaire de la maçonnerie considérée dans l'étude numérique.....	51
Fig.3.8 :	Modélisation par élément finis (ABAQUS).....	52
Fig.3.9 :	Comparaison entre le modèle analytique proposé et les résultats de Drougkas et al [DRO.2015] : (a), (b) ; Modules de Young, (c) ; Module de cisaillement.....	54

Chapitre IV

Fig.4.1 :	Mur de maçonnerie renforcé par une plaque composite.....	57
Fig.4.2 :	Détails du maillage par MEF 3D avec le logiciel Abaqus, employant un élément de type C3D20R.....	67

Fig.4.3 :	Mode de vibration du panneau de maçonnerie carré renforcé avec Mat1, d'un élancement de 1,208 (B=3,08m et H=3,72m), vibration hors plan.....	70
Fig.4.4 :	Effet du module de Young du mortier sur le facteur de perte structurelle du mur en maçonnerie renforcé sous l'effet des vibrations dans le plan.....	73
Fig.4.5 :	Effet du facteur de perte d'adhésif sur le facteur de perte structurelle du mur de maçonnerie rectangulaire renforcé sous vibration dans le plan.....	74
Fig.4.6 :	Effet du module de Young de l'adhésif sur le facteur de perte structurelle des murs renforcé (rectangulaire / carré) sous l'effet de vibration dans le plan.....	75
Fig.4.7 :	Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur le facteur de perte structurelle des murs renforcés (rectangulaire/ carré) sous l'effet des vibrations dans le plan.....	76
Fig.4.8 :	Effet du module d'Young du mortier sur le facteur de perte structurelle du mur renforcé sous l'effet de vibrations hors plan.....	77
Fig.4.9 :	Effet du facteur de perte d'adhésif sur le facteur de perte global du mur de maçonnerie rectangulaire renforcé sous vibration hors plan.....	78
Fig.4.10 :	Effet du module d'Young de l'adhésif sur le facteur de perte global du mur de maçonnerie rectangulaire renforcé sous vibration hors plan.....	79
Fig.4.11 :	Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur le facteur de perte global des murs de maçonnerie carrés renforcés sous vibration hors plan	79

Liste des tableaux

Chapitre I

Tab.1.1 :	Propriété des fibres [LUY.1999].....	14
Tab.1.2 :	Caractéristiques mécanique des résines époxys [BAR.1992].....	14
Tab.1.3 :	Caractéristiques mécaniques des résines polyesters [CAN.1993].....	14
Tab.1.4 :	Propriétés mécaniques typiques des composites [TEN.2002].....	15
Tab.1.5 :	Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy [FIB.2001].....	16

Chapitre II

Tab.2.1 :	Propriétés mécaniques des éléments. D'après [HEN.1997].....	26
Tab.2.2 :	Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition [HEN.1997].....	28
Tab.2.3 :	Facteur de correction de la résistance en compression selon [EU6.2006].....	31

Chapitre III

Tab.3.1 :	Comparaison des modules de Young E_G	53
Tab.3.2 :	Comparaison des modules de cisaillement G_G	53

Chapitre IV

Tab.4.1 :	Propriétés matérielles des plaques composites utilisées dans l'étude paramétrique.....	67
Tab.4.2 :	Résultats des fréquences (Hz) de vibration dans le plan pour un panneau rectangulaire non renforcé et renforcé avec Mat1, d'un élancement de 2,41 (B=1,54m et H=3,72m).....	68
Tab.4.3 :	Résultats des fréquences (Hz) de vibration dans le plan pour un panneau carré non renforcé et renforcé avec Mat1, d'un élancement de 1.208 (B=3,08m et H=3,72m).....	69
Tab.4.4 :	Résultats des fréquences (Hz) hors plan pour un panneau rectangulaire non renforcé et renforcé avec Mat1, d'un élancement de 2,41 (B=1,54m et H=3,72m).....	70
Tab.4.5 :	Résultats des fréquences (Hz) hors plan pour un panneau carré non renforcé et renforcé avec Mat1, d'un élancement de 1,208 (B=3,08m et H=3,72m).....	71

Liste des notations

B	La largeur totale du mur de maçonnerie.
D	Le changement relatif de l'amortissement.
$\{D\}$	La fonction de forme polynomiale.
E_{br} et E_m	Module d'élasticité de la brique et du joint de mortier.
G_{br} et G_m	Modules de cisaillement de la brique et du joint de mortier.
G_G	Module de cisaillement équivalent.
H	La hauteur totale du mur de maçonnerie.
h_{br}	Hauteur de la brique.
h_{hm}	Hauteur du joint de mortier horizontal.
h_G	La hauteur totale de la cellule.
l_{br}	Longueur de la brique.
l_{vm}	Longueur du joint de mortier vertical.
l_G	La longueur totale de la cellule unitaire.
t_m	L'épaisseur du mur de maçonnerie.
t_c	L'épaisseur de la plaque composite.
t_{ad}	L'épaisseur de l'adhésif.
P_i^{int}	Le travail virtuel dû aux forces internes.
P_i^{acc}	Le travail virtuel dû aux forces d'inertie.
U^N	L'énergie de déformation totale de la cellule unitaire.
U_G^N	L'énergie de déformation de la cellule fictive équivalente.
U^S	L'énergie de déformation de cisaillement totale de la cellule unitaire.
U_G^S	L'énergie de déformation de cisaillement de la cellule fictive équivalente.
U^i, V^i et W^i	Les déplacements dans les directions X, Y et Z.
U_0^i et V_0^i	Les déplacements axiaux à la position du plan médian.
W_s^i et W_b^i	Les déplacements transversaux (de cisaillement et de flexion).
δ	La variation virtuelle.
$f(X), f(Z)$	Les fonctions de forme de cisaillement.
Φ_X^i et Φ_Y^i	Les rotations autour des axes x et y.
ρ_m	La densité du mur de maçonnerie.
ρ_c	La densité de la plaque composite.

ρ_{ad}	La densité de l'adhésif.
$\sigma_{XX}^i, \sigma_{YY}^i$	Contraintes normales.
$\tau_{XY}^i, \tau_{XZ_i}, \tau_{YZ_i}$	Contraintes de cisaillement.
$(\varepsilon_{XX}^i, \varepsilon_{YY}^i, \gamma_{XY}^i, \gamma_{XZ_i}^i, \gamma_{YZ_i}^i)$	Les composants des déformations (i= maçonnerie, composite, adhésif).
ε_{x-br} et ε_{x-hm}	Déformations de la brique et du joint de mortier horizontal selon l'axe x.
$\delta\varepsilon_{x-br}$ et $\delta\varepsilon_{x-hm}$	Déformation longitudinal virtuel de la brique et du joint de mortier horizontal.
γ_{yx-br} et γ_{yx-hm}	Déformations transversale de la brique et du joint de mortier horizontal selon l'axe yx.
ν_i	Coefficient de Poisson.
$(\nu_j, u_{0j}, \varphi_{zj}, \nu_{jl}, u_{jl}, w_{bjl}, w_{sjl})$	Les coefficients de Ritz et j et l représentent les formes modales des vibrations liées aux directions Y et X respectivement.
ω	La fréquence naturelle.
η_m	Le facteur de perte de la maçonnerie.
η_ω	Le facteur de perte global.
η_{ad}	Le facteur de perte de l'adhésif.
λ	La fréquence propre complexe.
HSDT	Théorie de déformation de cisaillement d'ordre élevé.
PFR	Polymère renforcé de fibres.
Mat1/ Mat2	Matériaux composites (rigide /standard)

Introduction générale

Les constructions faisant partie du patrimoine historiques réalisées en Algérie pendant les périodes coloniales française et espagnole, consistent en une disposition régulière de murs en maçonnerie. Ces derniers, sont généralement construits sur toute la hauteur du bâtiment, comme une série de murs en maçonnerie couplés par des poutres ou des dalles ou comme des noyaux centraux. Les récents tremblements de terre, dans le nord de l'Algérie, ont démontré à plusieurs reprises de vulnérabilité des structures de maçonnerie vieillissantes aux demandes sismiques. La nécessité de réhabiliter et de renforcer les murs de maçonnerie détériorés devient un problème majeur et urgent dans cette situation. D'un point de vue technologique, le renforcement des anciennes structures en maçonnerie a été réalisé en adoptant des matériaux standards, principalement constitués de ciment, du béton et de l'acier. Récemment, des nouvelles techniques de renforcement sont apparues, elles sont basées sur l'idée que le renforcement doit être léger et amovible et si possible, qu'il ne modifie pas le schéma structurel de la construction.

Des techniques innovantes basées sur des matériaux polymères renforcés par des fibres (PRF) semblent être intéressantes, comme alternatives aux solutions classiques. Avec l'efficacité structurelle, les matériaux composites sont légers et faciles à installer, leur application n'implique pas de perte d'espace et dans certains cas, elle peut être réalisée sans interrompre l'utilisation du bâtiment. Dans ce contexte, de nombreux travaux de recherche ont été consacrés aux structures de maçonnerie renforcées en employant des plaques de PRF [TRI.1998], [HAM.2001.2002], [EHS.2005], [MIL.2011a].

Gilstrap et al [GIL.1998] ont montré, à partir d'études expérimentales, que l'utilisation de stratifiés de PRF liés à la face extérieur conduit à une augmentation jusqu'à 50 fois dans la résistance du mur de maçonnerie. D'autres recherches expérimentales ont démontré l'efficacité de l'amélioration de la capacité des murs de maçonnerie en flexion sous une charge hors plan [HAM.2001],[KIS.2002]. Malheureusement, lorsque la technologie des matériaux composites est employée dans le renforcement des structures en murs de maçonnerie, aucun modèle théorique simplifié n'est disponible dans la littérature pour prédire avec précision les caractéristiques vibratoires, et peu d'informations sont disponibles dans les codes de conception [CNR.2004], [JSCE.2001]. Ces caractéristiques impliquent à la fois les fréquences circulaires et leurs facteurs de perte correspondants pour chaque mode de vibration considéré, ce qui est nécessaire pour effectuer l'analyse sismique.

Il a souvent été suggéré, dans l'utilisation pratique de la modélisation par éléments finis des structures de maçonnerie sous charge sismique, d'utiliser des modèles de type discret (un modèle d'assemblage de briques et des joints de mortier avec une géométrie explicitement définie pour l'ensemble de la structure de maçonnerie), [DHA.2010], [PAR.2016], [VAL.2016], [MAU.2014].

Malgré les résultats précis donnés par la technique de modélisation discrète, cela conduit à une consommation de temps et de mémoire coûteuse liée au maillage fin nécessaire avec des éléments finis 3D de toute la structure de maçonnerie. Bien que cette option d'analyse soit considérée comme viable, mais peu pratique dans les environnements de conception typiques.

De nombreux travaux de recherche ont visé à proposer des méthodes efficaces et simplifiées, capables de fournir des résultats fiables et ne nécessitant qu'un nombre réduit des paramètres matériels. Afin d'atteindre cet objectif, la technique d'homogénéisation des matériaux utilisée pour la cellule unitaire représentative a été proposée par [SAL.1968], [PAN.1989], [PIE.1992], [ANT.1995] pour simplifier l'étude des structures complexes (mur et voûte en maçonnerie..). Plus récemment, une méthode d'homogénéisation innovante, basée sur la mécanique du gène de la structure, est proposée par Almeida et al [AIM.2020].

L'objet de cette thèse peut se résumer en deux points :

- Formuler une nouvelle technique d'homogénéisation capable de prédire correctement les propriétés élastiques anisotropes de la cellule élémentaire de maçonnerie définie.

La méthode d'homogénéisation proposée est basée sur la substitution de la cellule périodique unitaire de maçonnerie, identifiée schématiquement comme un motif répétitif à travers la structure du mur de maçonnerie, par un élément homogène fictif, qui inclut intrinsèquement les propriétés géométriques et mécaniques des briques et des joints de mortier. Les résultats sont validés par simulations en éléments finis via le code Abaqus. Le but de cette technique est de fournir les propriétés anisotropes du mur de maçonnerie qui seront utilisées dans l'étude des vibrations des murs en maçonnerie renforcés par des plaques composites.

- Étude de comportement d'un panneau de maçonnerie renforcé par une plaque composite dans un problème de vibration libre dans le plan et hors plan. Le problème de vibration libre est traité par la méthode de Ritz en adoptant la théorie de cisaillement d'ordre élevé (HSDT). Les résultats sont comparés à ceux obtenus par la MEF à l'aide du logiciel Abaqus. Une attention particulière est accordée à l'effet des dimensions du panneau de maçonnerie renforcé et des paramètres mécaniques du renforcement PRF et des joints de mortier sur la

prédiction des fréquences et des facteurs de perte. Les influences des caractéristiques matérielles et géométriques de la couche adhésive sont également abordées dans cette étude.

La structuration de cette thèse comporte une introduction, quatre chapitres et une conclusion :

Le premier chapitre : présente les différentes techniques employées dans les travaux de renforcement ou de réparation des murs en maçonnerie. Aussi, ce chapitre présente une introduction aux matériaux composites, les constituants, les propriétés mécaniques, et les différents procédés de mise en œuvre des renforts composites. Il présente aussi une illustration du comportement dans le plan et hors plan des murs en maçonnerie renforcé par PRF et déterminer la résistance de l'adhésion entre le maçonnerie et le matériau composite.

Le deuxième chapitre : nous présentons une étude bibliographique qui décrit d'abord les constituants les plus fréquemment employés dans les constructions en maçonnerie. Ensuite nous abordons les aspects liés à la modélisation et le comportement de ces structures maçonnées.

Le troisième chapitre : nous proposons un modèle d'homogénéisation basé sur le principe d'équivalence énergétique de déformation entre la cellule unitaire de maçonnerie et l'élément fictif homogénéisé. Cette procédure d'homogénéisation du matériau permet de définir les caractéristiques élastiques du matériau orthotrope fictif, qui remplace la cellule unitaire. Les résultats analytiques obtenus par cette méthode ont été validé par les travaux de Drougkas et al [DRO.2015] et par la modélisation à l'aide du logiciel Abaqus [ABA.2003].

Le quatrième chapitre : porte sur une étude vibratoire des murs en maçonnerie renforcés par des plaques composites (PRF), dans le plan et hors plan. La théorie de cisaillement d'ordre élevé (HSST) est utilisée pour une description plus rigoureuse de la déformation de cisaillement à travers le mur de maçonnerie et la plaque composite. Les résultats obtenus dans ce chapitre sont organisés en deux parties.

- Etude et analyse vibratoire dans le plan et hors plan des murs en maçonnerie renforcés et non renforcés ;
- Etude des facteurs de perte (l'évolution de l'amortissement de la structure de mur en maçonnerie renforcé) ;

La présente thèse se clôture en fin par **une conclusion générale** et des perspectives.

Chapitre I :
Techniques de renforcement des murs en
maçonnerie

I.1 Introduction :

La maçonnerie non renforcée est un matériau complexe qui est utilisé dans une grande partie des bâtiments existants dans le monde. L'expérience sur les derniers séismes a montré que les structures en maçonnerie non renforcées peuvent être considérablement vulnérables aux actions sismiques. Au cours des dernières décennies, différentes méthodes de renforcement des structures en maçonnerie ont été proposées et utilisées pour améliorer leur performance sismique.

De nombreuses techniques de réhabilitation se sont développées, depuis que la constatation alarmante de la détérioration des infrastructures en maçonnerie a été relevée. Le choix de la méthode de renforcement dépend essentiellement sur les conclusions du rapport de diagnostic structurel effectué par les experts, incluant les désordres causés par le séisme. Il y a lieu de noter, que ce choix n'est cependant pas la seule étape importante du processus de confortement. Il faut aussi porter une attention particulière sur: la préparation des surfaces, les techniques et les conditions d'élaborations, le mûrissement du renforcement ou de la réparation, les contraintes du lieu d'intervention.

Le principe du renforcement ou de la réparation consiste en l'ajout de matière dans les sections de faibles résistances ou à forts endommagements. Une section devient plus sollicitée si les efforts appliqués augmentent (élément nécessite un renforcement) ou bien si sa rigidité a diminuée par suite de dégradations (élément a besoin d'une réparation) [BEN.2014].

I.2 Technique de renforcement des structures en maçonnerie :

Une grande variété de techniques d'intervention peut être envisagée pour le renforcement et la réparation de structures de maçonnerie qui ont subi des dommages en raison de la surcharge, tassement du sol, variation de température, catastrophes naturelles comme le vent, les tremblements de terre, etc. Une distinction approximative peut être faite entre les techniques traditionnelles et modernes. Les techniques traditionnelles impliquent l'utilisation des matériaux et les procédés constructifs employés à l'origine de la construction. Les techniques modernes visent des solutions plus efficaces utilisant des matériaux et des technologies innovantes, basées essentiellement sur l'emploi des matériaux avec un rapporte rigidité-masse plus élevé. Parmi les différentes méthodes de renforcement, nous avons :

I.2.1 Incorporation de couche en béton armé :

L'une des méthodes les plus populaires utilisées dans les pays développés consiste à recouvrir les murs par des couches en béton armé. Il s'agit de construire une structure parallèle à celle déjà

existante, pour renforcer les structures de maçonnerie. Dans cette méthode, un maillage d'armatures est d'abord placé dans la face du mur puis il est recouvert d'une couche de béton (**Fig.1.1**) [GHI.2012]. C'est une solution de renforcement sismique face à la flexion et au cisaillement qui permet d'améliorer la rigidité et la résistance de la structure.

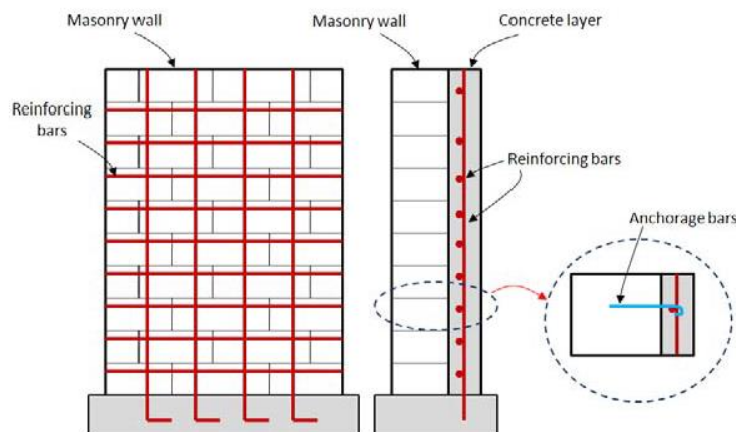


Fig.1.1 : Renforcement d'un mur de maçonnerie avec une couche de béton armé [GHI.2012].

I.2.2 Renforcement par béton projeté (Shotcrete) :

Shotcrete est une méthode de recouvrement des murs de maçonnerie renforcés par un maillage de barres avec du béton projeté. Cette méthode est plus pratique et moins coûteuse. L'épaisseur d'une couche de béton projeté peut être adaptée à la demande sismique.

En général, l'épaisseur du recouvrement est d'au moins 60mm. Le revêtement en béton projeté est généralement renforcé par un treillis soudé pour contrôler les fissures.

Les expériences ont montré que l'utilisation du béton projeté est très efficace pour augmenter la résistance et la ductilité des murs de maçonnerie non renforcés (**Fig.1.2**).



Fig.1.2 : Béton projeté sur un mur en maçonnerie.

Cette méthode augmente considérablement la charge ultime des murs renforcés [FRA.2003]. De plus, la rigidité des spécimens renforcés à la force latérale maximale est approximativement 3 fois plus rigide que les spécimens non renforcés. La méthode de béton projeté augmente la résistance à la flexion des murs en maçonnerie renforcés due à l'allongement successif et rendement de l'armature en tension. Le béton projeté ajoute généralement un poids considérable à la structure. Ce qui entraîne des forces d'inertie plus importantes lors d'un tremblement de terre.

I.2.3 Renforcement dans les joints de mortier :

La technique de renforcement des joints de mortier repose sur l'insertion des barres d'acier dans les joints horizontaux du mur de maçonnerie, préalablement fouillé pendant quelques centimètres, puis rempli par un matériau de jointoiment. Elle est particulièrement applicable aux maçonneries ayant des joints réguliers (maçonnerie en brique ou en pierre) (**Fig.1.3**). L'application de cette technique comporte de nombreux aspects, à savoir :

- la préparation préalable des joints.
- le choix du renfort, en termes de matériaux, d'espacement et de quantité.
- le type de matériau de rejointoiment.
- l'esthétique de la face du mur.

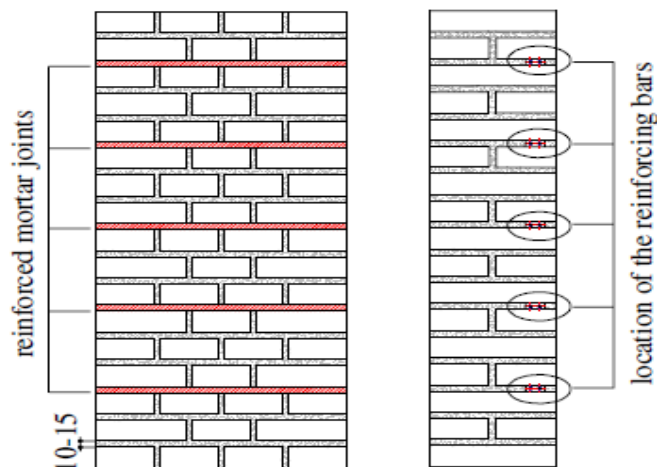


Fig.1.3 : Caractéristiques géométriques des panneaux et la disposition des armatures.

La technique proposée ne présente pas de difficulté particulière d'application ; certaines précautions sont nécessaires pendant les phases opératoires (coupe du joint, nettoyage, rejointoiment), notamment dans le cas des bâtiments historiques, mais chaque opération peut être effectuée assez facilement et rapidement [VAL.2005].

La figure 1.4 représente les détails de l'application de cette technique pour les deux matériaux de remplissage utilisés. Afin de couvrir le mortier polymère, une couche de 20 mm de mortier

hydraulique a été utilisée comme étanchéité. En plus, comme le diamètre de barre est limité par l'épaisseur de mortier, il est possible de disposer deux barres dans la même couche renforcé. Une couche d'enrobage de 2 cm permet de prévenir la corrosion de l'acier.

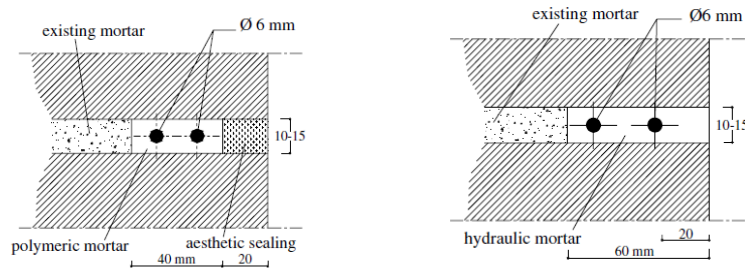


Fig.1.4 : Détails des joints de mortier renforcés après le rejointoiement par mortier ou résines.

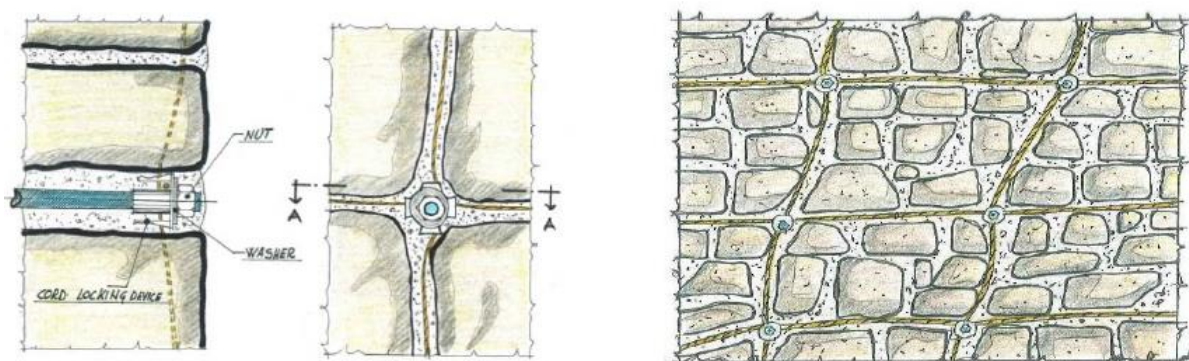
Dans le cas d'un mur épais, le renforcement avec des barres se réalise sur les deux côtés du mur et il est accompagné avec des barres qui traversent la section [VAL.2005].

I.2.4 La technique de « RETICOLATUS » :

Cette technique appelée "Reticolatus" [BOR.2010] consiste à insérer entre les blocs un maillage continu des câbles UHTSS (Ultra High Tensile Strength Steel). Fixés dans les intersections des couches de mortier par des barres métalliques noyées dans un panneau en maçonnerie (**Fig.1.5**).

Dans les travaux de Borri et al [BOR.2010] deux types de câbles sont utilisés. L'un est un câble d'acier a une grande résistance à la traction(UHTTS) et l'autre est un câble de polyéthylène; (UHMWPE). La résistance à la traction du câble d'acier est plus élevée.

En revanche, les câbles de polyéthylène possèdent des déformations ultimes à la traction qui sont plus importantes.



(a) : Détail du système d'accrochage

(b) : Un maillage continu typique

Fig.1.5 : Technique de « Reticolatus» appliquée sur un mur en maçonnerie.

Les résultats montrent que la résistance au cisaillement augmente entre 2.7 et 2.9 fois en utilisant les câbles d'acier par rapport au mur non renforcé. Alors que l'utilisation des câbles de polyéthylène donne une augmentation de la résistance de 2.3 fois par rapport au mur non renforcé [TUR.2015].

I.2.5 Confiner la maçonnerie à l'aide des colonnes de liaison :

La maçonnerie confinée en béton armé représente l'un des systèmes de construction en maçonnerie les plus utilisés en Asie et en Amérique latine. En Europe, Eurocode 8 [EU8.2003] recommande l'utilisation de ce système confiné pour les constructions en maçonnerie. En Chine, ce type de confinement est utilisé dans les nouveaux bâtiments en maçonnerie ainsi que pour la réhabilitation des bâtiments existants. Cependant, il n'est pas facile de construire un tel confinement dans les bâtiments en maçonnerie existants. La caractéristique de base des structures de maçonnerie confinées est le béton armé vertical ou les colonnes de liaison de maçonnerie renforcée, qui confinent les murs à tous les angles et à toutes les intersections de murs, ainsi que les bords verticaux des ouvertures des portes et des fenêtres. Pour être efficaces, les poteaux de liaison doivent être reliés à une poutre de liaison le long des murs aux niveaux des planchers. Le confinement empêche la désintégration et améliore la ductilité et la dissipation d'énergie des bâtiments de maçonnerie non renforcés, mais a un effet limité sur la résistance à la charge ultime [ELG.2004].

La quantité d'armature et les dimensions du béton pour ce système sont déterminées sur la base de l'expérience, et dépend de la hauteur et les dimensions du bâtiment. Le Code technologique pour la maçonnerie de briques confinées [DB32/113-95] recommande un espacement de 1,5 à 2,5 m entre les poteaux, comme l'illustre la figure 1.6. De plus, il est recommandé d'utiliser une poutre de profondeur 120-180 mm avec une largeur égale à l'épaisseur de la paroi et 4 barres de 14-16 mm de diamètre.

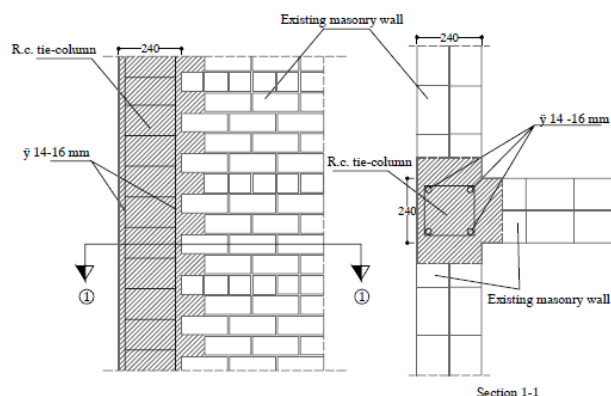


Fig.1.6 : Placement de nouvelles colonnes de liaison dans un mur en maçonnerie.

I.2.6 Injection de maçonnerie :

L'injection est l'un des types de réparation les plus efficaces et elle est utilisée pour la restauration de la maçonnerie. Cette technique permet d'éviter toute destruction ultérieure du mur et peut prolonger considérablement la durée de vie de la structure. L'injection des mélanges se fait à travers des tuyaux minces, équipés d'emballeurs (injecteurs), et s'effectue à travers des seringues ou des pompes. Le mélange pénètre la zone de problèmes et remplit tous les vides, les pores et les fissures. Les différents types de mélanges proposés par les fabricants sont.

- Les mélanges de micro-ciment : sont largement utilisés pour l'injection et sont des compositions à base de clinker de ciment granulé finement broyé.
- Les époxyds sont des mélanges à deux composants de faible viscosité consistant en polyester-polyols et isocyanate modifié.
- Les résines de polyuréthane sont des compositions durcissant à l'humidité constituées de polyuréthane hydroactif et capables d'éliminer efficacement les fuites d'eau.

Cette technique de réhabilitation améliore le comportement global de structure en maçonnerie et permet de restaurer la rigidité et la résistance initiales du mur en maçonnerie [DECO].

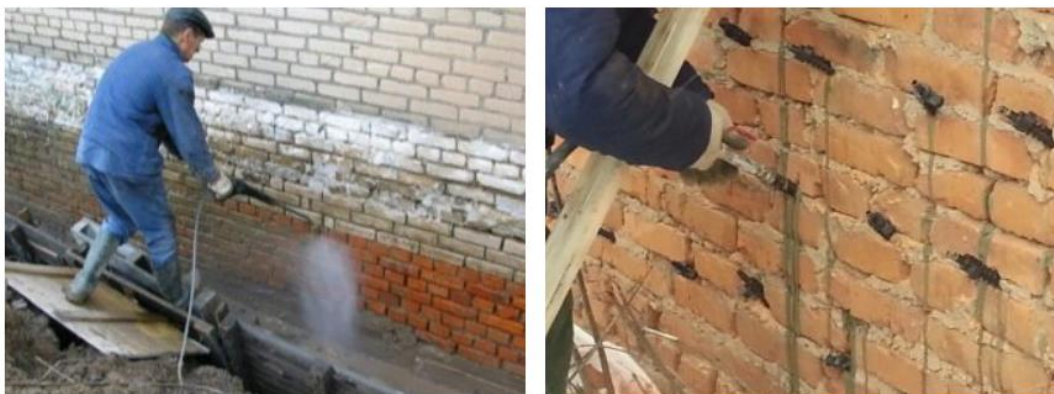


Fig.1.7 : Technique d'injection appliquée sur un mur en maçonnerie.

I.3 Renforcement par matériaux composites:

La technologie du renforcement par les polymères renforcés de fibres est l'une des technologies les plus efficaces d'accroissement de la résistance des éléments structuraux porteurs. Son application est relativement simple, et peu exigeante en main-d'œuvre. Ainsi, elle représente l'une des solutions de rechange les plus souhaitables en matière d'accroissement de la résistance des ouvrages existants (structure en béton ou en maçonnerie).

Les termes « matériau composite renforcé de fibres », « composite amélioré » ou « polymère renforcé de fibres : « PRF » » sont généralement employés pour désigner les matériaux en fibres synthétiques

telles que la fibre de verre, la fibre de carbone et la fibre d'aramide enchâssée dans une matrice (résine époxy ou vinylester). Les composites de fibres possèdent habituellement un rapport résistance-poids plus élevé que celui des matériaux de construction conventionnels tels que l'acier, et une excellente résistance à la corrosion.

Il existe à présent de nombreuses possibilités d'application de cette technique de renforcement. Dans une structure en maçonnerie il est possible de renforcer presque tous les éléments de construction : mur porteur (**Fig.1.8**), dalles, poutre... Cette technique permet d'améliorer.

- la capacité portante des murs en maçonnerie.
- la rigidité.
- la durée de vie de la structure en maçonnerie.
- la durabilité de la structure, exposée aux attaques environnementales.



Fig.1.8 : Exemple de renforcement des bâtiments en maçonnerie par PRF [SIK.2003].

I.3.1 Définition :

Un matériau composite résulte d'un assemblage de deux ou plusieurs matériaux. L'assemblage final possède des propriétés supérieures aux propriétés à chacun des matériaux constitutifs. Un matériau composite est constitué d'un renfort qui assure la tenue mécanique et d'une matrice qui assure la cohésion de la structure et la transmission des efforts vers le renfort.

Ces matériaux composites apportent de nombreux avantages : légèreté, résistance mécanique et chimique, maintenance réduite, liberté de forme. Ils permettent d'augmenter la durée de vie de certains ouvrages grâce à leurs propriétés mécaniques (rigidité, résistance à la fatigue), mais aussi grâce à leurs propriétés chimiques (résistance à la corrosion).

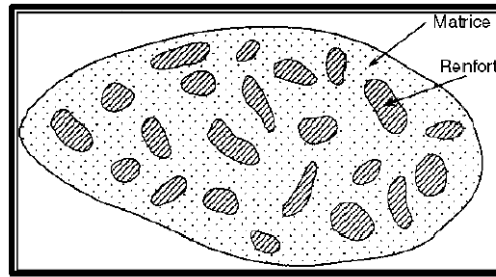


Fig.1.9 : Schéma d'un matériau composite [DUP.2010].

I.3.2 Les fibres de renfort :

Parmi les produits développés pour les applications de génie civil jusqu'à maintenant, ce sont des fibres continues unidirectionnelles qui sont incorporées dans une matrice polymérique. Les matériaux composites unidirectionnels ainsi créés sont fortement anisotropes, c'est-à-dire que leurs propriétés sont très différentes selon la direction considérée. En conséquence, il est nécessaire d'orienter les fibres dans la direction principale des contraintes. Les fibres les plus présentes sur le marché des produits en PRF sont celles de carbone, de verre et d'aramide. Le tableau 1.1 présente les propriétés typiques de certaines fibres. Ces fibres sont choisies pour leur haute résistance mécanique et/ou leur haut module d'élasticité.

I.3.2.1 Fibres de carbone :

Les fibres de carbone ont un haut module d'élasticité, de 200 à 800 GPa. L'allongement ultime est de 0,3 à 2,5 %. Les fibres de carbone n'absorbent pas l'eau et elles résistent à plusieurs solutions chimiques. Elles présentent une résistance excellente à la fatigue, et une faible relaxation comparée à celle des aciers extensibles précontraints. La fibre de carbone est un conducteur électrique et, par conséquent, peut donner la corrosion galvanique si elle est en contact direct avec l'acier. Il faut signaler également le mauvais comportement au choc et à l'abrasion des stratifiés renforcés par des fibres de carbone. Les fibres de carbone se différencient par le taux de carbone plus ou moins élevé qui modifie les allongements et les contraintes à la rupture et les modules d'élasticité.

On trouvera des fibres dites « à haute résistance » HR et des fibres « à haut module » HM ou même « à très haut module » THM, et des fibres intermédiaires [CHA.2001].



Fig.1.10 : Fibre de carbone.

I.3.2.2 Fibres de verre :

Les fibres de verre sont moins chères que les fibres de carbone et les fibres d'aramide. Par conséquent, les composites en fibres de verre sont devenus la solution la plus utilisée dans plusieurs applications, tel que le génie civil, l'industrie des bateaux et d'automobiles. Les modules d'élasticité des fibres sont de 70 à 85 GPa avec un allongement ultime de 2 à 5 % selon la qualité. Par contre les fibres de verre peuvent avoir des problèmes de relaxation. Elles sont aussi sensibles à l'humidité, mais avec le choix correct de matrice, les fibres sont protégées.

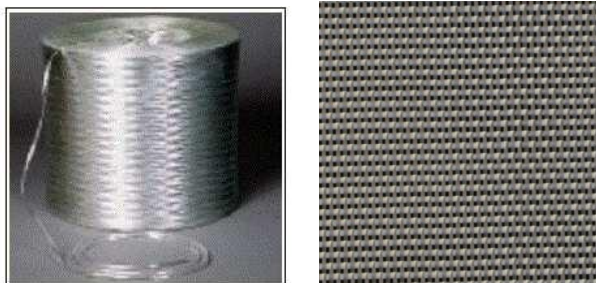


Fig.1.11 : Fibre de verre.

I.3.2.3 Fibres d'aramide :

Appelés aussi polyamide aromatique, une marque bien connue des fibres d'aramide est « kevlar » mais il existe d'autres marques aussi tel que « Twaron », « Technora ». Les modules d'élasticité de ces fibres sont de 70 à 200 GPa avec une haute énergie de fracture et un allongement ultime de 1,5 à 5 % selon la qualité. Les fibres d'aramide sont sensibles aux températures élevées, à l'humidité et aux radiations « ultra violet » et par conséquent, ne sont pas largement utilisées dans les applications de génie civil.



Fig.1.12 : Fibre d'aramide.

Plus loin, les fibres d'aramide ont des problèmes avec la relaxation et la corrosion, mais avec une bonne résistance au choc et à la fatigue. Berreur et al [BER.2002] ont présenté les principaux matériaux de renfort comme suit (**Fig.1.13**):

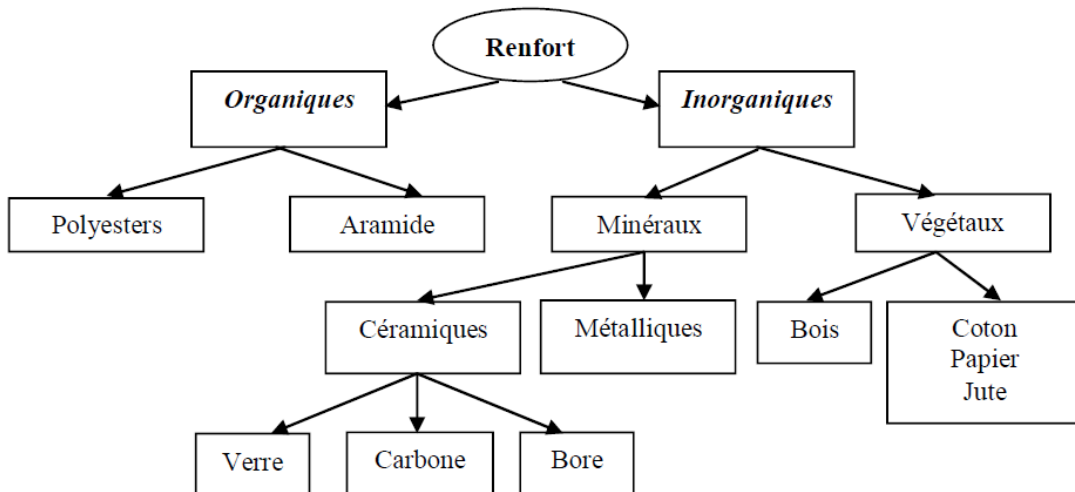


Fig.1.13 : Organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort.

I.3.3 Les matrices :

Les matrices les plus utilisées dans les composites sont les résines thermodurcissables (thermosetting), par exemple, le polyester, le vinylester, l'époxy et le phénolique. On peut trouver d'autres familles de matrice dans la figure 1.14.

Les matrices sont des matériaux isotropes. L'utilisation des matrices dans les composites permet de coller des fibres entre elles et de transférer des efforts aux fibres. De plus, la matrice joue un rôle très important pour résister aux efforts tranchants, aux forces transversales et aux forces de compression. Par ailleurs, la matrice protège les fibres, en les isolants de l'humidité, de l'oxydation et des agressions chimiques.

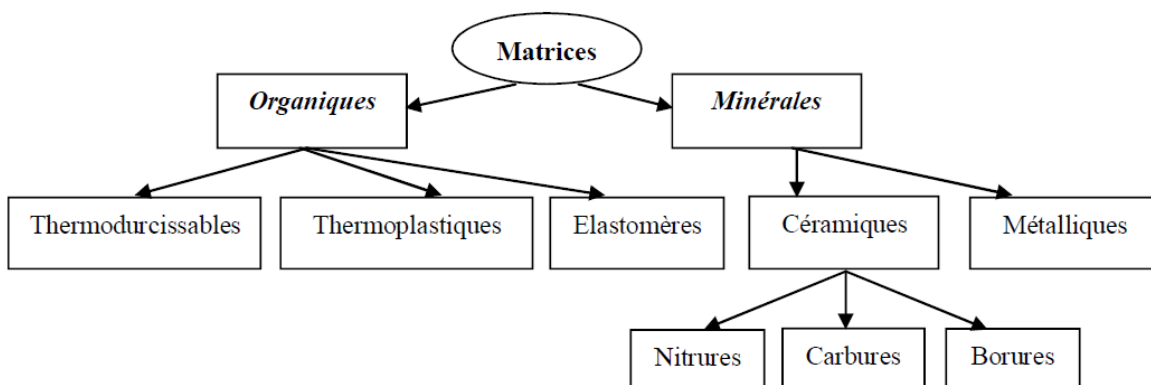


Fig.1.14 : Organigramme illustrant les différentes familles de matrice.

Les époxy sont des résines thermodurcissables qui réticulent de façon irréversible. Elles polymérisent à l'aide d'un durcisseur et d'un accélérateur et ont une structure macromoléculaire

Chapitre I: Techniques de renforcement des murs en maçonnerie.

tridimensionnelle. La polymérisation a lieu à température ambiante également. La faible absorption d'eau et l'absence de post-retrait assurent au polymère une bonne résistance aux divers agents chimiques. Ces deux propriétés permettent d'obtenir une protection importante contre la corrosion chimique. Les polymères époxy ont de bonnes propriétés en traction, en flexion, en compression. Seule, la résistance aux chocs est un point faible.

Les Tableaux 1.1, 1.2 et 1.3 donnent un ordre de grandeur des caractéristiques des fibres et matrices usuellement employées dans la fabrication des matériaux composites.

Filament	Diamètre (µm)	Densité (g/cm ³)	Résistance à la traction (Mpa)	Module de traction (Mpa)	Allongement à la rupture (%)	Température à la fusion (°C)
Verre E	3 à 30	2.54	3 400	73 000	4.5	850
Verre D	3 à 30	2.14	2 500	55 000	4.5	-
Verre R	3 à 30	2.48	4 400	86 000	5.2	990
Carbone HR	8	1.78	3 500	200 000	1	2 500
Carbone HM	8	1.8	2 200	400 000	0.5	2 500
Aramide HR	12	1.45	3 100	70 000	4	480
Aramide HM	12	1.45	3 100	130 000	2	480

HR : haute résistance ; HM : haut module.

Tab.1.1 : Propriété des fibres [LUY.1999].

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
Énergie de rupture au choc(KJ/m2)	7 à 10

Tab.1.2 : Caractéristiques mécanique des résines époxy [BAR.1992].

Masse volumique(Kg/m3)	1 200
Module d'élasticité en traction(Gpa)	2.8 à 3.5
Contrainte à la rupture en traction(Mpa)	50 à 80
Allongement à la rupture en traction (%)	2 à 5
Résistance à cisaillement(Mpa)	10 à 20

Tab.1.3 : Caractéristiques mécaniques des résines polyesters [CAN.1993].

I.3.4 Propriétés mécaniques des composite PRF (Polymères Renforcés de Fibres) :

Dans les composites PRF, 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 PRF montrent une résistance et une rigidité élevées, tandis que la capacité de déformation ultime est plus petite que celle de la matrice. La Figure 1.15 montre la relation contrainte – déformation pour les fibres, la matrice et le composite PRF [ThI.2014].

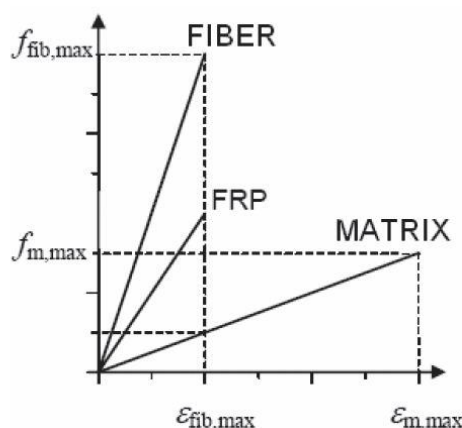


Fig.1.15 : Relation contrainte – déformation pour les fibres, la matrice et le composite PRF.

Le Tableau 1.4 résume les principales propriétés mécaniques des matériaux composites couramment utilisés en génie civil.

Matériaux composites Unidirectionnel	Contenu en fibres (% par poids)	Densité (kg / m ³)	Module d'élasticité longitudinale (GPa)	Résistance à la traction (MPa)
Fibres de verre / polyester (GFRP laminé)	50-80	1600-2000	20-55	400-1800
Carbone / époxy (CFRP laminé)	65-75	1600-1900	120-250	1200-2250
Aramide / époxy (FRP laminé)	60-70	1050-1250	40-125	1000-1800

Tab.1.4 : Propriétés mécaniques typiques des composites [TEN.2002].

I.3.5 L'adhésif :

Un adhésif est nécessaire pour coller le matériau composite sur la surface du mur, L'objectif de l'adhésif est de transmettre des contraintes de cisaillement entre le mur de maçonnerie et le composite. D'après [FIB.2001], les caractéristiques typiques d'un adhésif époxy avec une cure à froid sont les suivantes (**Tab.1.5**) :

Densité (kg /m^3)	1100- 1700
module d'Young (GPa)	0,5 - 20
modules de cisaillement (GPa)	0,8 - 8
Coefficient de Poisson	0,3 – 0,4
Résistance en traction (MPa)	9 - 30
Résistance à l'effort tranchant (MPa)	10 - 30
Résistance en compression (MPa)	55- 110
Déformation en traction à la rupture (%)	0,5 -5

Tab.1.5 : Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy [FIB.2001].

I.3.6 Différents méthodes de mise en œuvre des matériaux composites :

Les composites peuvent être appliqués aux éléments structurels de trois manières différentes :

- Mise en œuvre par collage de plaque composite.
- Mise en œuvre par collage des tissus.
- Mise en œuvre par insertion des barres en composites.

I.3.6.1 Mise en œuvre par collage des plaques composites :

La plupart des applications des matériaux composites se fait par un collage des plaques composites. Les plaques sont en carbone ou en verre époxy et fabriquées par pultrusion. Ces plaques peuvent être mises en pré-tension grâce à de nouvelles techniques de mise en œuvre. Le procédé de coulage est le suivant :

- Traitement de la surface à réparer par sablage, par eau sous pression et meulage.
- Nettoyage de la surface par un dépoussiérage.
- Application du polymère époxy sur la plaque de composite.
- Pressage de la plaque sur la surface, enlèvement de l'excédent de colle.
- Application d'une pression à l'aide d'un sac à vide ou de moyens mécaniques jusqu'à complète polymérisation du polymère.

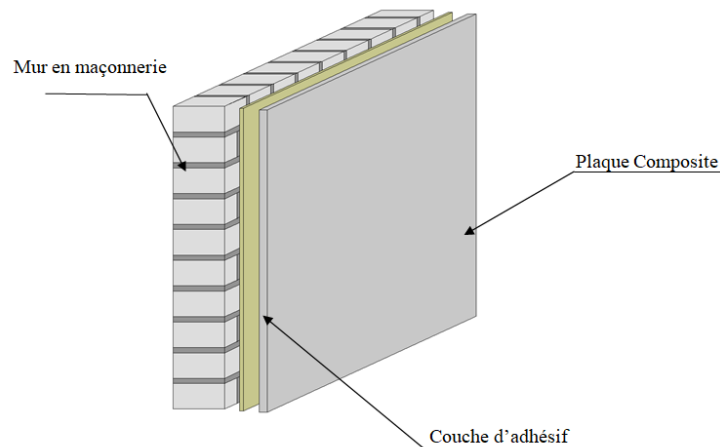


Fig.1.16 : Renforcement des murs par coulage de plaque en composite.

I.3.6.2 Mise en œuvre par collage de tissus :

Le deuxième dispositif de renforcement est un dispositif avec stratification in situ des tissus. Les tissus sont généralement constitués de plusieurs couches de fibres. Les tissus peuvent être unidirectionnels ou stratifiés (directions de fibres multiples).

Deux procédés différents peuvent être utilisés pour mettre en place un tissu sur des surfaces en béton ou en maçonnerie :

- Le tissu sec peut être appliqué directement sur la résine déjà appliquée sur la surface du mur, suivi de l'application d'une couche de fermeture qui est destinée au collage, à l'imprégnation des tissus et à la protection finale. Ce processus est connu sous le nom de « wet lay-up ».
- Le tissu peut être pré-imprégné avec la résine dans une machine adaptée, puis déposé avant polymérisation sur la surface de mur. Ce processus est connu sous le nom de « pre-preg system ».

Un avantage du renforcement par tissu est qu'il peut être appliqué à des structures de différentes formes et que la surface ne doit pas nécessairement être plate.



Fig.1.17 : Renforcement des murs par coulage de tissus.

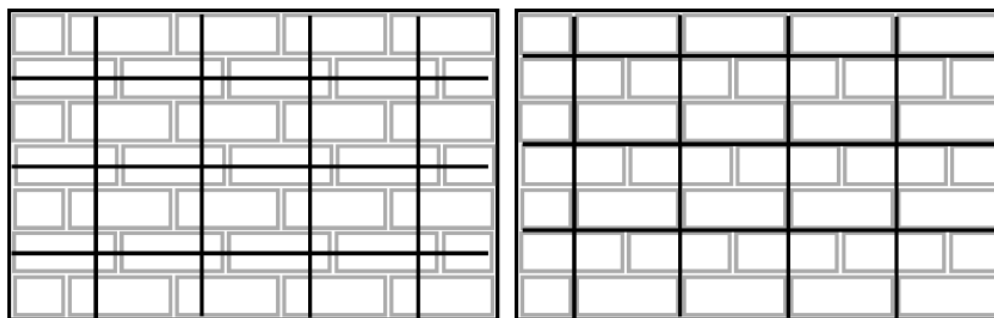
I.3.6.3 Mise en œuvre par insertion des barres en composite :

Renforcement ou réparation à l'aide de barres composites montées près de la surface, connu en anglais sous le terme de *NSM FRP* (*Near Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer*), est une des techniques les plus récentes de renforcement des structures en béton ou en maçonnerie (**Fig.1.18**).

La technique consiste à insérer des barres en composite ou des bandes en composite dans une rainure d'un mur en béton ou en maçonnerie pré-remplie avec un adhésif.

Cette technique (*NSM FRP*) a été initialement développée pour les barres en acier, mais a été remplacée par des barres en composites, en raison de leur non-corrosivité, d'un faible poids et d'une

résistance élevée. Le renforcement des murs de maçonnerie avec une technique de NSM FRP a été étudié par Silva et al [SIL.2006] et Tinazzi et al [TIN.2000] pour un chargement monotone dans le plan du mur.



(a) Rainures dans la brique

(b) Rainures dans le mortier

Fig.1.18 : Technique de NSM FRP appliqué sur un mur en maçonnerie.

Konthesingha et al [KON.2013] ont étudiée l'application du renforcement NSM CFRP sur des murs en maçonnerie endommagés. Les résultats montrent que la résistance maximale du mur renforcé n'a pas augmenté mais que la capacité de déformation est améliorée.

Cette technique nécessite plus de travaux de préparation et donc coûte plus chère par rapport au collage des tissus composites. En outre, la structure existante doit avoir un enrobage suffisamment épais pour la réalisation d'une rainure dans le mur.

I.3.7 Avantages et inconvénients de matériaux composites PRF :

Les avantages :

Les matériaux composites disposent d'atouts importants par rapport aux matériaux traditionnelles, ils apportent de nombreux avantages fonctionnels tel que :

- Résistance mécanique élevée.
- Faciles et rapides à mettre en œuvre, très bonne adaptabilité aux diverses géométries (tissu souple).
- Insensibles à la corrosion.
- Légers, n'apportent pas de masse à la structure => neutres vis-à-vis du comportement dynamique.
- Selon l'orientation des fibres, il est possible d'améliorer le comportement dans une seule direction.
- Toutes sections et longueurs possibles.

Les inconvénients :

Les inconvénients de l'utilisation de matériaux composites viennent de leur faible résistance au feu, la rupture fragile, le fluage et le risque de gâcher la valeur esthétique de structure en maçonnerie.

De plus, une expérience à long terme sur les fibres n'est pas encore disponible puisque c'est une technique récente et cela peut être à risque pour les bâtiments où une longue durée de vie est demandée. Après, les PRF sont plus chers que les autres techniques mais il faut toujours regarder le processus total pour décider car parfois même si les matériaux sont plus chers, le coût total peut être plus économique.

I.3.8 Renforcement des murs en maçonnerie par des plaques en PRF :

I.3.8.1 Renforcement en cas de sollicitations dans le plan :

Plusieurs travaux de recherche expérimentaux ou analytiques ont été menés sur la réponse dans le plan des murs renforcés par des plaques ou des laminés en PRF.

Selon Roca [ROC.2010] une synthèse de certaines configurations d'essais dans le plan utilisées pour étudier la réponse au cisaillement des éléments renforcés est présentée à la figure 1.19. Dans ces cas, la stratégie de renforcement est représentée par des polymères renforcés de fibres (PRF) liés chimiquement à l'extérieur sous forme de plaques ou des laminés.

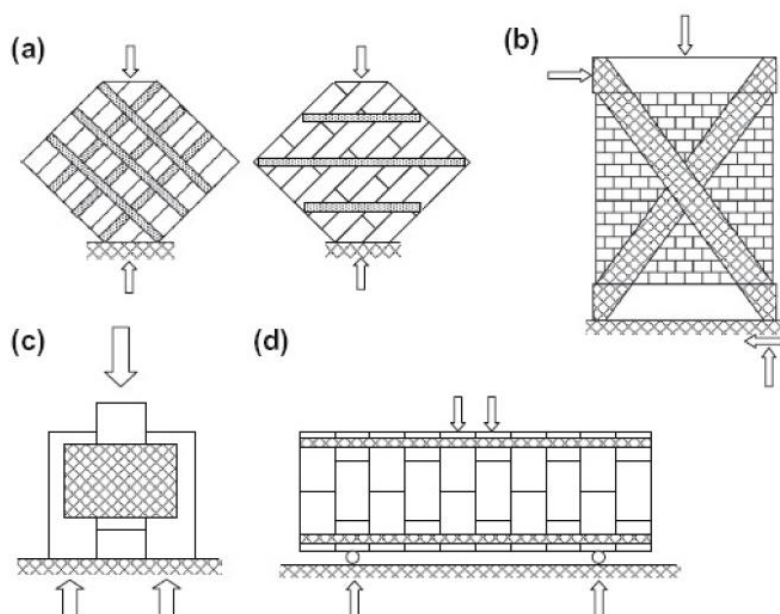


Fig.1.19 : Différentes configurations d'essais en plan pour étudier la réponse au cisaillement d'éléments de maçonnerie en briques renforcés par des PRF : (a)[VAL.2002],(b)[EIG.2005],(c)[ESH.1997],(d)[TRI.1998].

Il est à noter qu'un tel renforcement par liaison chimique externe implique des phénomènes mécaniques complexes. Comme le décollement de la surface des briques ou l'influence du frottement et de la dilatation dans l'interface brique-mortier sur la réponse du renforcement lui-même [ANG.2011].

En particulier, Valluzzi et al [VAL.2002] ont utilisé les essais classiques de compression diagonale (**Fig.1.19(a)**) pour explorer la réponse au cisaillement dans le plan des panneaux de maçonnerie en briques renforcés par des lamelles de PRF et comparé les résultats expérimentaux avec les prédictions obtenues par différents modèles analytiques.

Dans l'étude citée, la différence d'efficacité du renforcement a été étudiée pour des configurations de renforcement des deux côtés (symétrique) ou d'un seul côté (non symétrique). Selon ElGawady et al [ELG.2005], l'efficacité du renforcement de PRF est évaluée par des essais sur des murs de maçonnerie renforcés par des lamelles collées à l'extérieur et appliquées en diagonale aux joints, comme le montre la figure 1.19(b).

De plus, dans les travaux de ElGawady et al [ELG.2007], ont étudiée le comportement cyclique des murs en maçonnerie, employant des spécimens semblables à ceux de la figure 1.19(b), De manière générale, les composites PRF permettent d'augmenter la résistance latérale dans le plan des murs maçonnés dans une fourchette allant de 25% à 590%.

En outre, des campagnes expérimentales similaires ont été réalisées, par exemple, par Santa et al [SAN.2006] en utilisant PRFC (Le polymère renforcé de fibres de carbone),et par [FAM.2008], [SAL.2005], [WAN.2006] en utilisant PRFG. Ils ont trouvé que pour avoir une même augmentation de la capacité portante, le taux de renforcement nécessaire en PRFC est moins élevé que celui en PRFG puisque la rigidité et la résistance du PRFG sont plus élevées.

Comme indiqué précédemment, Valluzzi et al [VAL.2002] ont effectué une étude afin d'examiner l'efficacité du système de renforcement en considérant différentes configurations, notamment des bandes avec une disposition en grille ou des bandes diagonales,et l'influence de l'excentricité du renforcement des panneaux sur les deux côtés de mur ou seulement sur un côté.

Il est à noter d'après Angelo [ANG.2011] que, l'application asymétrique du renforcement est associée à une efficacité limitée dans l'amélioration de la résistance au cisaillement des panneaux en maçonnerie. En outre, il est montré que la configuration diagonale peut être plus efficace concernant l'amélioration de la capacité de cisaillement, tandis que la configuration des bandes en grille permet une meilleure redistribution des contraintes, produisant une défaillance moins fragile due à la propagation des fissures [VAL2002], [SAN.2006].

En général, pour les panneaux de maçonnerie renforcés extérieurement avec des PRF et soumis à une compression diagonale, on observe une augmentation de la résistance entre 15 et 70%.



(a) : Traitement de surface des murs (b) : collage des matériaux composites (PRF).

Fig.1.20 : Renforcement des murs en maçonnerie par collage des matériaux composites (PRF) [SAN.2006].

ElGawady et al [EIG.2005] et Santa et al [SAN.2006] ont étudié la réponse des panneaux en maçonnerie à demi-échelle renforcée par des lamelles en PRF appliqués sur le diagonal du mur, soumis à des charges statiques et cycliques (**Fig.1.20**). Les essais ont montré que l'augmentation de la résistance latérale était proportionnelle à la rigidité axiale de PRF et que l'utilisation d'une grande quantité de PRF provoquait une rupture fragile.

Un certain nombre de recherches ont été effectuées afin d'étudier le renforcement sismique des murs en maçonnerie avec PRF, Certains résultats ont montré que le renforcement améliore considérablement la stabilité latérale des murs, augmente la résistance au cisaillement, le déplacement maximum avant la rupture [EIG.2005], [SAN.2006].

I.3.8.2 Renforcement en cas de sollicitations hors plan :

Les essais statiques et cycliques hors plan sont les plus courants. Il peut être fait simplement avec un vérin hydraulique par un application de charge ponctuelle sur le mur.

Hamed et al [HAM.2007], Hoepfner et al [HOE.2002], Ayman et al [AYM.2007] ont étudié le comportement hors plan des murs de maçonnerie renforcés extérieurement avec des bandes de PRFG, sous sollicitation statique monotone, et Dimas et al [DIM.2000], Kuzik et al [KUZ.2003] sous sollicitation cyclique. Selon ces études, les renforts PRF permettent d'améliorer significativement la charge ultime (jusqu'à 2321%- essais monotones et 100%– essais cycliques) ainsi que la capacité de déflexion (jusqu'à 2545%).

Un autre programme d'essai a été appliqué à 25 spécimens de murs dans les travaux de Tumialan et al [TUM.2003], dont 12 étaient des murs en blocs de béton et 13 en briques d'argile. Les murs ont été renforcés à l'aide de bandes de fibres de verre et de fibres d'aramide. L'essai a examiné différentes méthodes de préparation de la surface et les effets qui en résultent sur les résistances à la compression. Les petits spécimens étaient simplement soutenus sur leur face, et chargés verticalement au centre du mur. Les essais ont mis en évidence trois modes de rupture du système PRF/Mur : décollement de la bande PRF, rupture en flexion, soit par arrachement de la fibre, soit par écrasement du bloc, et rupture en cisaillement dans la maçonnerie près de l'un des supports. L'échec du décollement observé dans ces essais est un exemple de la dégradation du système.

L'essai a également montré une augmentation substantielle de la résistance et de la ductilité de ces murs. Une autre observation, la déformation maximale des PRF pouvait être augmentée jusqu'à 33 % grâce à une préparation de surface adéquate.

Un autre essai cyclique a été effectué à l'Université d'Alberta [KUZ.1999] sur une série des murs en blocs de maçonnerie, renforcés avec des bandes de PRF sur les deux côtés. Huit murs ont été testés, chacun étant soutenu latéralement en haut et en bas avec deux points de charge latérale entre les deux. Il a été constaté que la flexion du mur avait plus que doublé avec l'ajout des bandes de PRF.

I.3.9 Caractérisation de l'adhérence :

Plusieurs essais permettent de déterminer la résistance de l'adhésion entre le béton et le matériau composite (**Fig.1.21**) [NGU.2008]. Les essais se distinguent par la forme de l'éprouvette, le chargement et le support.

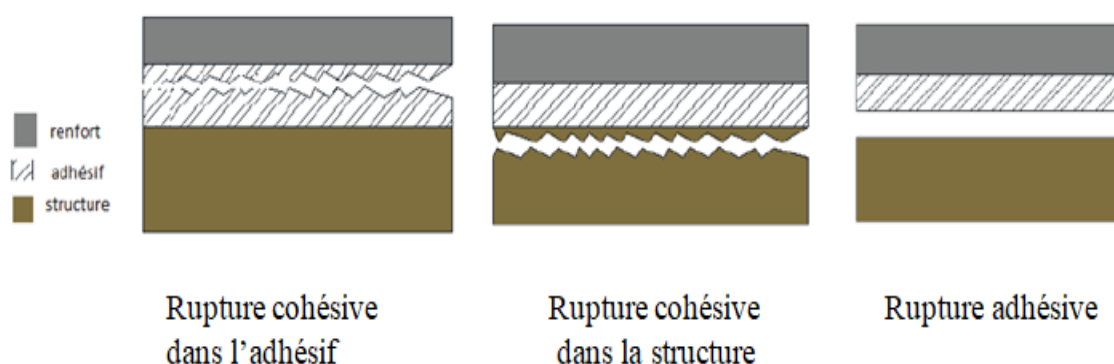


Fig.1.21 : Modes de rupture du joint collé.

Dans la maçonnerie, la résistance d'adhésion entre le composite et la maçonnerie a été étudiée en plusieurs essais dans la littérature [TUR.2015]

- Essai de flexion 4 points effectué sur un petit mur de maçonnerie renforcé par NSM PRF, [LOR.2000].
- Essai de Pull-off qui consiste à appliquer des forces de traction sur la surface du joint collée. En effet, les charges sont directement appliquées sur le renfort qui les transmet à l'adhésif [BOR.2011].
- Essai de pull-out qui consiste à appliquer force de traction axiale sur le renfort PRF fixé sur une éprouvette prismatique de maçonnerie [PET.2009], [KAS.2012].
- Essai de push-out sur des éprouvettes de maçonnerie composés de trois pierres et renforcés par collage de bandes de PRF sur la surface extérieure. Les charges appliquées sur la maçonnerie tendent à cisailer les joints et le renforcement aussi, [EHS.1997], [LUC.2010].

La Figure 1.22 représente quelques essais qui varient en fonction des cas de charges et de matériaux composites testés.

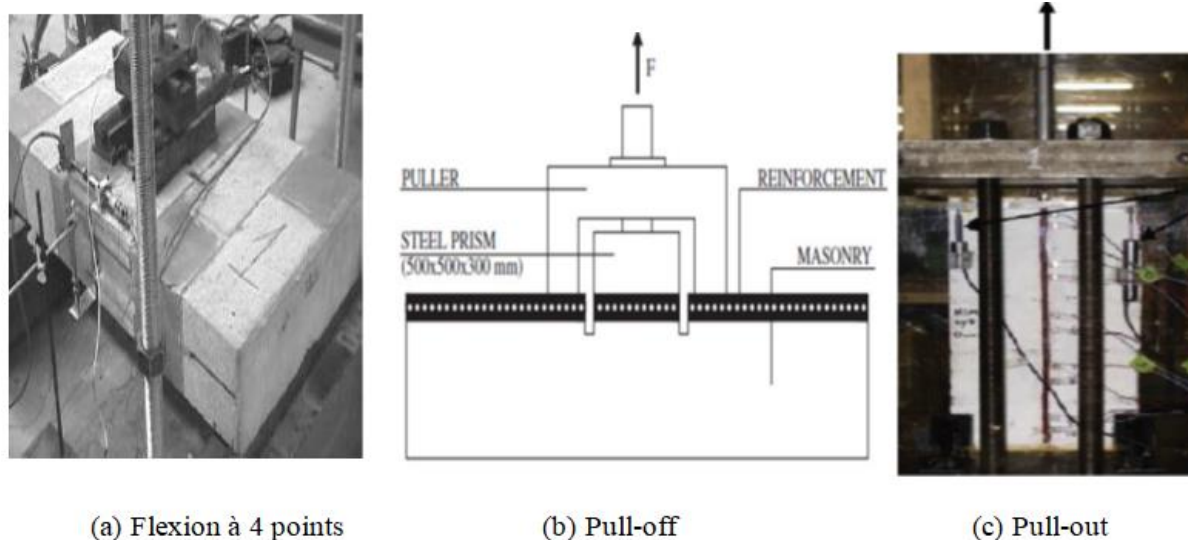


Fig.1.22 : Essais de la détermination de la résistance d'adhésion entre le renfort et la maçonnerie.

I.4 Conclusion :

Le renforcement des structures en maçonnerie est souvent nécessaire en raison de charges excessives, d'un mauvais entretien ou de l'exposition aux effets environnementaux. Diverses techniques de renforcement ont été développées et mises en oeuvre au cours des dernières années avec un certain succès. Parmi ces techniques, la technique de renforcement par matériaux composites PRF.

Chapitre I: Techniques de renforcement des murs en maçonnerie.

De nos jours, les matériaux composites sont de plus en plus utilisés pour une réparation/renforcement dans le domaine de BTP. Ces matériaux, vu leurs résistances mécanique et chimique élevées et leur poids légers, permettent de réduire la main d'oeuvre et le temps de travail, la surface des structures anciennes ne peut pas convenir pour l'application des matériaux composites dans de nombreux cas. Chaque structure est unique. Aussi, il n'est pas possible de conclure quelle technique est la meilleure car cela dépend du type de structure et de leur condition physique et mécanique.

L'efficacité de cette technique est limitée par le problème de décollement en raison de la concentration de contraintes à l'interface des bandes PRF-Mur. Les bandes de renfort PRF ne peuvent donc pas atteindre leur capacité. Plusieurs recherches concernant ce problème sont en cours de développement et des efforts considérables ont été faits pour trouver une solution pertinente.

Chapitre II :
Recherches bibliographiques sur
le comportement des structures maçonnées

II.1 Introduction :

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 en vue d'étudier le comportement des maçonneries et modéliser des ouvrages en maçonnerie. 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'est-à-dire que les ruptures se produisent généralement au niveau des joints de mortier plutôt qu'au niveau des blocs.

D'après Hilsdorf [HIL.1969], 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 perpendiculaires et parallèles aux lits de la maçonnerie.

Ce chapitre est consacré 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.

II.2 Matériaux constitutifs de la maçonnerie :

Un mur de la maçonnerie est composé de rangées des briques reliées par le biais d'un liant de mortier. Les briques se distinguent selon leur forme, leur position et leur composition minérale (**Fig.2.1**). La résistance de mur dépend de celle de ses matériaux constitutifs, il convient donc en premier lieu de distinguer les différents types de constituants (brique, mortier) et de spécifier leurs propriétés mécaniques.

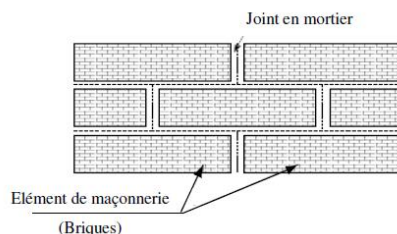


Fig.2.1 : Illustration des constituants d'une maçonnerie.

II.2.1 Elément de brique :

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 indiqué dans le tableau 2.1.

Les propriétés des briques varient avec le mode de fabrication. Si l'on casse une brique produite par agglomération, on constate que l'état de surface de la cassure est "gréneux" (mauvaise compacité). Alors que pour les briques fabriquées à la filière (la pâte est pressée dans un tuyau et ensuite passée par un laminoir avant d'être coupée en briques) la cassure est « lisse » (meilleure compacité).

- La densité étant liée à la compacité, les briques médiocres ont une densité voisine de 1,4 alors que les briques résistantes ont une densité supérieure à 2.
- La résistance à la compression des briques de bonne qualité est voisine de 40 MPa.
- La résistance à la traction, mesurée par flexion, ne dépasse pas 12 MPa [PAG.1983].

type de briques	Masse Volumique (Kg/m ³)	Module Elastique (Mpa)	Coefficient de Poisson	Résistance compressions (Mpa) [NF EN 771-]	Résistance Traction (Mpa)
Granite	2600	50000	0.3	170	-
Calcaire	2000-2600	45000	0.2	5-25	25
Brique creuse	3000	5000	0.3	20	8
Brique pleine	3000	15000	0.2	40	4

Tab.2.1 : Propriétés mécaniques des éléments. D'après [HEN.1997].

II.2.1.1 Briques de laitier :

Les briques de laitier s'obtiennent par le mélange sous presse (pression d'environ 30 GPa) d'un mélange de laitier et de liant (chaux grasse, chaux au laitier ou ciment de laitier). La fabrication de ces briques est totalement mécanisée. Elles sont surtout employées comme matériau de parement [FOU.2006] ;

- Les briques pleines ont une résistance à la compression qui se situe autour de 15MPa.
- Les briques de céramique ont des résistances qui avoisinent les 40 MPa.
- En traction, les résistances varient entre 6 et 12MPa. Elles ont également un module d'élasticité compris entre 9 et 14 GPa. Ce qui donne en moyenne pour un mur de briques de premier choix un module de 15 GPa [DUP.2000].

II.2.1.2 Briques silico-calcaires :

La fabrication des briques silico-calcaires consiste à comprimer un mélange de silice 90% et de la chaux grasse à une pression de 30 MPa et à soumettre ce mélange à un jet de vapeur d'eau sous pression pendant plusieurs heures. Ces briques sont des matériaux de remplissage, la rugosité des surfaces permet l'accrochage des enduits [FOU.2006]. L'emploi des silico-calcaires légers ou denses donne des résistances à la compression qui peuvent aller respectivement jusqu'au 7 MPa pour des densités de l'ordre de 0.8 et jusqu'à 60 MPa pour les densités d'ordre de 2.2.

II.2.2 Eléments de mortier :

En général, le mortier de maçonnerie est un matériau qui sert de liant entre les briques de construction des murs. Par ailleurs, le mortier sépare les éléments et tend à former une surface de contact homogène entre les briques. Le mortier se compose d'un liant, de granulats et d'eau. Le liant peut être de nature variée. Les liants les plus usuels sont la chaux, le ciment portland et la terre argileuse [FOU.2006].

- La terre argileuse est un type de liant qui est utilisé dans les constructions les plus anciennes. Les maçonneries de terre crue exigent une bonne protection contre les eaux pluviales sans laquelle une dégradation des joints et des briques elles-mêmes peut rapidement se produire.
- La chaux est utilisée dans des mortiers anciens et traditionnels. Ces mortiers sont souples mais leur résistance mécanique est faible et leur durcissement est lent.
- Le ciment de maçonnerie est largement utilisé dans la construction maçonnée à ce jour en raison de très bonnes caractéristiques mécaniques et d'un moindre coût.

Chapitre II : Recherches bibliographiques sur le comportement des structures maçonnées

La résistance à la compression, à la traction et les propriétés élastiques sont des propriétés mécaniques importantes du mortier.

La résistance à la compression du mortier est parfois considérée comme le critère principal pour choisir le type de mortier, puisqu'elle est relativement facile à mesurer. Cette résistance dépend en grande partie de la formulation du mortier (**Tab.2.2**) et du ratio eau/ciment (**Fig.2.2**)

Classe de mortier	Type de mortier			Résistance en compression (Mpa)		
	Ciment/chaux/sable	Ciment de maçonnerie/Sable	Ciment/sable+adjuvant	Test laboratoire	Test in-situ	Normes d'essai
I	1/0,25/3	-	-	16	11	[RIL.1994]
II	1/0,5/4-4,5	1/2,5-3,5	1/3-4	6,5	4,5	
III	1/1/5-6	1/4-5	1/5-6	3,6	2,5	
IV	1/2/8-9	1/5,5-6,5	1/7-8	1,5	1,0	

Tab.2.2 : Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition [HEN.1997].

L'influence du ratio ciment/eau sur la résistance à la compression du mortier dépend de sa classe, cette influence est la plus importante pour le mortier de classe I et est diminuée avec le mortier de classes II et III [THI.2014].

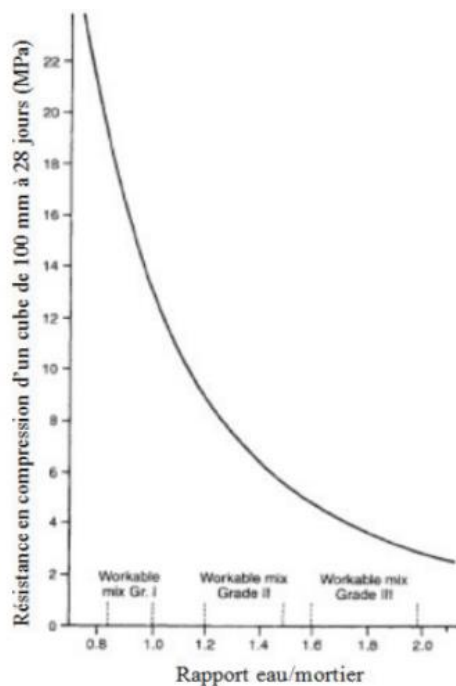


Fig.2.2 : Influence du rapport eau/ciment sur la résistance à la compression du mortier.

II.3 Comportement de la maçonnerie :

La compréhension du comportement de la maçonnerie à différentes échelles sous différentes conditions de chargement est nécessaire afin d'une part, d'identifier les éléments où, s'initieront les désordres et fissures structurelles en cas de séismes et d'autre part d'améliorer les méthodes de calcul et de modélisation de la maçonnerie, toujours délicates en raison de la forte hétérogénéité (intrinsèque et induite) du matériau. Différentes méthodes expérimentales ont été proposées dans la littérature pour caractériser le comportement des maçonneries sous les sollicitations auxquelles elles sont généralement soumises.

II.3.1 Comportement en compression uni-axiale :

La résistance à la compression de la maçonnerie dans une direction normale au plan de joint a souvent été considérée comme la propriété mécanique majeure.

La résistance en compression de la maçonnerie est influencée par les propriétés mécaniques de la pierre et du mortier, ainsi que par la proportion de joint et l'âge de la structure.

Eurocode 6 [EU6.2006] considère que les facteurs qui influencent la résistance en compression sont : le nombre de couches de mortier, la résistance en compression du mortier, la résistance à la traction de la pierre, et la dimension du prisme de la maçonnerie testée.

Le comportement en compression de la maçonnerie est étudié avec Zucchini [ZUC.2006] dans un modèle d'homogénéisation simplifié de comportements de mortier et de blocs. Zucchini et al [ZUC.2006] considèrent que le comportement de la maçonnerie comprimée dépend essentiellement de la résistance en compression et de traction de blocs. D'ailleurs pour un mortier de faible résistance, la pierre est soumise, au niveau de joints, à une traction bi-axiale qui accompagne la compression verticale de la pierre. En revanche, si le mortier est beaucoup plus résistant et rigide, la pierre est soumise à un état de compression triaxiale [TUR.2015].

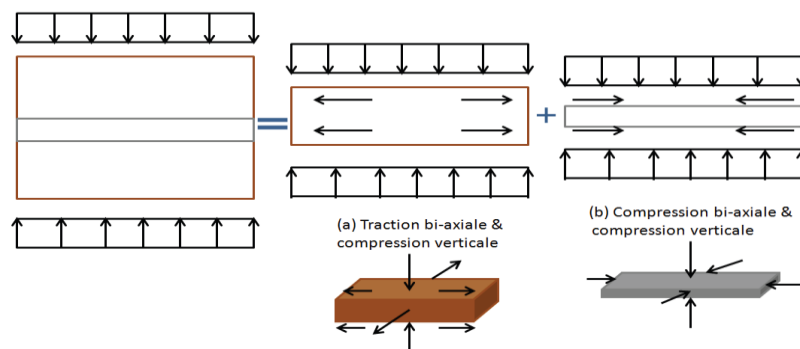


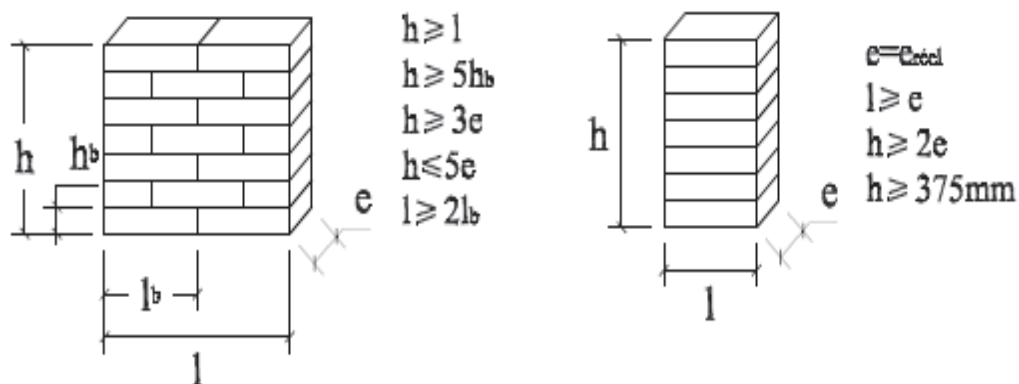
Fig.2.3 : Etat de contrainte dans une éprouvette prismatique de la maçonnerie,

(a) : dans Les pierres, (b) : dans le mortier.

En plus, l'augmentation de la résistance en compression de mortier augmente la résistance de la maçonnerie et réduit le déplacement vertical. Ce résultat est obtenu avec [BIN.1988] pour une maçonnerie de brique de terre solide. Pourtant, Fishburn [FIS.1961] constate que l'influence de la résistance de mortier sur la résistance de la maçonnerie est limitée.

En effet, une augmentation de 130% de la résistance de mortier produit une augmentation de 10% de la résistance en compression de la maçonnerie. Et de même, une augmentation de 160% de la résistance de mortier augmente la résistance en compression de la maçonnerie de 25%.

Les normes définissent deux types de spécimens pour l'essai en compression uni-axial. Présentés dans la figure 2.4-a (**Fig.2.4.a**). Les recommandations de Rilem [RIL.1994] imposent l'utilisation de spécimens dont la géométrie se présente en figure 2.4-a. l'utilisation de cette géométrie nécessite de charge plus importantes que les charge appliquées au spécimen prismatique.



(a) : selon [RIL.1994].

(b) : selon [ASTM.C].

Fig.2.4: Compression uni-axial : deux géométries de l'éprouvette.

Petersen [PET.2009] a testé des éprouvettes de maçonnerie en compression uni-axiale en respectant les conditions de [ASTM.C] (**Fig.2.4.b**). L'éprouvette est composée de sept pierres dans la hauteur et le rapport de l'hauteur-épaisseur de l'éprouvette est plus que 5 pour réduire l'effet de confinement par les platines d'acier [TUR.2015].

Le Tableau 2.3 (**Tab. 2.3**) représente les valeurs de facteur de correction de la résistance en compression. La norme Eurocode 6 [EU6.2006] impose l'utilisation de ce facteur si le rapport entre la hauteur et épaisseur du mur (h/t) est différent de 2[TUR.2015].

h/t	1.3	1.5	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00
Facteur de correction de la résistance en compression	0.75	0.86	1.00	1.04	1.07	1.15	1.22

Tab.2.3 : Facteur de correction de la résistance en compression selon [EU6.2006].

Hoffmann et al [HOF.1994], Giaquinta et al [GIA.2005] et Luccioni et al [LUC.2011] ont trouvé que la compression de la maçonnerie parallèle aux joints horizontaux produit un glissement et une fissuration des joints horizontaux. La rupture globale pourrait être accompagnée par la fissuration des briques dans le cas de l'utilisation de briques de faible résistance.

Le ratio entre la résistance en compression parallèle aux joints de mortier horizontaux et la résistance en compression dans la direction perpendiculaire à ces joints est compris entre 0.2 et 0.8 selon Hoffmann et al [HOF.1994].

II.3.2 Comportement en traction uni-axiale :

Le comportement en traction est étudié en chargement parallèle et perpendiculaire aux joints de mortier horizontaux. Des essais a été effectué par Backes [BAC.1989] pour appréhender le comportement des maçonnerie soumises à un chargement de traction parallèle aux joints horizontaux. Les spécimens sont constitués de quatre rangées de briques, empilées selon la méthode traditionnelle (**Fig.2.5**). La charge est appliquée par l'intermédiaire de plaques d'acier fixées aux deux faces latérales des spécimens par une colle spéciale, les essais sont pilotés en déplacement (**Fig.2.5-b**).

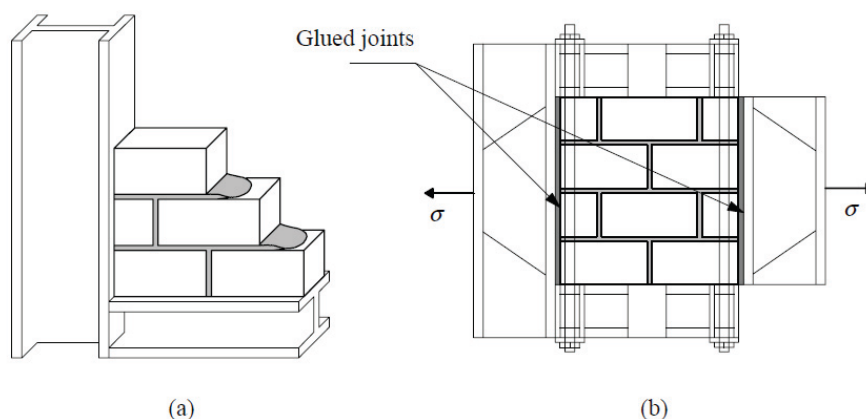


Fig.2.5 : Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux :
(a) : mise en œuvre de spécimen (b) : dispositif de l'essai de traction [BAC.1989].

Backes [BAC.1989] a trouvé que le comportement de la maçonnerie est caractérisé par deux modes de rupture qui dépendent de la résistance relative entre la brique et le mortier dans l'assemblage.

Pour Le premier type de rupture (**Fig.2.6-a**), la fissure se propage dans les joints horizontaux et verticaux. Le diagramme de contrainte –déplacement montre un courbe typique d'un essai de cisaillement, avec un pic puis un adoucissement tendant vers un contrainte résiduelle.

Le régime post-pic est bien piloté par l'énergie de fracturation des joints verticaux et le régime post-pic en cisaillement des horizontaux.

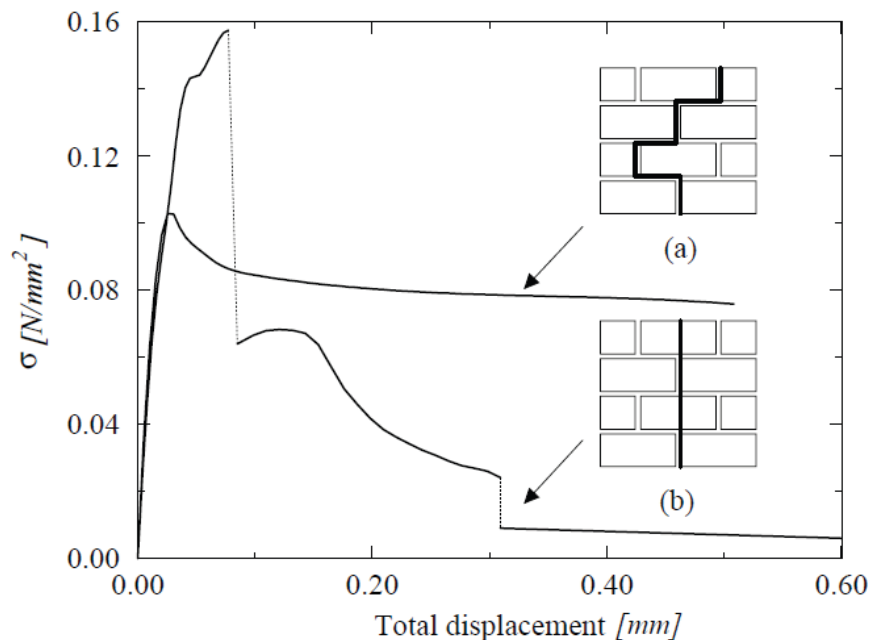


Fig.2.6 : Comportement typique contrainte-déplacement : (a) : rupture se produit exclusivement dans les joints de mortier ; (b) : la rupture se produit dans les joints verticaux et au sein des briques [BAC.1989].

Dans le deuxième type de rupture, la fissure passe les joints verticaux (**Fig.2.6.b**) et traverse les briques. Après la première discontinuité visible dans le diagramme contrainte-déplacement, le régime post-pic déclenche par une fracturation des briques. Une deuxième discontinuité apparaît est due à la fissuration du mortier [THI.2014].

D'un autre côté, pour caractériser le comportement de la maçonnerie sous des sollicitations de traction uni-axiale perpendiculaire aux joints horizontaux, on peut effectuer des essais de traction directe. Cette configuration d'essai consiste en deux briques connectées par seulement un joint de mortier.

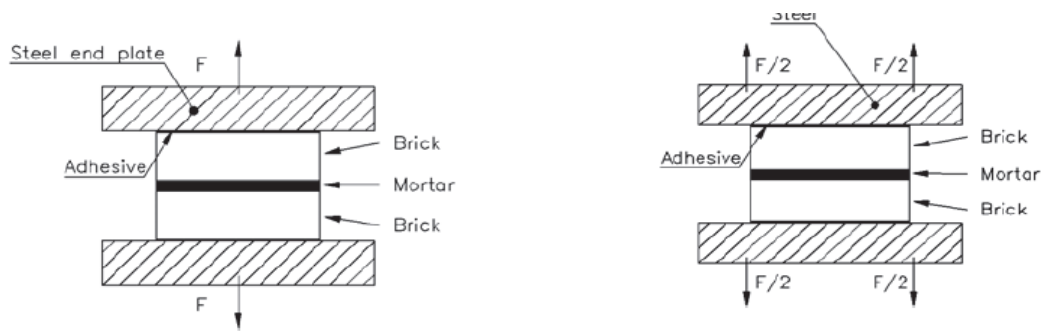


Fig.2.7 : Configuration de l'essai de traction directe [PLU.1993].

Pluijm [PLU.1993] a adopté la configuration de l'essai présentée dans la figure 2.7, pour des spécimens maçonnés de brique d'argile pleine. La rupture peut également résulter d'un décollement entre la brique et le mortier [PAG.1983]. Le mode de rupture dépend de la qualité du mortier et de l'interaction brique/mortier.

Le comportement à la traction directe peut être caractérisé par la résistance d'adhérence entre la brique et le mortier, donc la tenue en traction de l'interface brique/mortier. Il est à noter que le mécanisme d'adhérence entre brique et mortier est peu connu. Cependant, il semble qu'il est dû à un processus physico-chimique dans lequel la porosité des deux composants joue un rôle essentiel [GAB.2002]. En conséquence, les sables fins dans le mortier diminuent l'adhérence. Par ailleurs, cette adhérence ne se produit pas sur toute la surface de contact [PLU.1993].

II.3.3 Comportement sous chargement bi-axial :

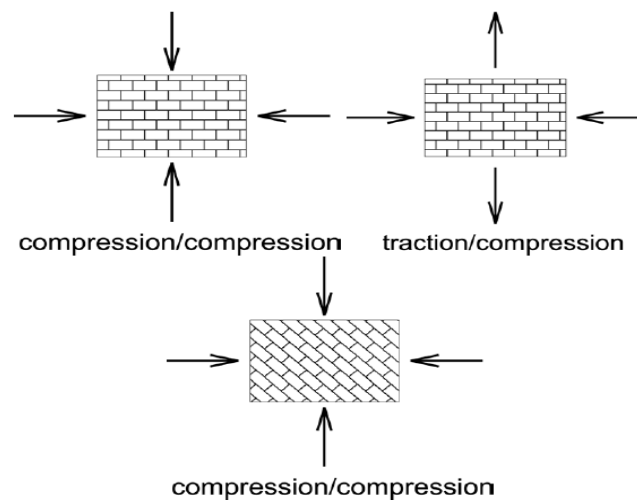


Fig.2.8 : Essai bi-axial sur des panneaux en maçonnerie [PAG.1983.1981].

La maçonnerie étant un matériau anisotrope, leur comportement bi-axial ne peut pas être décrit seulement à partir du comportement uni-axial. La plupart des cas étudiés expérimentalement sur des maçonneries soumises à un chargement bi-axial sont montrés sur la figure 2.8 [THI.2014]. Ces essais ont été effectués sur des prismes en brique d'argile [PAG.1983.1981].

L'orientation des contraintes principales par rapport aux axes de la maçonnerie et le rapport de contrainte principale (σ_1/σ_2) influencent considérablement le mode de rupture (**Fig.2.8**) et bien évidemment sur la résistance (**Fig.2.9**).

La figure 2.10 montre quatre types d'essai:

- un essai de traction uni- axiale orienté selon un angle par rapport aux joints horizontaux.
- un essai de compression uni- axiale orienté selon un angle par rapport aux joints horizontaux.
- un essai de traction- compression orienté selon un angle par rapport aux joints horizontaux.
- un essai de compression bi-axiale.

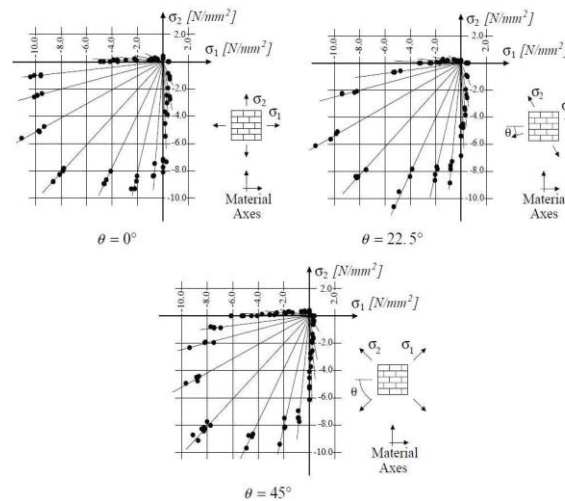


Fig.2.9 : Enveloppe de résistance de la maçonnerie en fonction de l'inclinaison du chargement biaxial [PAG.1981].

Dans le cas d'une traction uni- axiale, la rupture est due à des fissures et au glissement des joints verticaux et horizontaux (**Fig.2.10**).

Pour la charge bi-axiale, 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.

Chapitre II : Recherches bibliographiques sur le comportement des structures maçonnées

Dans le cas du chargement en traction - compression, la rupture est induite soit par le glissement des joints seuls, 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.

Dans le cas d'une compression bi-axiale, la rupture se traduit par un fractionnement de l'échantillon à mi-épaisseur, dans un plan parallèle aux surfaces libres du panneau. Indépendamment de l'orientation des axes principaux. Selon les rapports des contraintes principales, l'orientation de l'angle de sollicitation par rapport aux axes d'orthotropie crée une forte dépendance sur le mécanisme de rupture impliquant à la fois la rupture des joints et le fractionnement latéral. L'augmentation de la résistance à la compression sous sollicitation bi-axiale est expliquée par le frottement dans les joints et par le frottement interne dans les briques et dans le mortier [THI.2014].

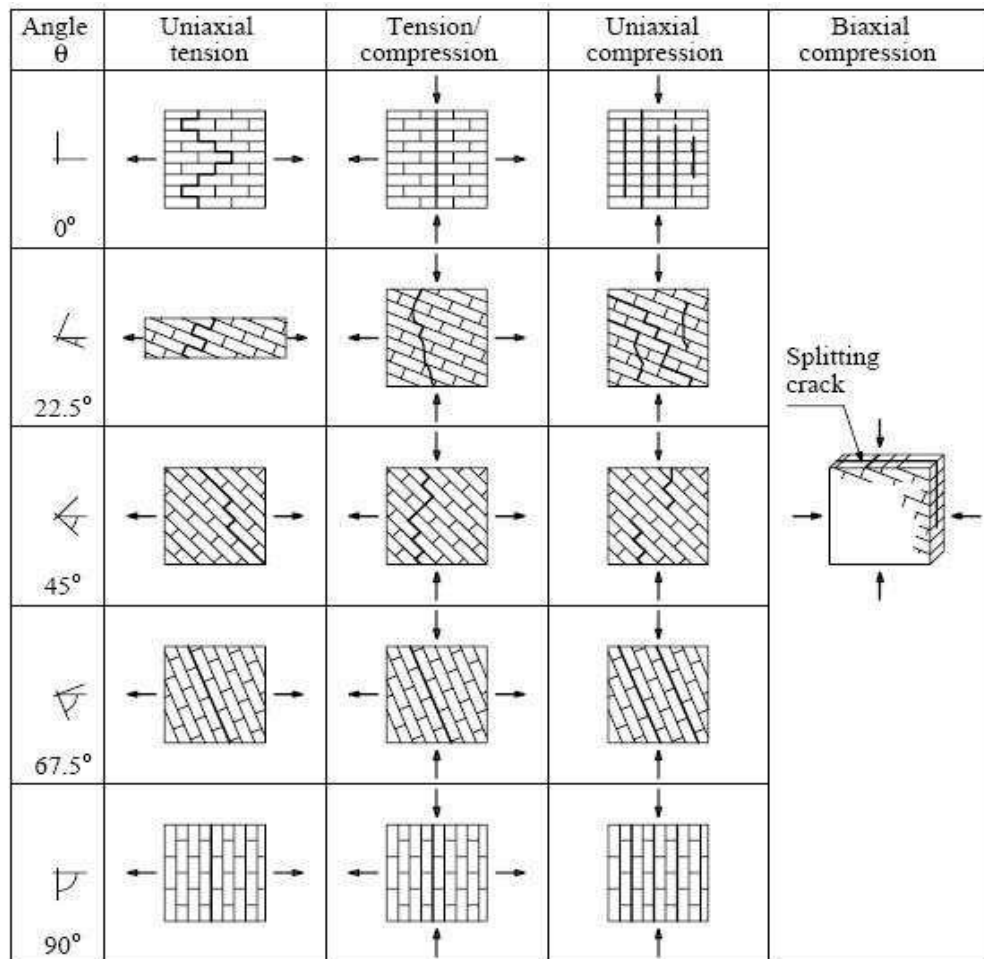


Fig.2.10 : Différents mode de rupture de la maçonnerie sous chargement biaxial [DHA.1985].

II.3.4 Comportement en cisaillement :

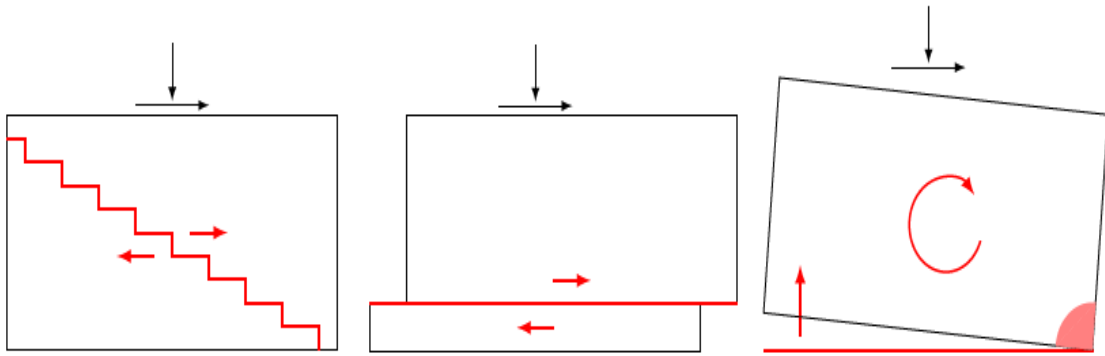
Le cisaillement se met en place lorsqu'un mur est chargé latéralement dans son plan. C'est le mécanisme prédominant dans le cas de chargements comme le vent, les séismes etc... La résistance des murs en maçonnerie cisailés a donc été largement étudiée.

Le cisaillement est un comportement complexe influencé par de nombreux facteurs, et résulte rarement en une rupture par cisaillement pur. Même si la résistance aux chargements latéraux est importante, la capacité de déformation et la capacité de dissipation d'énergie provenant de l'aptitude des blocs à glisser les uns par rapport aux autres, sont aussi souvent prises en compte, surtout dans le cas de l'évaluation au séisme [MAR.2016].

Si le chargement vertical est suffisant, la rupture du mur peut se faire par traction diagonale (**Fig.2.11**). Une fissure se propage dans la diagonale du mur. Selon la qualité du mortier et des briques et de la charge verticale, la fissure peut se développer le long des joints horizontaux et verticaux (fissure en escalier), ou au travers des blocs. Ce type de rupture apparaît lorsque la contrainte principale de traction excède la résistance en traction de la maçonnerie. La réponse se caractérise par une dégradation rapide de la résistance et de la raideur si les fissures traversent les blocs. Si la fissuration se fait le long des joints (cas blocs forts/mortier faible), les blocs peuvent glisser les uns par rapport aux autres et conférer une grande capacité de dissipation d'énergie à la structure.

Lorsque le mortier est de faible qualité et que l'effort vertical est faible, le chargement horizontal peut causer une rupture par glissement le long d'un joint horizontal (**Fig.2.11-b**). La rupture par glissement intervient lorsque les contraintes en cisaillement excèdent la résistance en cisaillement du joint. Elle se produit généralement dans les murs non renforcés des étages supérieurs qui sont moins chargés. La réponse du mur permet une forte dissipation d'énergie, et une grande capacité en déplacement. Une rupture par basculement (appelée "rocking" en anglais) est susceptible de se produire si le chargement vertical est faible et le ratio moment/cisaillement devient grand (**Fig.2.11-c**).

Ce phénomène est assimilé à un comportement de flexion. Une fissure due aux contraintes de traction se forme à la base du mur, et il a tendance à se comporter comme un corps rigide tournant autour d'un axe à sa base. Une zone d'écrasement de la maçonnerie ("toecrushing") apparaît ensuite en pied du panneau, au niveau du point de rotation. Le mécanisme de rocking permet une grande capacité de déformation, mais est moins souvent rencontré [MAR.2016].



(a) Rupture par traction diagonale (b) Rupture par glissement (c) Rupture par basculement

Fig.2.11 : Modes de rupture possibles d'un mur chargé latéralement.

De manière générale, on peut donc souligner que le cisaillement fait en fait intervenir la résistance en traction et en cisaillement des joints, ainsi que la résistance en traction et à l'écrasement des blocs.

Les murs étant chargés la plupart du temps verticalement, le cisaillement s'apparente en fait à une sollicitation bi-axiale particulière. L'état de contrainte d'un élément au centre d'un mur soumis au cisaillement est représenté dans la Figure 2.12.

Pour une combinaison de τ , σ_x et σ_y , on peut associer un état de contraintes principales inclinées d'un angle θ par rapport aux joints horizontaux. Les surfaces de ruptures mentionnées auparavant peuvent alors être utilisées pour étudier l'action combinée des contraintes normale et de cisaillement.

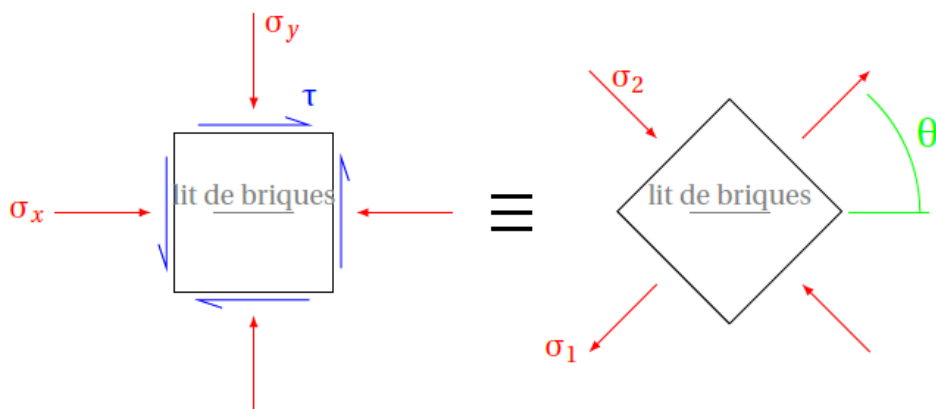


Fig.2.12 : Contraintes s'exerçant sur un élément au centre d'un mur cisailé.

II.3.5 Comportement de la maçonnerie en flexion :

Un chargement hors plan peut être induit par le vent, les séismes, ou d'autres catastrophes naturelles (inondations, avalanches) ou accidentelles (impacts, explosions). Les comportements qui en résultent sont principalement dominés par de la flexion uni-axiale ou de la flexion bi-axiale. La flexion uni-axiale peut se faire selon deux plans de rupture privilégiés.

On distingue [MAR.2016]. :

- la rupture parallèle au lit de pose (flexion verticale, par rapport à un axe horizontal), dont la fissuration se fait généralement le long d'un joint horizontal. La résistance dépend alors de la résistance en traction par flexion du joint horizontal.
- la rupture perpendiculaire au lit de pose (flexion horizontale par rapport à un axe vertical), pour laquelle la ligne de fissure peut passer par les joints horizontaux et verticaux (fissure en zig zag), ou par les joints verticaux et au travers des blocs (ligne de fissure droite). Dans le premier cas, la résistance dépend de la résistance en traction par flexion des joints verticaux, et à la résistance en torsion et au frottement des joints horizontaux (**Fig.2.13-a**). Dans le deuxième cas, la capacité à rupture dépend de la résistance en traction par flexion des joints verticaux et de la résistance des blocs (**Fig.2.13b**) [MAR.2016].

La résistance en flexion uni-axiale repose donc sur des mécanismes locaux correspondant à la résistance en traction et à la torsion des joints, ou la résistance des blocs.



(a) Fissure en zig zag

① Résistance en traction par flexion du joint ;

② Résistance à la torsion du joint

(b) Ligne de fissure droite

① Résistance en traction par flexion du joint

② résistance des blocs

Fig.2.13 : Mécanismes de rupture locaux à l'origine de la rupture en flexion horizontale [WIL.2010].

II.4 Stratégies de modélisation de structures maçonnées :

La connaissance des propriétés des matériaux constitutifs de la maçonnerie n'est pas suffisante pour déterminer le comportement de la maçonnerie elle-même. Il faut en effet tenir compte de la micro-structure, des proportions des constituants ou du comportement des interfaces. Ainsi, la forte hétérogénéité et la grande diversité de ses matériaux constitutifs et de leur arrangement rendent la maçonnerie particulièrement difficile à modéliser.

Deux approches majeures se distinguent : l'approche par micro-échelle et celle par macro-échelle. L'approche par micro-échelle est une approche considérant chaque élément de la structure et les interactions entre chaque élément d'une structure. Ainsi, le comportement de chaque constituant (pierre, brique, joint) est précisément décrit. L'inconvénient majeur réside dans la difficulté à modéliser chaque moellon et chaque joint. L'approche par macro-échelle considère la maçonnerie comme un matériau homogénéisé (**Fig.2.16-d**). En fonction de la taille de la structure, de la précision requise, et de la puissance de calcul mobilisée, l'analyse des ouvrages en maçonnerie peut être traitée à l'échelle micro ou l'échelle macro.

Lourenço [LOU.1996] et Papa et al [PAP.2001] décrivent les différentes méthodes pour analyser le comportement de la maçonnerie.

Ces approches sont définies plus en détail au chapitre 3, avec une autre méthode d'homogénéisation capable de simplifier la modélisation des structures en maçonnerie.

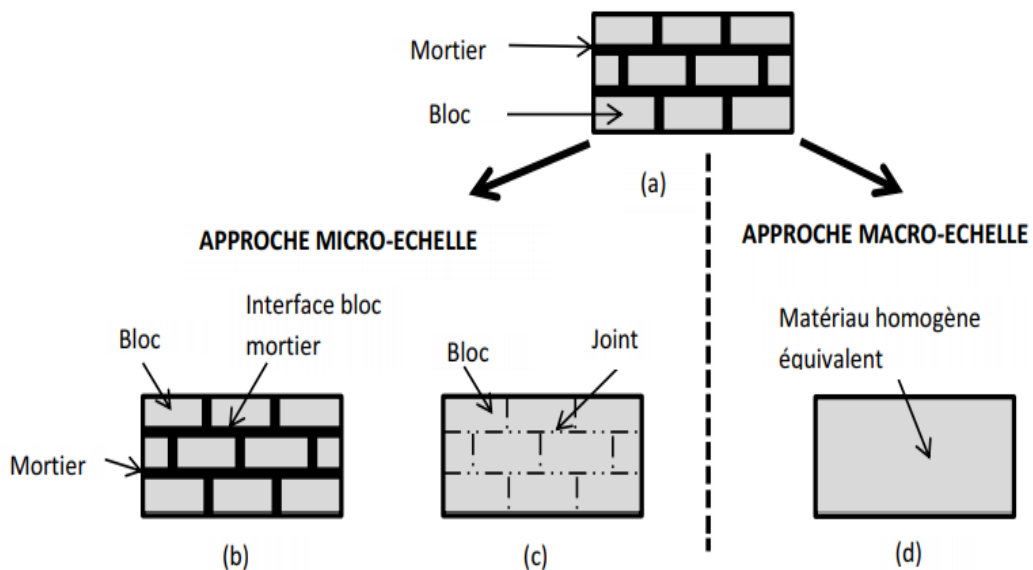


Fig.2.14: Les différentes approches de modélisation de maçonnerie : (a)maçonnerie réelle, (b) approche micro détaillée, (c) approche micro simplifiée, (d) approche macro échelle.

II.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents composants de la maçonnerie, et étudié le comportement de ces structures sous différentes sollicitations ; compression, traction et cisaillement dans le plan et flexion hors le plan. La maçonnerie montre un comportement global complexe, largement influencé par l'hétérogénéité et l'anisotropie induites par l'arrangement géométrique de la structure, ainsi qu'à la différence de propriétés entre les éléments qui la composent. La détermination précise de sa résistance et des mécanismes susceptibles de se produire est rendue complexe par le grand nombre de combinaisons blocs/mortier possibles.

La dernière partie de ce chapitre est consacrée à la modélisation des structures en maçonnerie par deux approches majeures : l'approche par micro-échelle et celle par macro-échelle.

Chapitre III:
Homogénéisation des structures maçonnées

III.1 Introduction :

La technique d'homogénéisation est capable d'étudier les structures complexes comme « maçonnerie », la démarche de l'homogénéisation consiste à remplacer un milieu hétérogène par un milieu homogène équivalent. Dans le cas de la maçonnerie, on a en général un appareillage géométrique très régulier de briques ou de blocs, et joints de mortier. On admet que le matériau hétérogène est assimilable à un composite à microstructure périodique. Un tel milieu est défini par une « cellule de base » dont la répétition représente l'ensemble de la structure (**Fig.3.1**). Le comportement de cette cellule de base est utilisé pour décrire celui du matériau homogène équivalent, qui soumis aux mêmes sollicitations, aurait une réponse globale identique à celle du matériau hétérogène. Ainsi, la loi de comportement du milieu continu homogénéisé est déduite de la géométrie de la cellule de base et du comportement de ses composants, c'est-à-dire les blocs et les joints.

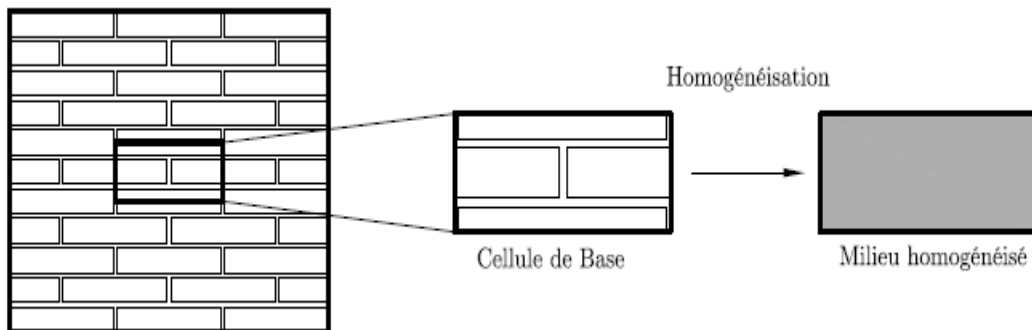


Fig.3.1 : Homogénéisation d'une cellule de base rectangulaire dans un mur en maçonnerie [ZUC.2009].

Ces méthodes sont intéressantes lorsque les analyses micromécaniques fines deviennent trop « coûteuses ».

Le processus d'homogénéisation se déroule en trois étapes :

- description de la microstructure :
L'hypothèse de périodicité des hétérogénéités permet de décrire de manière « déterministe » la structure du milieu hétérogène initial.
- définition du volume élémentaire représentatif du milieu hétérogène et des grandeurs physiques globales en fonction des grandeurs locales.
- détermination des propriétés mécaniques globales de la structure.

Nous avons donné dans ce chapitre, les bases de la théorie de l'homogénéisation et présenté les principes de la technique proposée qui est basée sur une cellule unitaire, désignée comme un motif répétitif à travers la structure du mur de maçonnerie.

III.2 Modèles homogènes existants pour les structures en maçonnerie :

Les techniques d'homogénéisation employées dans le cadre des structures en maçonnerie sont en général classées dans les deux approches suivantes :

La première consiste à dériver les caractéristiques élastiques inconnues de la cellule unitaire fictive homogénéisée, afin de les remplacer par les propriétés mécaniques données des briques et les joints de mortier. Cette technique a été proposée dans les articles pionniers, [STE.2015] [ATA.2020], [ANT.1995] et [LEE.1999](**Fig.3.2(a.b.c)**). Il a été couramment constaté que cette approche conduit dans certains cas à des résultats différents liés à l'ordre de changement de l'étape d'homogénéisation.

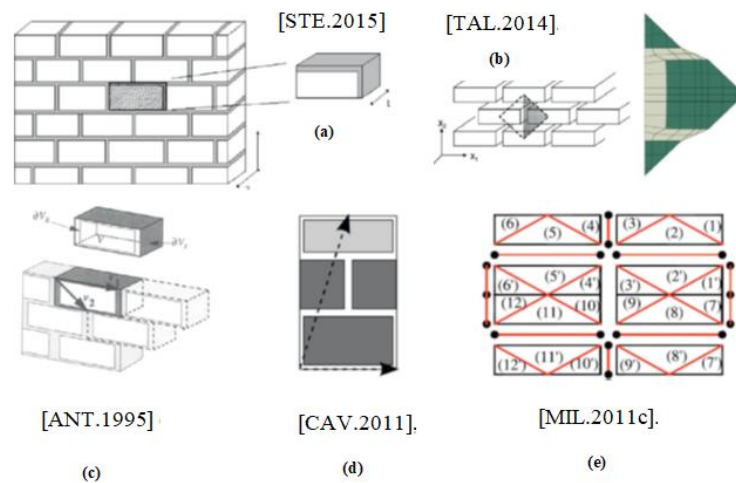


Fig.3.2: Exemples d'éléments de volume représentatifs pour l'homogénéisation de la maçonnerie.

Pour éviter cet inconvénient, d'autres versions de cette approche ont été proposées par [LOP.1999], [ZUC.2002], [CAV.2011], [TAL.2014]. Malgré les inconvénients mentionnés de cette approche, elle est devenue la plus appropriée, en raison de sa simplicité d'utilisation dans l'environnement de conception usuel.

Pande et al [PAN.1989] présentent un modèle d'homogénéisation analytique pour déterminer les modules d'élasticité de la maçonnerie à partir des propriétés et de la géométrie du mortier et de la brique. Cette méthode dite « en deux étapes » (two-step en anglais) considère dans un premier temps un milieu à base de couches parallèles entre elles empilées les unes au-dessus des autres,

chaque couche représentant alternativement, la brique et le mortier, avec un comportement élastique linéaire (**Fig.3.3**) [OMA.2016].

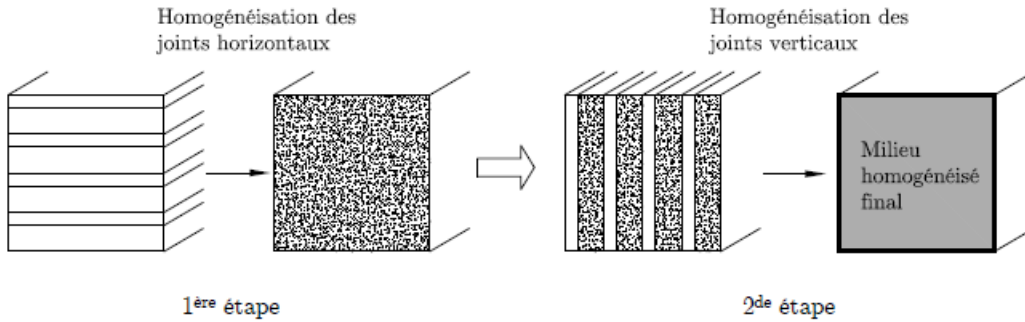


Fig.3.3 : Homogénéisation « en deux étapes » proposé par [PAN.1989].

Zucchini et al [ZUC.2002] proposent une technique d'homogénéisation analytique pour la maçonnerie en trois dimensions. La cellule de base est rectangulaire. En utilisant le principe de superposition, sa réponse à un chargement donné peut être obtenue en étudiant séparément six cas de chargement élémentaires : trois cas de charge normale et trois cas de charge en cisaillement pur, selon les axes du repère local (**Fig.3.4**). En écrivant des équations d'équilibre à l'interface entre les joints et les briques, en imposant l'équilibre entre les forces macro et microscopiques aux bords et en imposant une égalité d'allongements entre les différents composants dans la direction étudiée, [ZUC.2002] établit un système d'équations capable de déterminer les champs locaux (à l'intérieur de la cellule de base) des contraintes et des déformations en fonction des données macroscopiques [OMA.2016].

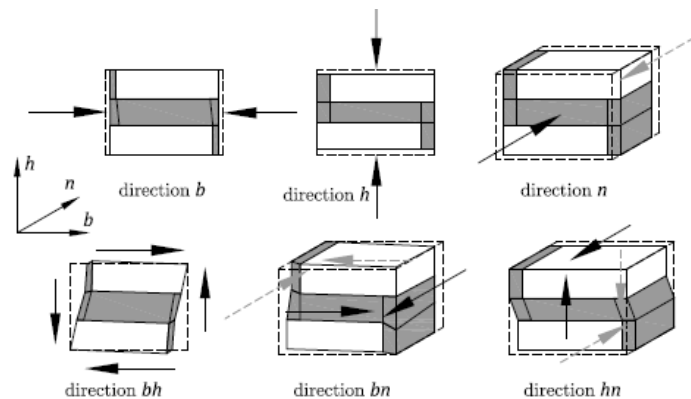


Fig.3.4 : Les six cas élémentaires de chargement étudiés pour calculer les modules d'élasticité de la maçonnerie selon [ZUC.2002].

Plus récemment, une méthode d'homogénéisation innovante, basée sur la mécanique du gène de la structure, est proposée par Almeida et al [ALM.2020].

La deuxième technique consiste à dériver directement la rigidité de flexion homogénéisée en considérant l'équation d'équilibre et la périodicité des champs de contrainte et de déplacement pour la cellule unitaire périodique au niveau de la micro-modélisation.

L'idée principale de cette méthode est basée sur l'introduction des quantités moyennes représentant les tenseurs de déformation et de contrainte macroscopiques. Cette méthode élégante a reçu une acceptation et une diffusion satisfaisantes, qui couvrent un large domaine d'applications, principalement lorsqu'elle est associée à la méthode asymptotique en conjonction avec la modélisation par éléments finis.

Par exemple, Cecchi et al [CEC.2005] ont employé cette méthode dans la flexion hors plan d'un mur de maçonnerie en recourant à la technique asymptotique qui considère les joints de mortier comme des zones infiniment déformables, présentant des interfaces cohésives d'épaisseur nulle. Cette méthode a ensuite été étendue à l'analyse limites des murs en maçonnerie soumis à des charges dans le plan [MIL.2006 a, b], en adoptant une expansion polynomiale du champ de contraintes pour reproduire aussi fidèlement que possible la surface de rupture homogénéisée.

Ensuite Milani [MIL.2011b] a proposé un modèle d'homogénéisation d'analyse limite pour les problèmes de flexion dans le plan et hors du plan des murs en maçonnerie, en utilisant quelques éléments triangulaires en contraintes plane (**Fig.3.2(e)**).

Un autre emploi de cette méthode consiste en l'analyse statique non linéaire des murs de maçonnerie sous chargement hors plan [CAS.2010], [MIL.2011c].

III.3 La technique d'homogénéisation proposée :

L'objectif principal de ce travail est de formuler une nouvelle technique d'homogénéisation capable de prédire correctement les propriétés élastiques anisotropes de la cellule unitaire de maçonnerie définie. La méthode d'homogénéisation proposée est basée sur la substitution de la cellule périodique unitaire de maçonnerie, identifiée schématiquement comme un motif répétitif à travers la structure du mur de maçonnerie, par l'élément homogène fictif, qui inclut intrinsèquement les propriétés géométriques et mécaniques des briques et les joints de mortier.

Pour ce faire, un modèle analytique est proposé pour résoudre le problème de l'homogénéisation. En effet, la stratégie d'homogénéisation proposée est basée sur le principe d'équivalence énergétique, entre la cellule unitaire de maçonnerie et l'élément fictif homogénéisé. Ceci conduit à définir les équations d'équilibre puis la matrice de rigidité du problème.

Les modules élastiques sont alors déterminés à partir de la singularité de la matrice de rigidité obtenue. Les résultats sont validés numériquement à l'aide du logiciel commercial par éléments finis [ABA.2003], et par les travaux de Drougkas et al [DRO.2015]. Par conséquent, cette procédure d'homogénéisation du matériau permet de définir les caractéristiques élastiques du matériau orthotrope fictif qui remplace la cellule unitaire répétitive de la maçonnerie.

III.4 Hypothèses principales :

L'homogénéisation est basée sur l'identification de la cellule micro unitaire de la maçonnerie, désignée comme un motif répétitif à travers la structure du mur de maçonnerie, comme illustré à la figure 3.5.

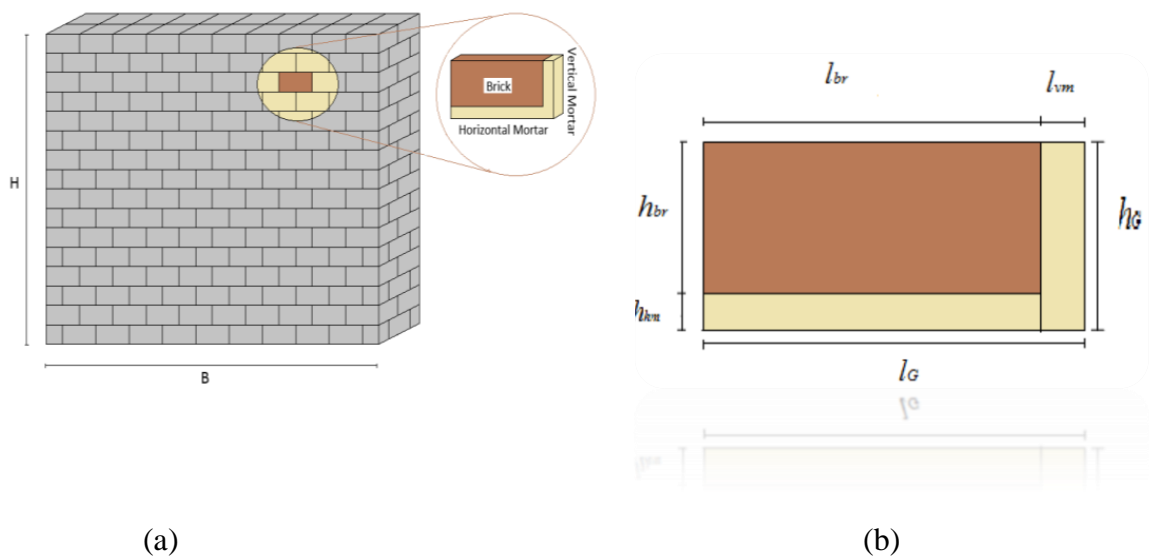


Fig.3.5 : (a) : Mur en maçonnerie, (b): les détails de la cellule unitaire répétitive de maçonnerie.

La longueur et la hauteur de la brique sont indiquées par l_{br} et h_{br} respectivement, tandis que les dimensions des joints de mortier sont notées par l_{vm} pour la longueur du joint vertical et h_{hm} pour la hauteur du joint horizontal. L'épaisseur désignée par t de la cellule unitaire est maintenue constante. Les constituants de la cellule unitaire sont repérés par le système de coordonnées locales $Oxyz$, dans lequel l'axe x se réfère à la direction horizontale et l'axe y est orienté selon la direction verticale, L'axe z se réfère à la direction de l'épaisseur.

L'approche d'homogénéisation est basée sur la modélisation analytique de la microcellule unitaire, réalisée grâce à l'utilisation du principe d'égalité, entre l'énergie de déformation globale de la microcellule unitaire et celle de l'élément fictif, séparément, dans les conditions de chargement axial et de cisaillement.

L'approche d'homogénéisation proposée est basée sur les hypothèses suivantes :

- 1- Les relations de contrainte-déformation de l'élasticité linéaire isotrope sont prises en compte pour tous les composants de la microcellule sous une charge normale et de cisaillement.
- 2- L'application d'une contrainte normale n'entraîne qu'une déformation normale et, de même, l'application d'une contrainte de cisaillement globale n'entraînera qu'une déformation globale en cisaillement.
- 3- Des contacts parfaits entre les joints de mortier horizontaux et verticaux et la brique sont considérés. De ce fait on suppose que l'interface briques et joint de mortier est dans un état parfait (pas d'endommagement).

III.4.1 Module d'élasticité homogène dans les directions x et y :

En raison de la disposition géométrique simple de la microcellule unitaire représentée sur la figure 3.6, soumise à une contrainte axiale dans la direction horizontale x, les énergies de déformation (U^N) de l'unité de maçonnerie, y compris la brique et les joints de mortier horizontaux et verticaux, sont les suivantes :

$$U^N = \frac{1}{2} \int_{V_{br}} \sigma_{x-br} \varepsilon_{x-br}^2 dv + \frac{1}{2} \int_{V_{hm}} \sigma_{x-hm} \varepsilon_{x-hm}^2 dv + \frac{1}{2} \int_{V_{vm}} \sigma_{x-vm} \varepsilon_{x-vm}^2 dv \quad (1)$$

Où σ_{x-br} , σ_{x-hm} et σ_{x-vm} sont respectivement les contraintes normales de la brique et des joints de mortier horizontaux et verticaux. Il en résulte de cette formulation l'énergie de déformation évaluée par unité d'épaisseur:

L'énergie de déformation de la brique est :

$$U_{br}^N = \frac{E_{br}}{2} l_{br} h_{br} \varepsilon_{x-br}^2 \quad (2-a)$$

Pour le joint de mortier horizontal, l'énergie de déformation est exprimée par :

$$U_{hm}^N = \frac{E_m}{2} l_{br} h_{hm} \varepsilon_{x-hm}^2 \quad (2-b)$$

Finalement pour le joint de mortier vertical :

$$U_{vm}^N = \frac{E_m}{2} l_{vm} h_G \varepsilon_{x-vm}^2 \quad (2-c)$$

où

E_{br} et E_m sont respectivement, les modules d'élasticité de la brique et des joints de mortier.

ε_{x-br} , ε_{x-hm} et ε_{x-vm} sont les déformations de la brique et des joints de mortier horizontaux et verticaux.

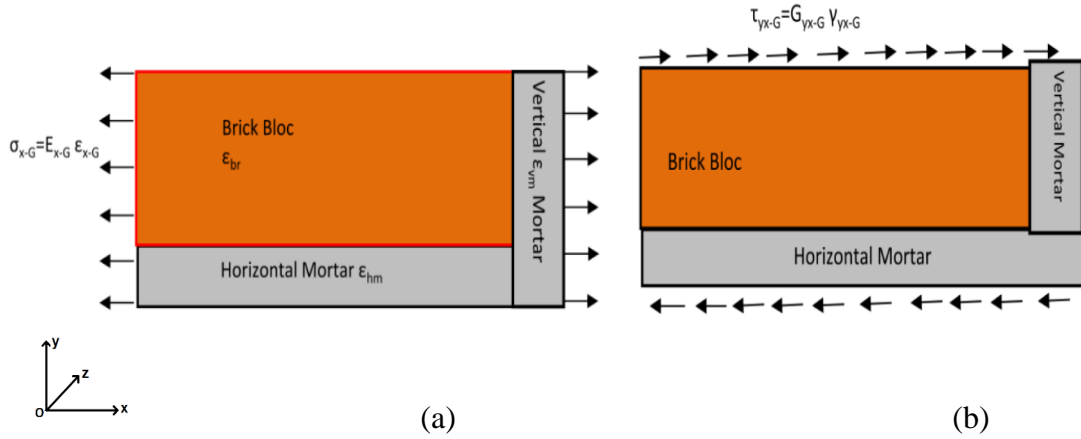


Fig.3.6 : Cellule unitaire de maçonnerie chargée (a) Soumis à l'excitation axiale dans la direction x
(b) Soumise à une contrainte de cisaillement dans le plan xz, selon la direction x.

Compte tenu de l'hypothèse de jonctions parfaites entre la brique et les joints de mortier, on a :

$$\varepsilon_{x-br} = \varepsilon_{x-hm} \quad (3)$$

L'énergie de déformation totale due à la contrainte normale de la microcellule unitaire est donnée par :

$$U^N = U_{br}^N + U_{hm}^N + U_{vm}^N \quad (4)$$

L'énergie de déformation de la microcellule fictive équivalente est :

$$U_G^N = \frac{1}{2} \int_V \sigma_{x-G} \varepsilon_{x-G}^2 \quad (5)$$

Où

$$U_G^N = \frac{1}{2} E_{x-G} h_G l_G \varepsilon_{x-G}^2 \quad (6)$$

σ_{x-G} et ε_{x-G} sont la contrainte normale équivalente et la déformation équivalente de l'élément fictif.

Afin de satisfaire la condition de compatibilité entre la microcellule unitaire et l'élément fictif, la déformation axiale de l'élément fictif est donnée par :

$$\varepsilon_{x-G} = \frac{\varepsilon_{x-br} l_{br} + \varepsilon_{x-hm} l_{hm}}{l_G} \quad (7)$$

L'insertion de cette expression de ε_{x-G} dans l'équation (6), donne :

$$U_G^N = \frac{1}{2} E_{x-G} h_G \frac{(\varepsilon_{x-br} l_{br} + \varepsilon_{x-hm} l_{hm})^2}{l_G} \quad (8)$$

En considérant le principe d'équivalence énergétique entre la microcellule et le membre fictif, avec :

$$U^N = U_G^N \quad (9-a)$$

Ou sous la forme variationnelle suivante :

$$\delta(U^N - U_G^N) = 0 \quad (9-b)$$

L'application de cette condition de stationnarité par rapport aux déformations virtuelles $\delta\varepsilon_{x-br}$ et $\delta\varepsilon_{x-vm}$ conduit aux équations d'équilibre suivantes :

$$\frac{\delta(U^N - U_G^N)}{\delta\varepsilon_{x-br}} = E_{br} l_{br} h_{br} \varepsilon_{x-br} + E_m l_{br} h_{hm} \varepsilon_{x-br} - E_{x-G} \frac{h_G}{l_G} l_{br} (l_{br} \varepsilon_{x-br} + l_{vm} \varepsilon_{x-vm}) = 0 \quad (10-a)$$

$$\frac{\delta(U - U_G)}{\delta\varepsilon_{x-vm}} = E_m l_{vm} h_G \varepsilon_{x-vm} - E_{x-G} \frac{h_G}{l_G} l_{vm} (l_{br} \varepsilon_{x-br} + l_{vm} \varepsilon_{x-vm}) = 0 \quad (10-b)$$

La matrice tangente résultant de ce système d'équations est présentée comme suite:

$$K_T^N = \begin{bmatrix} E_{br} l_{br} h_{br} + E_m l_{br} h_{hm} - E_{x-G} \frac{h_G}{l_G} l_{br}^2 & -E_{x-G} \frac{h_G}{l_G} l_{vm} l_{br} \\ -E_{x-G} \frac{h_G}{l_G} l_{vm} l_{br} & E_m l_{vm} h_G - E_{x-G} \frac{h_G}{l_G} l_{vm}^2 \end{bmatrix} \quad (10-c)$$

Le module élastique équivalent E_{x-G} est évalué en appliquant le principe de singularité de la matrice de rigidité ci-dessus comme : $\det([K_T^N]) = 0$

La résolution de l'équation caractéristique ci-dessus conduit au module d'élasticité homogène E_{x-G} , exprimé comme suit :

$$E_{x-G} = \frac{E_m (E_{br} h_{br} + E_m h_{hm}) l_G}{E_{br} l_{br} h_{hm} + E_m l_{vm} h_{hm} + E_m h_G h_{br}} \quad (11)$$

Le module élastique homogène E_{y-G} agissant dans la direction verticale y est obtenu de la même manière que dans le développement de E_{x-G} , en remplaçant réciproquement les dimensions verticales par les dimensions horizontales, on obtiendra donc :

$$E_{y-G} = \frac{E_m (E_{br} l_{br} + E_m l_{vm}) h_G}{E_{br} l_{br} h_{hm} + E_m l_{vm} h_{hm} + E_m l_G h_{br}} \quad (12)$$

III.4.2 Module de cisaillement homogène dans le plan xz :

L'objectif de cette section est la détermination du module de cisaillement homogène agissant sur le plan xz tel que montré par la figure 3.6(b). Conventionnellement, les contraintes de cisaillement agissantes sur ce plan sont définies par τ_{yx} , orientées selon direction x comme illustré sur la figure 3.6(b).

Les énergies de déformation de cisaillement des composants de la cellule unitaire de maçonnerie sont données par :

$$U_{yx-br}^s = \frac{G_{br}}{2} l_{br} h_{br} \gamma_{yx-br}^2 \quad (13-a)$$

$$U_{yx-vm}^s = \frac{G_m}{2} l_{vm} h_{br} \gamma_{yx-vm}^2 \quad (13-b)$$

$$U_{yx-hm}^s = \frac{G_m}{2} l_{br} h_{hm} \gamma_{yx-hm}^2 \quad (13-c)$$

Dans les expressions suivantes, U_{yx-i}^s et γ_{yx-i} ($i=br ; vm \text{ et } hm$) sont respectivement, les énergies de déformation et les déformations de cisaillement (de la brique et des joints de mortier verticaux et horizontaux).

G_m et G_{br} sont respectivement les modules de cisaillement du mortier et de la brique.

L'énergie de déformation globale est donnée en superposant les énergies de déformation de chaque constituant. Celle-ci est équivalente à celle de l'élément fictif sous la contrainte de cisaillement. On écrit :

$$U_{yx-G}^s = U_{yx-br}^s + U_{yx-vm}^s + U_{yx-hm}^s \quad (14)$$

Où U_{yx-G}^s est l'énergie de déformation en cisaillement dans le plan xz induite par la déformation de cisaillement γ_{yx-G} dans l'élément homogène fictif, donné par :

$$U_{yx-G}^s = \frac{G_{yx-G}}{2} l_G h_G \gamma_{yx-G}^2 \quad (15)$$

En considérant les équations (13)-(15), le principe de la déformation de cisaillement équivalente, est exprimé comme suit :

$$\frac{G_{br}}{2} l_{br} h_{br} \gamma_{yx-br}^2 + \frac{G_m}{2} l_{vm} h_{br} \gamma_{yx-vm}^2 + \frac{G_{br}}{2} l_{br} h_{hm} \gamma_{yx-hm}^2 - \frac{G_{yx-G}}{2} l_G h_G \gamma_{yx-G}^2 = 0 \quad (16)$$

La déformation de cisaillement homogène γ_{yx-G} liée à l'élément fictif est donnée en considérant, encore une fois la condition de compatibilité, établie par :

$$\gamma_{yx-G} = \frac{\gamma_{yx-br} h_{br} + \gamma_{yx-hm} h_{hm}}{h_G} \quad (17)$$

Si l'on ignore les déformations relatives entre les joints de mortier et la brique, on écrit :

$$\gamma_{yx-vm} = \gamma_{yx-br} \quad (18)$$

En injectant les équations (17) et (18) à l'équation (16), on obtient :

$$\left(\frac{G_{br}}{2} l_{br} h_{br} + \frac{G_m}{2} l_{vm} h_{br} \right) \gamma_{yx-br}^2 + \frac{G_{br}}{2} l_{br} h_{hm} \gamma_{yx-hm}^2 - \frac{G_{yx-G}}{2} l_G \frac{(\gamma_{yx-br} h_{br} + \gamma_{yx-hm} h_{hm})^2}{h_G} = 0 \quad (19)$$

La condition stationnaire appliquée à l'énergie de déformation de l'équation (19) par rapport aux déformations de cisaillement γ_{yx-br} et γ_{yx-hm} conduit aux équations d'équilibre suivantes :

$$(G_{br} l_{br} h_{br} + G_m l_{vm} h_{br}) \gamma_{yx-br} - G_{yx-G} l_G h_{br} \frac{(\gamma_{yx-br} h_{br} + \gamma_{yx-hm} h_{hm})}{h_G} = 0 \quad (20-a)$$

$$G_{br} l_{br} h_{hm} \gamma_{yx-hm} - G_{yx-G} l_G h_{hm} \frac{(\gamma_{yx-br} h_{br} + \gamma_{yx-hm} h_{hm})}{h_G} = 0 \quad (20-b)$$

De la même manière que dans le calcul de E_{x-G} , on définit la matrice de rigidité tangente en utilisant l'opérateur différentiel appliqué aux équations d'équilibre ainsi définies :

$$K_T^s = \begin{bmatrix} G_{br} l_{br} h_{br} + G_m l_{vm} h_{br} - G_{yx-G} \frac{l_G}{h_G} h_{br}^2 & -G_{yx-G} \frac{l_G}{h_G} h_{hm} h_{br} \\ -G_{yx-G} \frac{l_G}{h_G} h_{hm} h_{br} & G_m l_G h_{hm} - G_{yx-G} \frac{l_G}{h_G} h_{hm}^2 \end{bmatrix} \quad (21)$$

En imposant la condition de singularité à la matrice ci-dessus, on obtient le module de cisaillement homogène, qui est la solution de l'équation caractéristique $\det([K_T^s])=0$.

La solution de cette équation caractéristique fournit le module de cisaillement, exprimé par :

$$G_{yx-G} = \frac{G_m (G_{br} h_{br} + G_m h_{hm}) l_G}{G_{br} l_{br} h_{hm} + G_m l_{vm} h_{hm} + G_m h_G h_{br}} \quad (22)$$

Avec :

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} \quad G_{br} = \frac{E_{br}}{2(1+\nu_{br})} \quad (23)$$

On observe à partir de l'expression ci-dessus qu'elle est similaire à celle du module de Young E_{y-G} exprimé par l'équation (12). Le module de cisaillement homogène G_{yx-G} peut être facilement déduit depuis E_{y-G} . Pour ce faire, il suffit de substituer les module de Young de la briques et des joints de mortier par ceux de cisaillement. Le module de cisaillement G_{xy-G} est donné par:

$$G_{xy-G} = \frac{G_m (G_{br} l_{br} + G_m l_{vm}) h_G}{G_{br} l_{br} h_{hm} + G_m l_{vm} h_{hm} + G_m l_G h_{br}} \quad (24)$$

Selon le même principe, les modules de cisaillement G_{yz-G} et G_{xz-G} agissant respectivement sur les plans xz et yz, sont égales à :

$$G_{xz-G} = G_{xy-G} \quad (25-a)$$

$$G_{yz-G} = G_{yx-G} \quad (25-b)$$

III.5 Validation de modèles proposés :

L'approche d'homogénéisation proposée décrite ci-dessus, est appliquée dans la prédiction des propriétés des matériaux homogènes anisotropes.

En ce référant aux travaux de Drougkas et al [DRO.2015]. Le processus d'homogénéisation est réalisé en faisant varier la propriété élastique des joints de mortier E_m de 20 à 2000 MPa, tandis que le module de Young de la brique est fixé à la valeur de 20000 MPa. Les coefficients de Poisson des joints de mortier et de la brique sont égaux à 0,2.

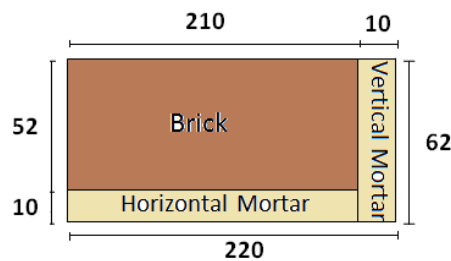


Fig.3.7 : Taille de cellule unitaire de la maçonnerie considérée dans l'étude numérique.

Les paramètres géométriques de la cellule unitaire de maçonnerie montrée dans la figure 3.7(a) sont maintenus inchangés dans l'investigation numérique. Ces paramètres géométriques sont utilisés par Drougkas et al [DRO.2015], dans le model de « stack bond cell ».

Dans le modèle numérique, notre choix s'est porté sur les éléments de type Shell bidimensionnels avec un maillage raffiné, pour obtenir des résultats acceptables.

La détermination des propriétés homogénéisées repose sur une démarche de sollicitation et de conditions aux limites imposées et bien établies pour chaque paramètre calculé numériquement. Pour la détermination du module de Young E_{x-G} un déplacement unitaire de 1mm est imposé sur le bord de la cellule et un encastrement sur l'autre bord, tel qu'indiqué dans la figure 3.8(a).

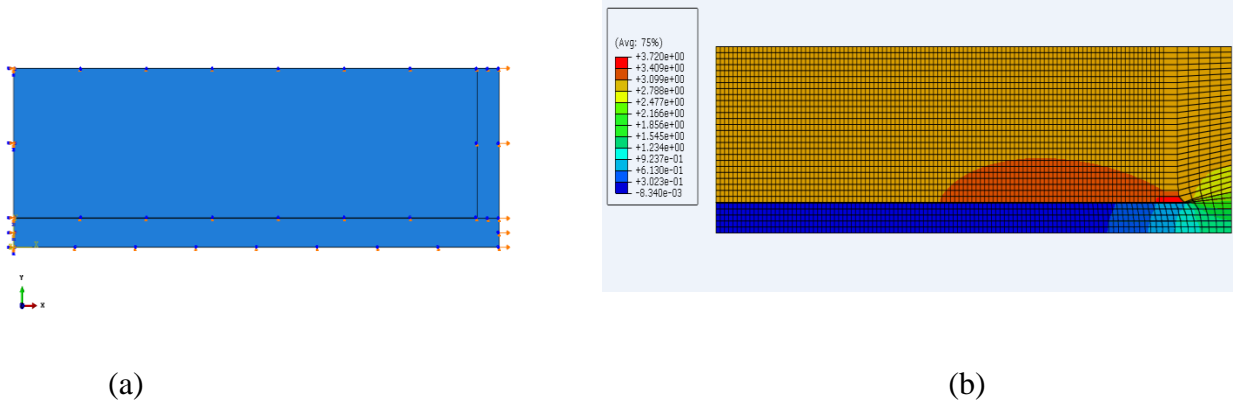


Fig.3.8 : Modélisation par élément finis [ABA.2003] ; (a) : pré-processor (b) : post-processor.

Une fois la structure de la cellule unitaire est modélisée en mode pré-processor à l'aide du code commercial Abaqus [ABA.2003], l'analyse élastique linéaire est lancée.

Les résultats obtenus en phase post-processor consistent dans les réactions sur les points du bord encastré. Ces dernières sont sommées pour retenir la réaction R_{l-x} .

R_{l-x} désigne la réaction suivant x au bord de l'encastrement (**Fig.3.8-b**). Les autres réactions sont déterminées de la même manière que R_{l-x} , il suffit de modifier les conditions aux limites et le chargement.

Une fois les réactions sont déterminées pour chaque type de chargement les paramètres anisotropes sont donnée par les relations suivantes :

$$E_{x-G} = \frac{R_{l-x}}{h_G} l_G ; \quad E_{y-G} = \frac{R_{2-y}}{l_G} h_G ; \quad G_{yx-G} = \frac{R_{2-x}}{l_G} h_G ; \quad G_{xy-G} = \frac{R_{1-y}}{h_G} l_G \quad (26)$$

Les propriétés élastiques homogènes fournies par la méthode d'homogénéisation proposée et Les travaux de Drougkas et al [DRO.2015] et celles données par la méthode des éléments finis (MEF) sont comparées dans les tableaux 3.1, 3.2. Celles-ci montrent un accord suffisant, les différences ne

Chapitre III : Homogénéisation des structures maçonnées

dépassant pas 5%. Donc on peut utiliser ces propriétés homogènes dans l'étude vibratoires des murs en maçonnerie non renforcés et renforcés par des plaques composites (Chapitre IV).

E_m MPa	E_{y-G} MPa			E_{x-G} MPa		
	Présent	MEF	[DRO.2015]	Présent	MEF	[DRO.2015]
20	123.32	126.247	130.2	429.25	404.108	401.1
200	1175.97	1204.76	1201.11	3520.27	3344.092	3440
2000	8040.56	8209.92	80000	12729.25	12487.73	12200

Tab.3-1 : Comparaison des modules de Young E_G .

E_m MPa	G_{yx-G} MPa			G_{xy-G} MPa	
	Présent	MEF	[DRO.2015]	Présent	MEF
20	51.38	51.36	66.66	178.85	174.209
200	489.98	489.64	583.331	1466.77	1435.32
2000	3350.23	3346.11	2916.665	5303.85	5264.24

Tab.3.2 : Comparaison des modules de cisaillement G_G .

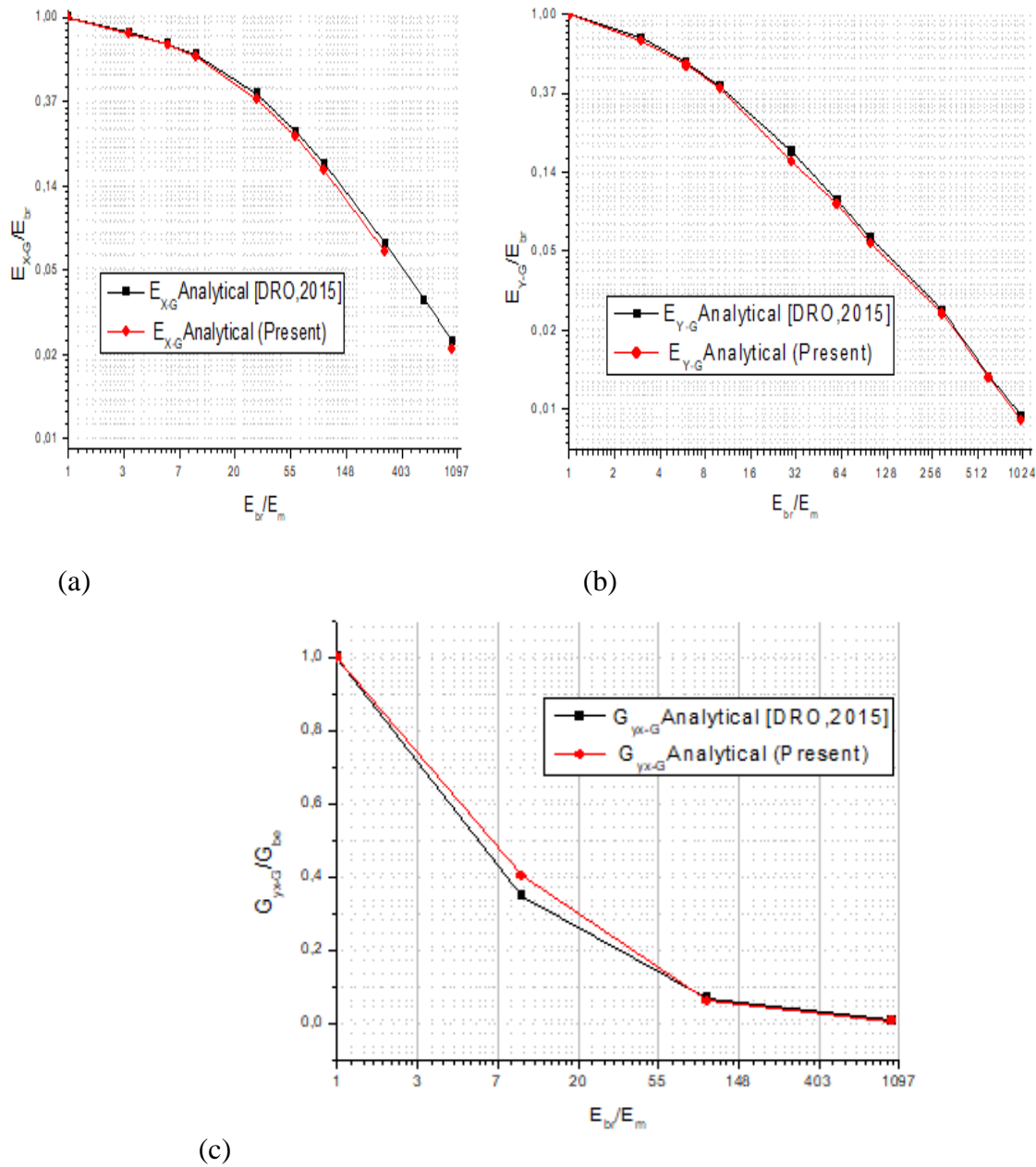


Fig.3.9 : Comparaison entre le modèle analytique proposé et les résultats de Drougkas et al [DRO.2015] : (a), (b) ; Modules de Young, (c) ; Module de cisaillement.

Notre modèle d'homogénéisation a été confronté à celui établi par [DRO 2015]. La comparaison des résultats des modules de Young longitudinal et transversal ainsi que le module de cisaillement homogénéisés dans la figure 3.9 a permis d'observer une parfaite concordance que se soit pour les mortier rigides ou souples. Les résultats montrent une importante dégradation du module transversal comparé au longitudinal.

Ce constat est à attribuer au rapport de dimension des deux directions x et y . De son côté la dégradation du module de cisaillement est plus prononcée pour des rapports $E_b/E_m < 100$.

III.6 Conclusion :

Dans ce chapitre, une procédure d'homogénéisation est proposée pour calculer les caractéristiques mécaniques anisotropes des murs de maçonnerie. Elle est basée sur le principe d'équivalence énergétique en conjonction avec la condition de compatibilité des déformations, entre la cellule unitaire et l'élément fictif homogénéisé.

La technique d'homogénéisation réduit considérablement le temps de préparation de données et de calcul induit par l'approche micro-modèle. Le nombre d'éléments nécessaires est beaucoup plus faible que dans cette approche (micro-modèle). Elle est optimale pour les grandes structures où la discrétisation de chaque composant de la maçonnerie qui en découle du micro-modèle n'est pas pratique pour la génération de maillage. Les micro-modèles sont avantageux par rapport aux macro modelés, étant efficaces pour les études des détails locaux.

Mais son application reste toujours délicate à cause des difficultés que l'on peut rencontrer notamment pour le choix de la cellule de base et aussi pour la prise en compte des problèmes de non linéarité surtout au niveau des interfaces brique-mortier.

Chapitre IV :

Vibration libre des murs en maçonnerie renforcés par matériaux composites

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on traite le comportement du panneau de maçonnerie renforcé par une plaque composite dans un problème de vibration libre dans le plan et hors plan. Les propriétés élastiques obtenues à partir de l'élément fictif homogénéisé à l'aide d'une méthode proposée au chapitre 3 sont introduites comme données d'entrée dans la formulation mathématique du problème de vibration libre d'un panneau de maçonnerie. Le problème de la vibration libre est traité avec la méthode de Ritz en adoptant la théorie de cisaillement d'ordre élevé (HSDT). Cette théorie est plus réaliste car elle vérifie la condition de contrainte de cisaillement transversale nulle sur les côtés de la structure du mur. La théorie (HSDT) a été largement utilisée dans les problèmes de vibrations linéaires et non linéaires des structures composites [SAI.2016], [YOU.2012.2017]. Les résultats du modèle proposé sont comparés à ceux obtenus par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Abaqus [ABA.2003]. Une attention particulière est accordée à l'effet des dimensions du panneau de maçonnerie renforcé et les paramètres mécaniques du renforcement (PRF) et les joints de mortier sur la prédiction des fréquences et des facteurs de perte de système globale [LAI.2021]. Les influences du matériau et les caractéristiques géométriques de la couche adhésive sont également discutées dans cette section.

IV.2 Description des murs de maçonnerie renforcés :

Comme illustré dans la figure 4.1, on considère un mur de maçonnerie renforcé qui se compose d'un assemblage des plaques minces en composite et d'un mur de maçonnerie. La plaque en composite est fixée sur une seule face du mur à l'aide d'une couche adhésive. Dans le cas de la caractérisation de l'amortissement des panneaux de maçonnerie renforcés, les propriétés élastiques du mur de maçonnerie et de la couche adhésive sont décrites en termes de nombres complexes, dans lesquels les parties réelles présentent les propriétés élastiques et les parties imaginaires sont liées aux caractéristiques de visco-amortissement.

La couche adhésive est constituée d'un matériau isotrope d'une épaisseur t_{ad} , tandis que la plaque composite est considérée comme un matériau composite d'épaisseur t_c collé sur la surface totale $S_T = BH$ du panneau de maçonnerie.

Le modèle analytique pour l'analyse des vibrations libres repose sur les hypothèses suivantes :

- aucun glissement ne se produit aux interfaces de la couche de l'adhésive, des deux côtés, entre le panneau de maçonnerie et la plaque composite.

- Les champs de déplacement du mur de maçonnerie et de la plaque composite sont différents. Ceci entraîne des déformations de flexion et de cisaillement dans la couche adhésive [MEF.2012].
- l'épaisseur de chaque constituant est faible par rapport aux autres dimensions, à savoir la largeur B et la hauteur totale H (Fig4.1).

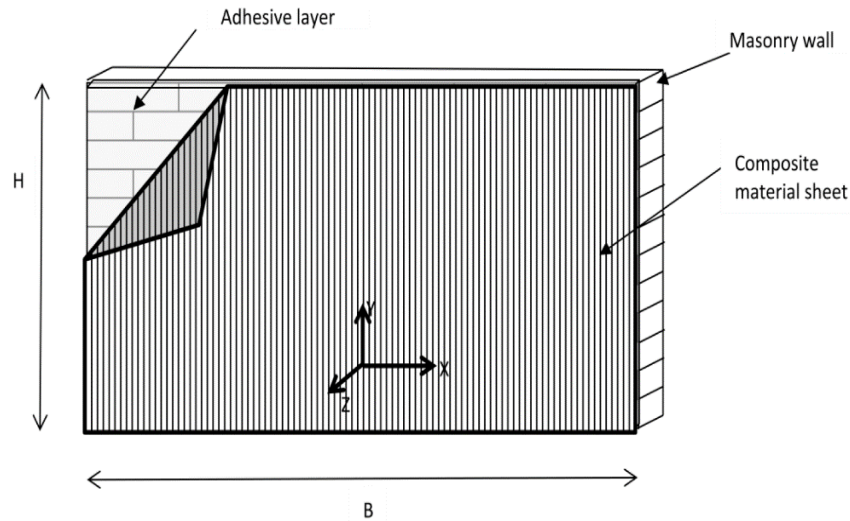


Fig4.1 : Mur de maçonnerie renforcé par une plaque composite.

IV.3 Vibrations dans le plan :

Dans le cadre de la vibration dans le plan du mur de maçonnerie lié à l'extérieur avec une plaque composite, la théorie des poutres HSDT ([YOU.2012], [YOU.2017], [ZHE.2008]) a été employée pour exprimer les champs de déplacement du mur de maçonnerie et de la plaque composite collée.

IV.3.1 Hypothèses et champ de déplacements :

Conformément au système de coordonnées global (Fig4.1), les déplacements axiaux du mur de maçonnerie et de la plaque composite sont donnés par :

$$V^i(Y, X, t) = V_0^i(Y, t) - X \frac{\partial U^i(Y, t)}{\partial Y} + f(X) \Phi_z^i(Y, t) \quad (1-a)$$

désignons par $V^i(Y, X, t)$ le déplacement longitudinal le long de la largeur B de la structure; par $V_0^i(Y, t)$ est le déplacement axial du plan médian ; par $U^i(Y, t)$ est le déplacement transversal dans la

direction x et par $\Phi_Z^i(Y,t)$ est la rotation supplémentaire de la normale au plan médian autour de l'axe Z.

Dans l'équation ci-dessus, l'exposant i désigne le panneau de maçonnerie pour $i=m$ et la plaque composite pour $i=c$.

$f(X)$ est appelée la fonction de cisaillement qui est introduite dans la formulation cinématique pour vérifier la distribution parabolique de la contrainte de cisaillement le long de la largeur B de la structure.

Dans le présent modèle mathématique notre choix s'est porté sur la fonction de cisaillement proposée par Reddy [RED.1984], donnée sous la forme suivante :

$$f(X) = X \left(1 - \frac{4X^2}{3B^2}\right) \quad (1-b)$$

Conformément à ces notations, les déformations associées à la théorie de l'élasticité des petits déplacements, la déformation axiale et de cisaillement sont définie comme suite:

$$\varepsilon^i_{yy} = \frac{\partial V^i(Y, X, t)}{\partial Y} \quad (2-a)$$

$$\gamma^i_{yx} = \frac{\partial V^i(Y, X, t)}{\partial X} + \frac{\partial U^i(Y, t)}{\partial Y} \quad (2-b)$$

Après substitution du déplacement axial de l'équation (1) dans l'équation (2), on obtient les expressions des déformations suivantes :

$$\varepsilon^i_{yy}(Y, X, t) = \frac{\partial V^i_0(Y, t)}{\partial Y} - x \frac{\partial^2 U^i(Y, t)}{\partial Y^2} + f(X) \frac{\partial \Phi_Z^i(Y, t)}{\partial Y} \quad (3-a)$$

$$\gamma^i_{yx} = \frac{\partial f(X)}{\partial X} \Phi_Z(Y, t) \quad (3-b)$$

Les déplacements latéraux et axiaux de la couche adhésive notés respectivement par U^{ad} et V^{ad} sont approximés par une interpolation linéaire à travers l'axe Z de l'épaisseur, comme suit :

$$U^{ad} = \frac{U^m(Y, t) - U^c(Y, t)}{t_{ad}} z + \frac{U^m(Y, t) + U^c(Y, t)}{2} \quad (4-a)$$

$$V^{ad} = \frac{V^m(Y, X, t) - V^c(Y, X, t)}{t_{ad}} z + \frac{V^m(Y, X, t) + V^c(Y, X, t)}{2} \quad (4-b)$$

Les déformations qui en découlent dans la couche d'adhésive sont:

$$\varepsilon_{YY}^{ad} = \frac{\partial V^{ad}(Y, X, Z, t)}{\partial Y} \quad (5-a)$$

$$\varepsilon_{XX}^{ad} = \frac{\partial U^{ad}(Y, Z, t)}{\partial X} \quad (5-b)$$

$$\gamma_{YX}^{ad} = \frac{\partial V^{ad}(Y, X, Z, t)}{\partial X} + \frac{\partial U^{ad}(Y, Z, t)}{\partial Y} \quad (5-c)$$

$$\gamma_{ZX}^{ad} = \frac{\partial U^{ad}(Y, Z, t)}{\partial Z} \quad (5-d)$$

$$\gamma_{ZY}^{ad} = \frac{\partial V^{ad}(Y, X, Z, t)}{\partial Z} \quad (5-e)$$

Les équations d'équilibre pour le problème de vibration libre du mur de maçonnerie renforcé par un patch en matériau composite sont obtenues en appliquant le principe des travaux virtuels. Pour un problème relevant de la mécanique des milieux continue, on écrit :

$$\delta P^{int} = \delta P^{acc} \quad (6)$$

Où P^{int} désigne le travail virtuel dû aux forces internes et P^{acc} représente le travail virtuel impliquant les forces d'inertie.

Le travail interne global P^{int} est fractionné comme suit :

$$P^{int} = P_m^{int} + P_c^{int} + P_{ad}^{int} \quad (7)$$

Où P_m^{int} ; P_c^{int} et P_{ad}^{int} sont les travaux virtuelles liées au panneau de maçonnerie ; plaque composite et couche adhésive. Ceux-ci sont exprimés comme suit :

$$P_m^{int} = \frac{E_{y-G} t_m}{2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} (\varepsilon_{YY}^m)^2 dX dY + \frac{G_{yx-G} t_m}{2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} (\gamma_{YX}^m)^2 dX dY \quad (8-a)$$

$$P_c^{int} = \frac{E_{22} t_c}{2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} (\varepsilon_{YY}^c)^2 dX dY + \frac{G_{12} t_c}{2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} (\gamma_{YX}^c)^2 dX dY \quad (8-b)$$

$$P_{ad}^{int} = \frac{E_{ad}}{2} \int_{-t_{ad}/2}^{t_{ad}/2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \left((\varepsilon_{YY}^{ad})^2 + (\varepsilon_{XX}^{ad})^2 \right) dX dY dZ + \frac{G_{ad}}{2} \int_{-t_{ad}/2}^{t_{ad}/2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \left((\gamma_{YX}^{ad})^2 + (\gamma_{ZX}^{ad})^2 + (\gamma_{ZY}^{ad})^2 \right) dX dY dZ \quad (8-c)$$

Où E_{y-G} est le module d'Young équivalent du mur (défini au chapitre 3), E_{22} , G_{12} sont respectivement le module d'Young dans la direction Y et le module de cisaillement du matériau composite.

Tandis que E_{ad} et G_{ad} sont le module de Young et de cisaillement de la couche d'adhésive.

Le travail virtuel dû aux forces d'inertie est la somme des travaux P_m^{acc} ; P_c^{acc} et P_{ad}^{acc} , correspondant respectivement au mur de maçonnerie, à la plaque composite et à la couche adhésive. On écrit :

$$P^{acc} = P_m^{acc} + P_c^{acc} + P_{ad}^{acc} \quad (9)$$

Dans lequel

$$P_m^{acc} = \frac{\rho_m t_m}{2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \left(\frac{\partial V^m(Y, X, t)}{\partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial U^m(Y, t)}{\partial t} \right)^2 dX dY \quad (10-a)$$

$$P_c^{acc} = \frac{\rho_c t_c}{2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \left(\frac{\partial V^c(Y, X, t)}{\partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial U^c(Y, t)}{\partial t} \right)^2 dX dY \quad (10-b)$$

$$P_{ad}^{acc} = \frac{\rho_{ad}}{2} \int_{-t_{ad}/2}^{t_{ad}/2} t \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \left(\frac{\partial V^{ad}(Y, X, Z, t)}{\partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial U^{ad}(Y, Z, t)}{\partial t} \right)^2 dX dY dZ \quad (10-c)$$

Où ρ_m ; ρ_c et ρ_{ad} sont les densités, relatives à la maçonnerie ; à la plaque en matériau composite et à l'adhésif.

IV.4 Vibrations hors plan :

Dans le problème de la vibration hors plan du mur de maçonnerie renforcé par une plaque en matériau composite, la structure présente un comportement en flexion similaire à celui d'une plaque sandwich à trois couches.

IV.4.1 Hypothèses et champ de déplacement :

les champs de déplacement du mur en maçonnerie et de la plaque composite collée (i=m pour la maçonnerie et i=c pour la plaque composite) sont décrits par la théorie des plaques à ordre élevé (HSDT) [KHI.2020], [SAI.2016], [BEL.2018], donnée par :

$$V^i(X, Y, Z, t) = V_0^i(X, Y) + Z_i \Phi_x^i(X, Y) - f(Z_i) \left(\Phi_x^i(X, Y) + \frac{\partial W^i(x, Y)}{\partial X} \right) \quad (11-a)$$

$$U^i(X, Y, Z_i, t) = U_0^i(X, Y) + Z_i \Phi_y^i(X, Y) - f(Z_i) \left(\Phi_y^i(X, Y) + \frac{\partial W^i(X, Y)}{\partial Y} \right) \quad (11-b)$$

$$W^i(X, Y, t) = W_s^i(X, Y) + W_b^i(X, Y) \quad (11-c)$$

Où $f(z_i)$ est la fonction de cisaillement proposée par Reddy [RED.1984], employée simultanément au mur de maçonnerie et à plaque composite. Dans le contexte des vibrations hors plan, la fonction $f(z_i)$ varie dans la direction Z_i selon les relations suivantes:

$$f(z_m) = \left(z - \frac{t_{ad} + t_m}{2} \right) \left(1 - \frac{4 \left(z - \frac{t_{ad} + t_m}{2} \right)^2}{3t^2} \right) \quad (12-a)$$

$$f(z_c) = \left(z + \frac{t_{ad} + t_c}{2} \right) \left(1 - \frac{4 \left(z + \frac{t_{ad} + t_c}{2} \right)^2}{3t_c^2} \right) \quad (12-b)$$

Où U^i , V^i et W^i ($i=m, c$) sont respectivement les déplacements dans les directions X , Y et Z du mur en maçonnerie et de la plaque composite, tandis que U_0^i et V_0^i sont les déplacements au niveau des plans médians ($Z_m=Z_c=0$). Les angles Φ_x^i et Φ_y^i sont les rotations autour des axes X et Y du mur de maçonnerie et de la plaque composite.

Selon la théorie des plaques à quatre (4) inconnue, le déplacement transversale W^i est décortiqué en deux composantes, à savoir W_s^i et W_b^i qui liées respectivement aux déformations de cisaillement et de flexion, avec :

$$\Phi_x^i = \frac{\partial W_s^i}{\partial X} \quad (13-a)$$

$$\Phi_y^i = \frac{\partial W_s^i}{\partial Y} \quad (13-b)$$

IV.4.2 Champs des déformations (Mur/ Composite):

Selon la théorie des plaques, les relations déformation-déplacement sont exprimées sous la forme suivante :

$$\varepsilon^i_{xx} = \frac{\partial U^i(X,Y,Z_i,t)}{\partial X} \quad (14-a)$$

$$\varepsilon^i_{yy} = \frac{\partial V^i(X,Y,Z_i,t)}{\partial Y} \quad (14-b)$$

$$\gamma^i_{yx} = \frac{\partial U^i(X,Y,Z_i,t)}{\partial Y} + \frac{\partial V^i(X,Y,Z_i,t)}{\partial X} \quad (14-c)$$

$$\gamma^i_{xz_i} = \frac{\partial W^i(X,Y,Z_i,t)}{\partial X} + \frac{\partial V^i(X,Y,Z_i,t)}{\partial Z_i} \quad (14-d)$$

$$\gamma^i_{yz_i} = \frac{\partial W^i(X,Y,Z_i,t)}{\partial Y} + \frac{\partial U^i(X,Y,Z_i,t)}{\partial Z_i} \quad (14-e)$$

($i=m,c$) indice qui indique le mur en maçonnerie et la plaque composite respectivement.

IV.4.3 Champs des contraintes (Mur/ Composite) :

La loi de comportement de la plaque composite et du panneau de maçonnerie est décrite sous forme matricielle suivantes :

$$\{\sigma^i\} = ([Q])\{\varepsilon^i\} \quad (15)$$

Où

$$\{\sigma^i\} = \begin{Bmatrix} \sigma^i_{xx} \\ \sigma^i_{yy} \\ \tau^i_{xy} \\ \tau_{xz_i} \\ \tau_{yz_i} \end{Bmatrix}; [Q] = \begin{bmatrix} Q_{11}^i & Q_{12}^i & 0 & 0 & 0 \\ Q_{21}^i & Q_{22}^i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & Q_{44}^i & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & Q_{55}^i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & Q_{66}^i \end{bmatrix} \text{ et } \{\varepsilon^i\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz_i} \\ \gamma_{yz_i} \end{Bmatrix} \quad (16)$$

Dans lequel

$$Q_{11}^m = \frac{E_{x-G}}{1-\nu^2} ; Q_{12}^m = \frac{\nu E_{x-G}}{1-\nu^2} ; Q_{21}^m = \frac{\nu E_{y-G}}{1-\nu^2} ; Q_{22}^m = \frac{E_{y-G}}{1-\nu^2} ; Q_{44}^m = \frac{G_{xy-G} + G_{yx-G}}{2} ;$$

$$Q_{55}^m = G_{xz-G} ; Q_{66}^m = G_{yz-G} \quad (17)$$

Pour des raisons de simplification, on suppose une structure en maçonnerie à amortissement modéré, qui évolue avec le même facteur de perte dans les deux directions X et Y.

Les propriétés mécaniques du matériau composite sont :

$$Q_{11}^c = \frac{E_{11}}{1-\nu_{12}\nu_{21}} ; Q_{12}^c = \frac{\nu_{21}E_{12}}{1-\nu_{12}\nu_{21}} ; Q_{22}^c = \frac{E_{22}}{1-\nu_{12}\nu_{21}} ; Q_{44}^c = G_{12} ;$$

$$Q_{55}^c = G_{13} ; Q_{66}^c = G_{23} \quad (18)$$

On suppose un comportement vibratoire conservatif (sans amortissement) de la plaque en matériau composite présente avec un coefficient de perte nul.

IV.4.4 Champs de déplacement et de déformation (l'adhésif) :

En imposant la condition de continuité des déplacements, aux niveaux des interfaces de l'adhésif, en contact avec la maçonnerie et la plaque composite, et en supposant une variation linéaire des déplacements dans la couche d'adhésive.

Le champ des déplacements de la couche d'adhésive est donnée par:

$$U^{ad} = \frac{U^m(X, Y, \frac{t_m}{2}) - U^c(X, Y, \frac{-t_c}{2})}{t_{ad}} z + \frac{U^m(X, Y, \frac{t_m}{2}) + U^c(X, Y, \frac{-t_c}{2})}{2} \quad (19-a)$$

$$V^{ad} = \frac{V^m(X, Y, \frac{t_m}{2}) - V^c(X, Y, \frac{-t_c}{2})}{t_{ad}} z + \frac{V^m(X, Y, \frac{t_m}{2}) + V^c(X, Y, \frac{-t_c}{2})}{2} \quad (19-b)$$

$$W^{ad} = \frac{W^m(X, Y) - W^c(X, Y)}{t_{ad}} z + \frac{W^m(X, Y) + W^c(X, Y)}{2} \quad (19-c)$$

Les déformations correspondantes à champ de déplacement de la couche d'adhésive sont :

$$\varepsilon_{xx}^{ad} = \frac{\partial U^{ad}(X, Y)}{\partial X} \quad (20-a)$$

$$\varepsilon_{yy}^{ad} = \frac{\partial V^{ad}(X, Y)}{\partial Y} \quad (20-b)$$

$$\varepsilon_{zz}^{ad} = \frac{\partial W^{ad}(X,Y)}{\partial Y} \quad (20-c)$$

$$\gamma_{XY}^{ad} = \frac{\partial V^{ad}(X,Y)}{\partial X} + \frac{\partial U^{ad}(X,Y)}{\partial Y} \quad (20-d)$$

$$\gamma_{XZ}^{ad} = \frac{\partial U^{ad}(X,Y)}{\partial Z} + \frac{\partial W^{ad}(X,Y)}{\partial X} \quad (20-e)$$

$$\gamma_{YZ}^{ad} = \frac{\partial V^{ad}(X,Y)}{\partial Z} + \frac{\partial W^{ad}(X,Y)}{\partial Y} \quad (20-f)$$

Les travaux virtuels des forces intérieures sont donnés respectivement pour la maçonnerie, le composite et la couche d'adhésive par :

$$P_i^{int} = \frac{t_i}{2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \{\varepsilon^i\}^T [Q^i] \{\varepsilon^i\} dX dY \quad (i=m, c) \quad (21-a)$$

$$P_{ad}^{int} = \frac{1}{2} \int_{-t_{ad}/2}^{t_{ad}/2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \left(E_{ad} (\varepsilon_{XX}^{ad\ 2} + \varepsilon_{YY}^{ad\ 2} + \varepsilon_{ZZ}^{ad\ 2}) + G_{ad} (\gamma_{XY}^{ad\ 2} + \gamma_{XZ}^{ad\ 2} + \gamma_{YZ}^{ad\ 2}) \right) dX dY dZ \quad (21-b)$$

Dans le cadre d'un adhésif en matériau viscoélastique, les modules de Young et de cisaillement E_{ad} et G_{ad} sont décrits par des nombres complexes, formulés par :

$$E_{ad} = E_{ad}^* (1 + i\eta_{ad}) \quad (22-a)$$

$$G_{ad} = G_{ad}^* (1 + i\eta_{ad}) \quad (22-b)$$

Chaque module complexe (E_{ad} et G_{ad}) est constitué de deux parties réelle et imaginaire, désignant respectivement le module élastique et le facteur de perte de l'adhésive.

Les travaux induits par les forces d'inertie sont donnés par :

$$P_i^{acc} = \frac{\rho_i t_i}{2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \left[\left(\frac{\partial V^i(X, Y, Z_i, t)}{\partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial U^i(X, Y, Z_i, t)}{\partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial W^i(X, Y, Z_i, t)}{\partial t} \right)^2 \right] dX dY \quad (i=m, c) \quad (23-a)$$

$$P_{ad}^{acc} = \frac{\rho_{ad}}{2} \int_{-tad/2}^{tad/2} \int_0^H \int_{-B/2}^{B/2} \left[\left(\frac{\partial V^{ad}(X, Y, Z, t)}{\partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial U^{ad}(X, Y, Z, t)}{\partial t} \right)^2 + \left(\frac{\partial W^{ad}(X, Y, Z, t)}{\partial t} \right)^2 \right] dX dY dZ \quad (23-b)$$

IV.5 Modélisation analytique du problème de vibration amortie par la méthode de Ritz :

La présente étude est consacrée à l'analyse des vibrations libres des panneaux de maçonnerie renforcés et non renforcés sous des problèmes de vibration dans le plan et hors plan. La méthode des valeurs propres est adoptée pour effectuer les fréquences naturelles et les facteurs de perte associés.

Dans ce but, un programme basé sur le potentiel total a été préparé en Matlab [MAT.2006] selon la procédure du Ritz.

La méthode de Ritz donne des résultats acceptables tant que les fonctions de forme supposées sont précises. Celles-ci sont sélectionnées pour satisfaire les conditions aux limites.

Dans le cas des panneaux de maçonnerie encasturé-libre sous mode de vibration dans le plan, les fonctions de forme de déplacement en flexion sont approximées par des fonctions polynomiales données par :

$$\{D\} = \left\{ V^i(Y, t) \quad U^i_0(Y, t) \quad \Phi^i_Z(Y, t) \right\} = \sin(\omega t) \sum_{j=1}^n \left\{ v^i_j \left(\frac{Y}{H} \right)^{j+1} \quad u^i_{0j} \left(\frac{Y}{H} \right)^j \quad \phi^i_{zj} \left(\frac{Y}{H} \right)^j \right\} \quad (i=m, c) \quad (24)$$

Pour le problème de vibration hors plan, les fonctions de forme polynomiale sont sélectionnées comme suit :

$$\{D\} = \left\{ V^i_0(X, Y, t) \quad U^i_0(X, Y, t) \quad W^i_b(x, y, t) \quad W^i_s(x, y, t) \right\} = \sin(\omega t) \sum_{j=1}^N \sum_{l=1}^K \left\{ v^i_{jl} \quad u^i_{jl} \quad w^i_{bjl} \quad w^i_{sjl} \right\} \left(\frac{Y}{H} \right)^{j+1} \left(\frac{1}{2} - \frac{X}{B} \right)^{l-1} \quad (i=m, c) \quad (25)$$

Où v_j , u_{0j} , ϕ_{zj} , v_{jl} , u_{jl} , w_{bjl} et w_{sjl} sont les coefficients de Ritz et j et l représentent les formes modales des vibrations liées aux directions Y et X respectivement.

Après avoir substitué les équations (24) et (25) dans l'équation (6) et en utilisant les équations (1)-(5) et (11)-(23), un ensemble d'équations d'équilibre est obtenu en utilisant l'opérateur gradient comme suit:

$$\{f\} = grad((P^{acc} - P^{int}), \{D\}) = \{0\} \quad (26-a)$$

Ce vecteur d'équations d'équilibre peut être organisé comme :

$$\{f\} = ([K] - \omega^2 [M])\{D\} = \{0\} \quad (26-b)$$

$\{f\}$ est un résidu d'équilibre qui régit le problème de vibration, $[K]$ et $[M]$ désignent respectivement les matrices de rigidité et de masse.

Dans le cadre de l'analyse des vibrations structurelles avec des matériaux viscoélastiques dans le domaine fréquentiel, les termes de la matrice de rigidité $[K]$ sont définis comme des nombres complexes.

Les fréquences naturelles et leurs facteurs de perte correspondants peuvent être obtenus en résolvant le problème standard des valeurs propres exprimé par la formule suivante :

$$\det([K] - \lambda[M]) = 0 \quad (27)$$

Le problème de la valeur propre ci-dessus est résolu en utilisant le code Matlab [MAT.2006]. les racines de l'équation (27) sont constituées de fréquences propres complexes écrites comme :

$$\lambda = \omega^2 (1 + i\eta_\omega) \quad (28)$$

Où η_ω est le facteur de perte global et ω la fréquence naturelle.

IV.6 Validation des résultats :

IV.6.1 Résultats du problème de vibration dans le plan :

Afin de valider l'approche actuelle pour les problèmes de vibrations dans le plan et hors du plan, deux ensembles de murs de maçonnerie renforcés et non renforcés sont considérés. La première se réfère à un mur de maçonnerie rectangulaire avec un élancement $H/B=2,41$ ($H=3,72m$ et $B=1,54m$), le second mur est considéré comme un panneau carré avec un élancement de 1.208 ($H=3.72m$ et $B=3.08m$). L'épaisseur du mur de maçonnerie est maintenue constante avec $t_m=12$ cm le long de cette étude.

La procédure de validation est réalisée en modifiant le module d'élasticité des joints de mortier de 20 à 2000MPa. Cela permet également d'étudier l'effet des joints de mortier sur les quatre premières fréquences pour les panneaux de maçonnerie renforcés et non renforcés. Les résultats obtenus sont comparés à ceux donnés par la méthode des éléments finis (MEF) via le logiciel Abaqus

[ABA.2003], dans laquelle la structure de mur est modélisée par une subdivision discrète formée par les briques et les joints de mortier à l'aide d'éléments finis 3D, comme montré par la figure 4.2.

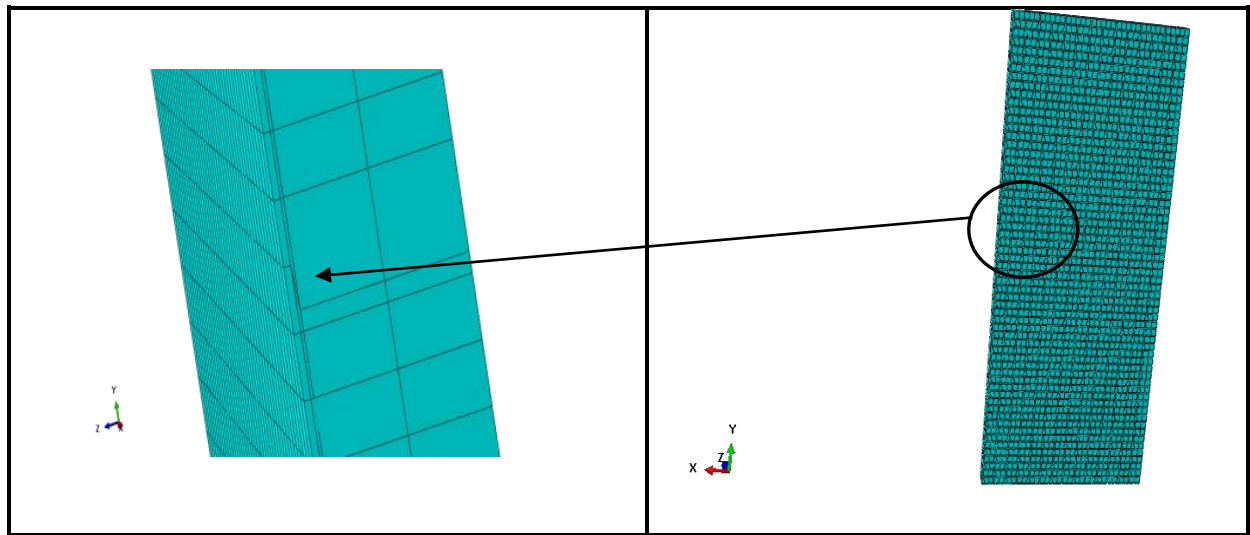


Fig4.2: Détails du maillage par MEF 3D avec le logiciel Abaqus, employant un élément de type C3D20R.

Les joints de mortier et la brique sont supposés avoir la même masse volumique avec $\rho_{hm} = \rho_{vm} = \rho_{br} = 1800 \text{ Kg/m}^3$. Le matériau composite employé dans le processus de validation est référencé par Mat1 dans le tableau 4.1.

Celui-ci est appliqué sur toute la face latérale du panneau de maçonnerie sous la forme d'une plaque d'épaisseur $t_c = 5\text{mm}$, collé avec un adhésif de type époxy de caractéristiques $E_{ad} = 5\text{GPa}$, $\nu_{ad} = 0.3$ et $t_{ad} = 2\text{mm}$.

Matériel ID	Propriétés	Composants	valeur
Mat1	Module de Young	$E_{11}; E_{22}$	14.5GPa; 137.9Gpa
	Coefficient de poisson	$\nu_{12}; \nu_{13}; \nu_{23}$	0.21
	Module de cisaillement	$G_{12} = G_{13} = G_{23}$	5.9 GPa
	Masse volumique	ρ_c	1600Kg/m^3
Mat2	Module de Young	$E_{11}; E_{22}$	1.0GPa ; 25 GPa
	Coefficient de poisson	$\nu_{12}; \nu_{13}; \nu_{23}$	0.25
	Module de cisaillement	$G_{12} = G_{23}; G_{13}$	0.5GPa; 0.2 GPa
	Masse volumique	ρ_c	1600Kg/m^3

Tab.4.1: Propriétés matérielles des plaques composites utilisées dans l'étude paramétrique.

Chapitre IV : Vibration libre des murs en maçonnerie renforcés par matériaux composites

Les tableaux 4.2 et 4.3 présentent les fréquences des quatre premiers modes des deux murs de maçonnerie, sous vibrations dans le plan.

E_m MPa	Mur renforcé avec Mat1		Mur non renforcé	
	Analytique (Hz)	MEF (Hz)	Analytique (Hz)	MEF (Hz)
20	20.412	22.322	4.206	4.195
	65.438	70.478	17.717	17.508
	119.953	132.47	17.746	17.772
	122.980	147.00	37.996	37.442
200	26.244	28.888	12.911	12.991
	90.447	94.193	53.758	54.716
	150.131	162.22	54.725	54.804
	178.843	183.47	114.90	117.341
2000	42.165	45.809	33.978	33.666
	166.740	168.86	143.106	140.530
	183.140	210.31	143.338	142.050
	349.221	349.06	306.905	300.620

Tab.4.2 : Résultats des fréquences (Hz) de vibration dans le plan pour un panneau rectangulaire non renforcé et renforcé avec Mat1, d'un élancement de 2,41 (B=1,54m et H=3,72m).

On observe à partir des résultats obtenus, qu'un accord acceptable est réalisé par le modèle proposé. Les erreurs relatives n'excédant pas 10% pour les murs non renforcés et 2% pour les murs avec renforcement. Les résultats révèlent également qu'une amélioration substantielle des fréquences naturelles entre 6 et 575% est obtenue par l'ajout d'une plaque de matériau composite.

De ce fait, on peut affirmer qu'un renforcement plus significatif est atteint pour les murs réalisés avec le mortier souple ($E_m=20$ MPa). Alors que les plus faibles augmentations de fréquence sont observées lors de l'emploi de mortier dur avec $E_m=2000$ MPa. Dans ce cas, l'augmentation de fréquence se situe entre 6 et 28%.

E_m (MPa)	Mur renforcé avec Mat1		Mur non renforcé	
	Analytique (Hz)	MEF (Hz)	Analytique (Hz)	MEF (Hz)
20	24.397	26.092	6.748	6.822
	72.906	78.751	17.717	18.266
	119.953	138.49	19.990	20.139
	125.456	142.56	37.466	36.957
200	34.751	36.292	20.841	20.997
	102.097	108.24	54.716	56.290
	150.131	162.23	61.734	61.952
	168.369	185.92	6.748	6.822
2000	63.546	66.502	17.717	18.266
	183.140	192.09	19.990	20.139
	183.277	210.58	37.466	36.957
	322.159	322.04	20.841	20.997

Tab.4.3 : Résultats des fréquences (Hz) de vibration dans le plan pour un panneau carré non renforcé et renforcé avec Mat1, d'un élancement de 1.208 (B=3,08m et H=3,72m).

IV.6.2 Résultats du problème de vibration hors plan:

Pour les fréquences relative au problème des vibrations hors plan, les résultats sont présentés dans les tableaux 4.4 et 4.5, à la fois pour des panneaux de forme rectangulaires et carrés.

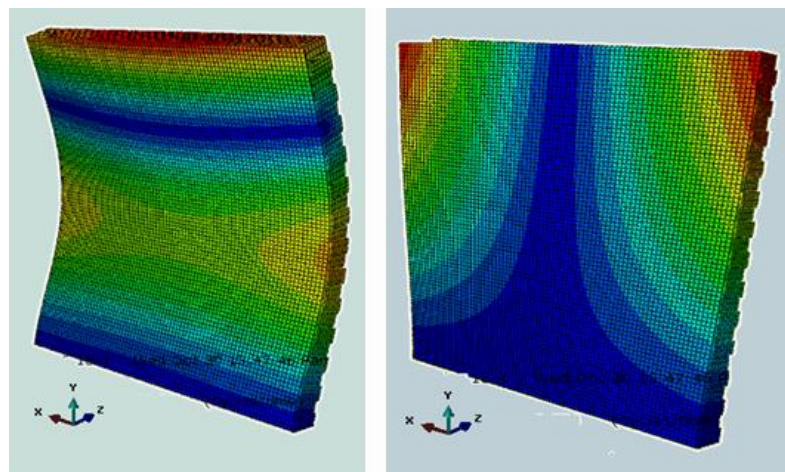
Les résultats indiquent que les fréquences résultant de la méthode proposée conduisent à une estimation raisonnable. En effet, la différence ne dépassant pas 12% pour les panneaux renforcés et 15% pour ceux non renforcés. De plus, on remarque que le renforcement des panneaux de maçonnerie peut induire une modification des arrangements des formes modales de vibration.

Les résultats révèlent aussi que dans le cas d'un panneau en maçonnerie rectangulaire avec $E_m=200\text{MPa}$, les modes de vibration du panneau renforcé sont caractérisés par la prédominance des modes de torsion au détriment des modes de flexion. Dans ce contexte, il faut noter qu'après renforcement, le deuxième et le troisième mode sont déclassés et correspondent respectivement au premier mode de torsion et au deuxième mode de flexion.

Concernant le quatrième mode, on observe que le deuxième mode de torsion est remplacé par le troisième mode de flexion, après renforcement.

E_m MPa	Mur renforcé			Mur non renforcé		
	Analytique (Hz)	MEF (Hz)	Mode de vibration	Analytique (Hz)	MEF (Hz)	Mode de vibration
20	0.831	0.858	1 ^{er} mode de flexion	0.366	0.378	1 ^{er} mode de flexion
	5.165	5.346	2 ^{ème} mode de flexion	2.292	2.358	2 ^{ème} mode de flexion
	5.743	6.145	1 ^{er} mode de torsion	2.829	3.166	1 ^{er} mode de torsion
	14.138	14.824	3 ^{ème} mode de flexion	6.559	6.558	3 ^{ème} mode de flexion
200	2.373	2.358	1 ^{er} mode de flexion	1.131	1.164	1 ^{er} mode de flexion
	12.050	11.917	1^{er} mode de torsion	7.079	7.263	2^{ème} mode de flexion
	14.773	14.656	2^{ème} mode de flexion	8.285	7.587	1^{er} mode de torsion
	31.152	34.406	2^{ème} mode de torsion	20.256	20.202	3^{ème} mode de flexion
2000	5.031	5.073	1 ^{er} mode de flexion	2.956	3.006	1 ^{er} mode de flexion
	21.433	19.733	1 ^{er} mode de torsion	17.723	15.585	1 ^{er} mode de torsion
	31.456	31.401	1 ^{er} mode de torsion	18.514	18.741	1 ^{er} mode de torsion
	46.871	47.025	2 ^{ème} mode de torsion	52.978	49.374	2 ^{ème} mode de torsion

Tab.4.4 : Résultats des fréquences (Hz) hors plan pour un panneau rectangulaire non renforcé et renforcé avec Mat1, d'un élancement de 2,41 (B=1,54m et H=3,72m).



(a)

(b)

Fig.4.3 : Mode de vibration du panneau de maçonnerie carré renforcé avec Mat1, d'un élancement de 1,208 (B=3,08m et H=3,72m), vibration hors plan

(a) : Mode de flexion (b) : Mode de torsion

D'autre part, le renforcement des murs en maçonnerie conduit à une amélioration significative dans les valeurs des fréquences, atteignant 125 % pour les panneaux de maçonnerie réalisés par des joints en mortier souple ($E_m=20\text{MPa}$).

L'augmentation de la fréquence est considérée comme relativement modérée pour le panneau de maçonnerie constitué des joints de mortier dur ($E_m=2000\text{MPa}$), précisément, dans ce cas, l'augmentation moyenne est de l'ordre de 50%.

E_m MPA	Mur renforcé			Mur non renforcé		
	Analytique (Hz)	MEF (Hz)	Mode de vibration	MEF (Hz)	Analytique (Hz)	Mode vibration
20	0.835	1.115	1 ^{er} mode de flexion	0.377	0.366	1 ^{er} mode de flexion
	3.047	3.426	1 ^{er} mode de torsion	1.587	1.527	1 ^{er} mode de torsion
	5.184	6.766	2 ^{ème} mode de flexion	2.297	2.293	2 ^{ème} mode de flexion
	10.134	11.096	2 ^{ème} mode de torsion	5.086	5.009	2 ^{ème} mode de torsion
200	2.391	2.401	1 ^{er} mode de flexion	1.117	1.131	1 ^{er} mode de flexion
	6.682	6.388	1 ^{er} mode de torsion	4.648	4.494	1 ^{er} mode de torsion
	14.879	14.863	2 ^{ème} mode de flexion	7.281	7.078	2 ^{ème} mode de flexion
	23.678	22.319	2 ^{ème} mode de torsion	15.156	14.842	2 ^{ème} mode de torsion
2000	5.038	4.945	1 ^{er} mode de flexion	3.018	2.959	1 ^{er} mode de flexion
	12.340	11.003	1 ^{er} mode de torsion	9.015	9.779	1 ^{er} mode de torsion
	31.494	30.336	2 ^{ème} mode de flexion	18.797	18.514	2 ^{ème} mode de flexion
	45.431	41.006	2 ^{ème} mode de torsion	30.950	32.808	2 ^{ème} mode de torsion

Tab.4.5 : Résultats des fréquences (Hz) hors plan pour un panneau carré non renforcé et renforcé avec Mat1, d'un élancement de 1,208 (B=3,08m et H=3,72m).

IV.7 Étude des facteurs de perte :

Dans cette section, l'investigation portera sur les effets des propriétés matérielles et géométriques des joints de mortier et de la couche adhésive sur le facteur de perte global η_ω des murs de maçonnerie renforcés, sous vibrations dans le plan et hors plan.

Les paramètres pris en compte dans cette étude conceptuelle sont les modules de Young du mortier et de l'adhésif, ainsi que le facteur de perte et l'épaisseur de la couche d'adhésive. Pour une analyse

plus consistante, l'incidence des propriétés élastiques de la plaque composite sur l'évaluation du facteur de perte η_ω est prise aussi en compte, et ceci par l'emploi de deux matériaux composites distincts désignés respectivement par : Mat1 pour un matériau composite rigide et Mat2 pour un matériau composite standard. Comme indiqué dans le tableau 4.2.

Dans le cas d'un renforcement structurel avec un matériau composite, la contribution de l'effet d'amortissement de la plaque de renforcement est négligée.

Pour une étude plus fiable de l'évolution de l'amortissement de la structure du mur en maçonnerie renforcée, l'amélioration et l'atténuation des facteurs de perte est comparée à celle de la structure en maçonnerie non renforcée, avec un facteur de perte $\eta_m=0.05$, selon l'expression suivante :

$$D = \frac{|\eta_\omega - 0.05|}{0.05} \quad (29)$$

Où D désigne le changement relatif de l'amortissement.

IV.7.1 Facteurs de perte relatif au vibration libre dans le plan :

L'effet du module de Young du mortier sur le facteur de perte global η_ω est reporté sur les figures 4.4(a) et 4.4(b). Celles-ci montrent de façon générale que, les murs en maçonnerie réalisées avec des joints de mortier souple et renforcées avec Mat2 présentent un comportement d'amortissement plus efficace.

A titre d'exemple, dans le cas de mur élancé $H/B=2,41$ (**Fig.4.4(a)**), réalisé avec des joints de mortier souple ($E_m=20\text{MPa}$), l'augmentation en amortissement est jugée modérée avec $D=18\%$. En revanche, une performance considérée plus appropriée est réalisée par un mur de maçonnerie court d'un élancement de $H/B=1.208$, tel que illustré par figure 4.4(b).

En effet, on observe à partir de cette figure (**Fig.4.4(b)**) que le mur en maçonnerie réalisé avec des joints de mortier souple ($E_m = 20\text{MPa}$) et renforcé avec Mat2, présentent des améliorations du facteur de perte plus significatives, atteignant la valeur de $D=70\%$.

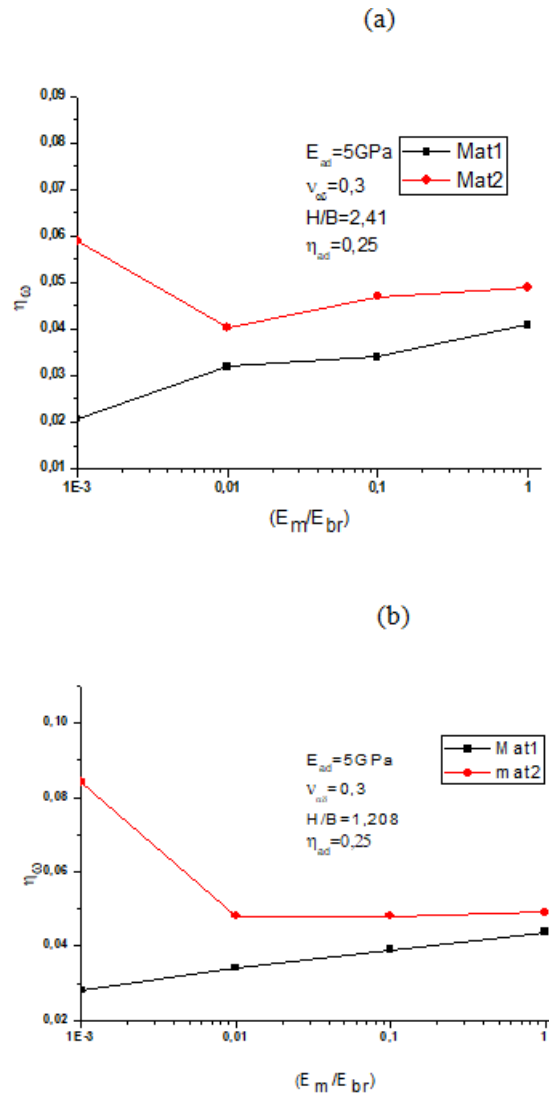


Fig.4.4 : Effet du module de Young du mortier sur le facteur de perte structurelle du mur en maçonnerie renforcé sous l'effet des vibrations dans le plan.

(a) Mur rectangulaire renforcé (b) : Mur carré renforcé

Il peut être indiqué à partir de ces résultats que le renforcement des murs de maçonnerie reste inefficace lorsqu'il est appliqué aux murs réalisés par des joints de mortier dur avec $\frac{E_m}{E_{br}} \geq 0.1$.

Dans ce cas, la dégradation de l'amortissement a atteint la valeur $D=60\%$.

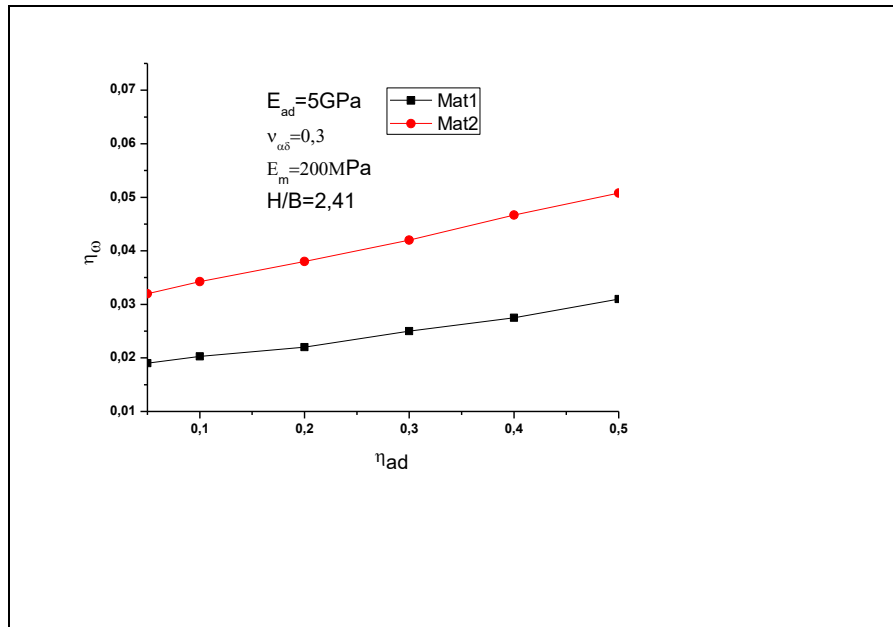


Fig4.5 : Effet du facteur de perte d'adhésif sur le facteur de perte structurelle du mur de maçonnerie rectangulaire renforcé sous vibration dans le plan.

L'investigation sur le rôle du facteur de perte de l'adhésif η_{ad} pour améliorer autant que possible les caractéristiques d'amortissement de la structure en maçonnerie renforcée, elle est présentée dans la figure 4.5.

Les résultats montrent que le facteur de perte global η_{ω} évolue avec l'augmentation de η_{ad} . On remarque à partir de ces résultats que l'amélioration de l'amortissement est observée dans le cas des structures en maçonnerie renforcées par Mat2 via la couche adhésive de $\eta_{ad}=0.5$.

On observe une diminution du facteur de perte η_{ω} autour de $D=60\%$, relevée pour le mur en maçonnerie renforcé avec Mat1 avec une couche adhésive de $\eta_{ad}=0.05$.

L'effet du module de Young de l'adhésif sur le facteur de perte η_{ω} est illustré sur la figure 4.6. On peut constater à partir de cette figure que l'augmentation du module de Young de l'adhésif conduit à l'amélioration du facteur de perte η_{ω} . Les résultats révèlent aussi qu'une augmentation importante de l'amortissement avec $D=55\%$ est réalisé par une couche adhésive de $\frac{E_{ad}}{E_m} = 10^2$ en utilisant Mat2 pour un mur carré $H/B=1.208$. Tandis que l'amélioration de l'amortissement est de l'ordre de $D=26\%$ pour le mur rectangulaire $H/B=2.41$.

Mis à part ces résultats, la tendance globale se caractérise par une dégradation structurelle de l'amortissement dépassant $D=20\%$, évaluée pour les structures en maçonnerie renforcés avec des couches adhésives ayant $\frac{E_{ad}}{E_m} \leq 10$.

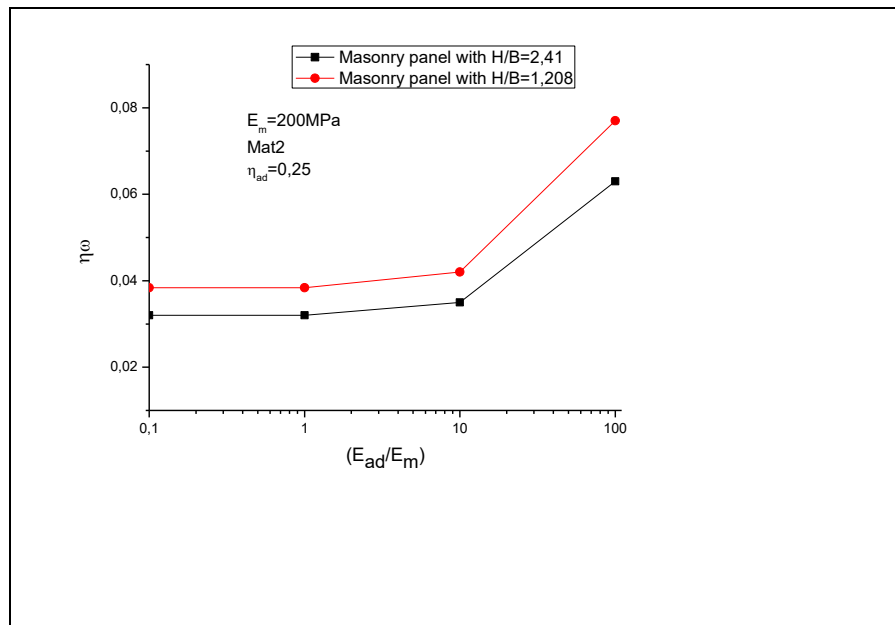


Fig4.6 : Effet du module de Young de l'adhésif sur le facteur de perte structurelle des murs renforcé (rectangulaire / carré) sous l'effet de vibration dans le plan.

Afin de mettre en évidence l'incidence de l'épaisseur de la couche adhésive t_{ad} sur les caractéristiques d'amortissement de la structure du mur en maçonnerie renforcée, l'évolution du facteur de perte η_ω est présentée en fonction de l'épaisseur de la couche adhésive t_{ad} dans la figure 4.7. Cette représentation montre une évolution quasi linéaire de η_ω en fonction de l'épaisseur t_{ad} , l'ensemble des murs de maçonnerie renforcés que se soit de forme rectangulaires ($H/B=2.41$) ou carrés ($H/B=1.208$).

En terme d'efficacité structurelle de l'amortissement affiché par l'emploi du matériau composite (Mat2), des performances sur l'amortissement avec $D=22\%$ et 2% sont enregistrées, respectivement pour les murs carrés et rectangulaires renforcés avec $t_{ad}=5 \text{ mm}$. Pour une couche d'adhésive mince, la structure renforcée décrit une régression significative du facteur de perte, atteignant dans le cas d'un mur en maçonnerie rectangulaire avec $t_{ad}=0.5 \text{ mm}$ la valeur de $D=32\%$.

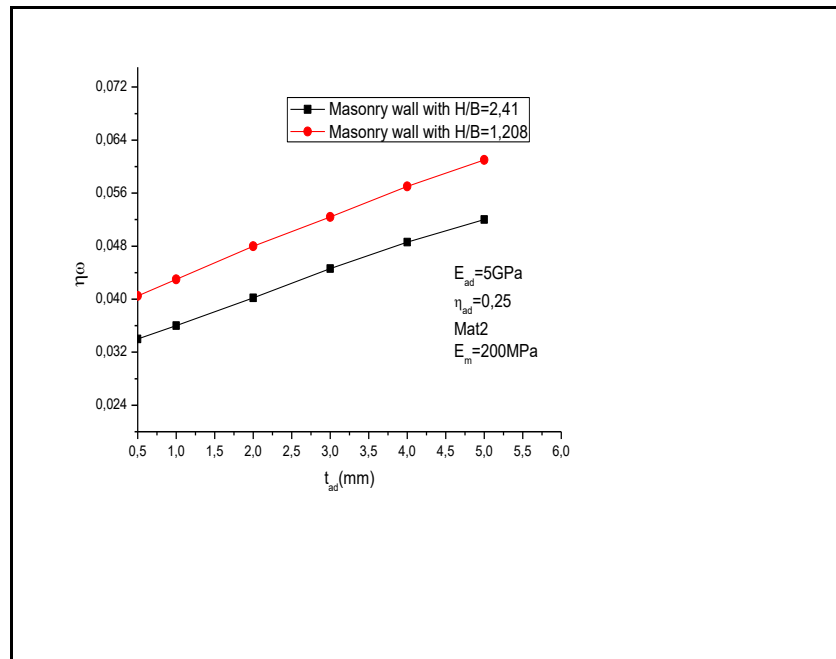


Fig.4.7 : Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur le facteur de perte structurelle des murs renforcés (rectangulaire/ carré) sous l'effet des vibrations dans le plan.

IV.7.2 Facteurs de perte relatif au vibration libre hors plan :

En se basant sur l'incidence des paramètres reportés en vibration dans le plan, notre investigation s'est élargie pour considérer l'influence de ces mêmes paramètres sur les résultats du facteur de perte attribué au problème de vibration hors du plan. Pour ce faire les deux murs de maçonnerie (carré et rectangulaire) traités auparavant sont reconsidérés dans le problème de vibration hors plan.

Il est bien admis, que lorsque la structure de mur est soumise à l'excitation hors plan, elle présente deux modes de vibration distincts, principalement les modes de flexion dans direction Z de l'épaisseur et les modes de torsion autour de l'axe Y. Ainsi, la réponse de la structure du mur sous excitation dynamique est fortement affectée par l'amortissement structurel lié aux deux modes de vibration.

Dans ce contexte, les figures 4.8(a) et 4.8(b) présentent l'effet du module de Young du mortier sur le facteur de perte η_{ω} évalué pour les panneaux renforcés de formes rectangulaires (figure 4.8(a)) et carrés (figure 4.8(b)).

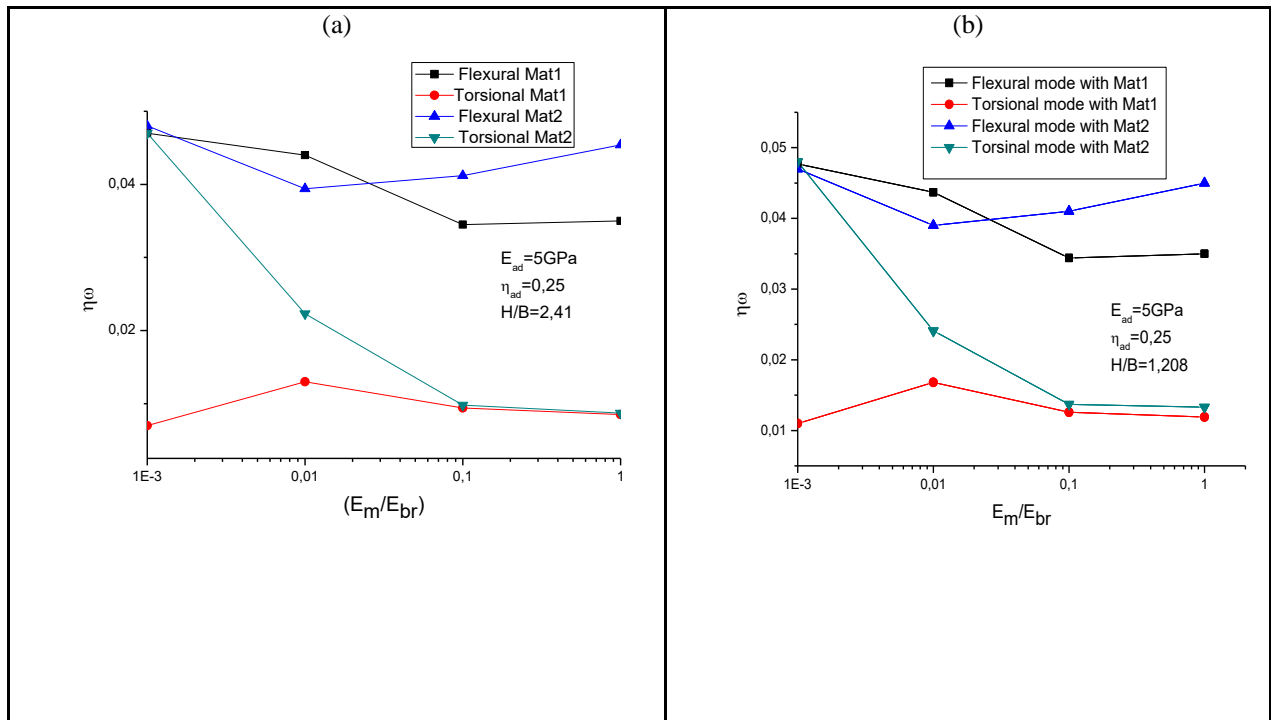


Fig.4.8 : Effet du module d'Young du mortier sur le facteur de perte structurelle du mur renforcé sous l'effet de vibrations hors plan.

(a) : Mur rectangulaire renforcé (b) : Mur carré renforcé.

Les résultats du facteur de perte suggèrent une dégradation drastique des propriétés d'amortissement, principalement pour le mode de torsion, généralement attribué aux murs renforcés par Mat1.

La comparaison entre la figure 4.8(a) et la figure 4.8(b), indique que les deux murs présentent les mêmes caractéristiques d'amortissement dans le mode de flexion.

Dans le cas du mode de torsion, on observe que le mur carré réalisé avec du mortier

($\frac{E_m}{E_{br}} = 10^{-3}$) et renforcé avec Mat2 présente une dégradation d'amortissement modérée avec $D = 4\%$.

Les atténuations les plus importantes sur le facteur de perte sont enregistrées pour le mode de torsion lié aux murs de maçonnerie (rectangulaire/ carré) collés avec Mat2. Ces réductions sont de l'ordre de 80%.

L'effet du facteur de perte de la couche d'adhésive η_{ad} sur les valeurs de η_{ω} pour le mur de maçonnerie rectangulaire renforcé avec Mat2 est représenté sur la figure 4.9. Comme observé sur cette figure, que la loi d'évolution entre les facteurs de perte η_{ω} et η_{ad} est linéaire, à la fois en flexion et en torsion.

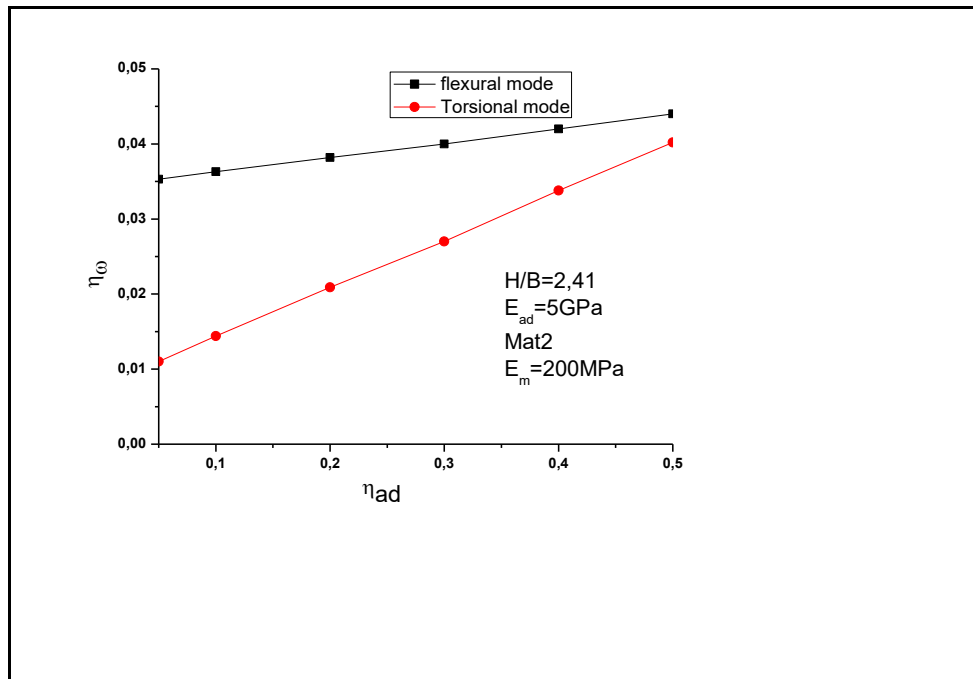


Fig.4.9: Effet du facteur de perte d'adhésif sur le facteur de perte global du mur de maçonnerie rectangulaire renforcé sous vibration hors plan.

Cette figure (**Fig.4.9**) indique que l'accroissement de η_{ad} implique une augmentation de η_{ω} , avec une pente de variation plus visible pour le mode de torsion qu'en mode de flexion. Ainsi, l'évolution du facteur de perte η_{ω} pour ce mode se situe dans l'intervalle de variation entre 0.011 pour $\eta_{ad}=0.05$ et 0.0402 pour $\eta_{ad}=0.5$. Dans le cas du mode de flexion, la variation de η_{ω} se situe dans l'intervalle de 0.035 pour $\eta_{ad}=0.05$ à 0.044 pour $\eta_{ad}=0.5$.

L'incidence du module de Young de la couche d'adhésive sur le facteur de perte η_{ω} est représentée sur la figure 4.10. Dans cette figure, deux comportements d'amortissement distincts sont identifiés.

Le premier correspond au joint d'adhésif souple avec $\frac{E_{ad}}{E_m} \leq 10$, dans lequel le facteur de perte η_{ω} reste pratiquement inchangé dans les deux modes de flexion et de torsion, avec une atténuation substantielle autour de $D=70\%$.

Le deuxième comportement est attribué à la couche d'adhésive dure $\left(10 \leq \frac{E_{ad}}{E_m} \leq 100\right)$ caractérisée par une pente d'évolution plus imposée, notamment pour le mode de torsion. En effet, pour ce mode de vibration, l'amélioration du facteur de perte atteint $D = 10\%$ pour un rapport $\frac{E_{ad}}{E_m} = 100$

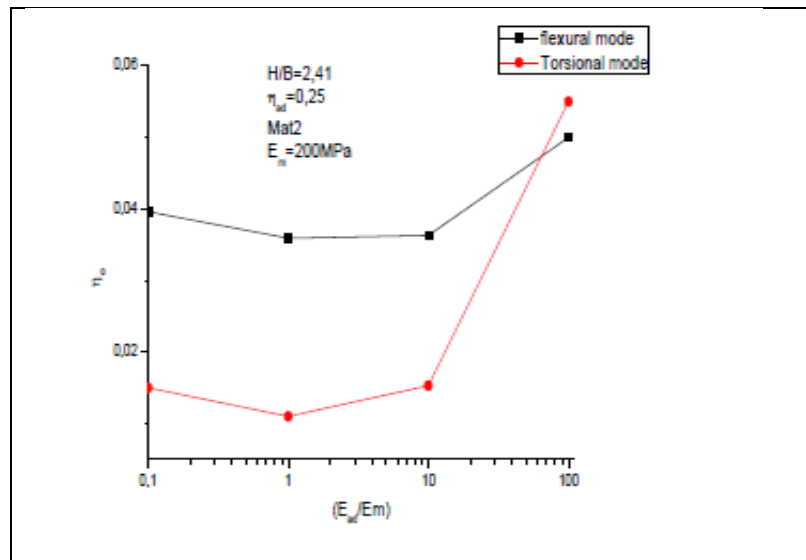


Fig.4.10: Effet du module d'Young de l'adhésif sur le facteur de perte global du mur de maçonnerie rectangulaire renforcé sous vibration hors plan.

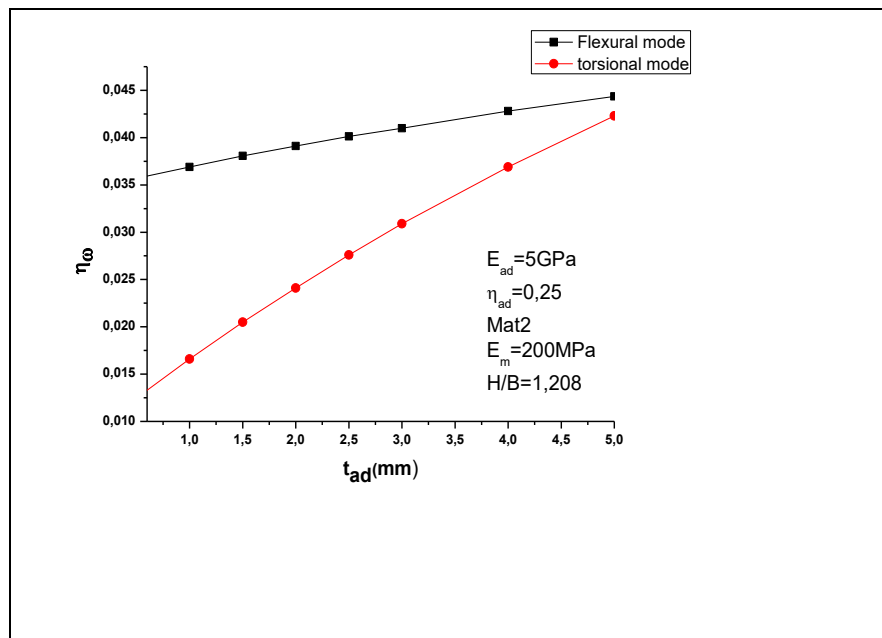


Fig.4.11: Effet de l'épaisseur de la couche adhésive sur le facteur de perte global des murs de maçonnerie carrés renforcés sous vibration hors plan.

Comme dans le cas de la vibration dans le plan, on obtient une variation linéaire entre η_{ω} et t_{ad} dans les deux modes de torsion et de flexion, avec une pente plus rigoureuse attribuée au mode de torsion. Bien que dans ce mode, la structure présente une régression d'amortissement importante

avec $D = 75\%$ pour $t_{ad} = 0,5$ mm, après renforcement, néanmoins, une évolution notable se produit à $t_{ad} = 5$ mm avec une régression modérée de $D = 15\%$.

Par ailleurs, pour le mode de vibration en flexion, l'épaisseur de la couche d'adhésive t_{ad} induit une légère évolution dans la pente, caractérisée par une faible régression comprise entre $D = 29\%$ pour $t_{ad} = 0,5$ mm et $D = 11\%$ pour $t_{ad} = 5$ mm.

IV.8 Conclusions :

Ce chapitre a permis d'étudier les fréquences propres et leurs facteurs de perte associés aux vibrations libres à la fois dans le plan et hors plan. Pour cela, la théorie d'ordre élevé (HSDT) est employée pour décrire le comportement mécanique des murs en maçonnerie renforcés avec des plaques composites collées par une couche d'adhésive viscoélastique. Les résultats fournis par cette étude ont montré qu'après renforcement des murs en maçonnerie avec un matériau composite, cela conduit à un comportement vibratoire plus efficace avec une amélioration substantielle des fréquences naturelles. Tandis que, les résultats sur les facteurs de perte indiquent à leur tour, que la structure renforcée par composite standard enregistre des performances d'amortissement plus importantes sous vibration dans le plan plutôt qu'aux vibrations hors plan. Ainsi, l'inspection de la vibration hors plan révèle qu'en général, se caractérise par une atténuation substantielle des facteurs de perte liés au mur de maçonnerie réalisé avec un mortier dur. Cependant, la dégradation la plus importante du facteur de perte est attribuée au mode de torsion.

Conclusion générale

Le travail de la présente thèse s'est porté sur le calcul vibratoire des structures en maçonnerie renforcées par des plaques en matériaux composites, collées par une couche d'adhésive viscoélastique. Ce travail de thèse entre dans le cadre de la préservation du patrimoine immobilier et historique ayant subi des dégradations provoquées par les effets du vieillissement et des forces dynamiques, notamment, dues au vent, au séisme et aux inondations. L'impact immédiat de ce travail est d'élaborer une démarche de modélisation des structures en maçonnerie, simple à appliquer en employant les moyens de calcul standards disponibles dans les bureaux d'études. En effet, la stratégie de modélisation se base essentiellement sur le principe d'homogénéisation, capable de lier le caractère hétérogène de la structure en maçonnerie à celui d'une cellule homogène. Cette dernière (cellule) est définie comme étant un motif répétitif et périodique. La périodicité de la microcellule ainsi définie permet de la caractériser sous les différentes sollicitations afin de définir les paramètres élastiques décrivant le comportement anisotrope de la macrostructure en maçonnerie homogénéisée. Une fois les caractéristiques mécaniques sont définies, la structure en mur de maçonnerie est traitée comme étant une structure fabriquée avec un matériau composite.

L'introduction du renforcement par collage d'une couche d'adhésive en matériau viscoélastique, permet de considérer les murs renforcés comme étant une structure sandwich avec un cœur mou. Le comportement viscoélastique de la couche d'adhésive et de la maçonnerie est représenté par des modules élastiques complexes, des parties réelles traduisant la rigidité et imaginaires se référant à l'amortissement viscoélastique. Afin de se rapprocher de l'aspect pratique du renforcement du mur en maçonnerie, deux modèles analytiques ont été proposés afin de déterminer les fréquences fondamentales et les facteurs de pertes correspondants.

Le premier modèle concerne les vibrations en plan et le deuxième est lié aux vibrations hors plan. En effet, le premier modèle est décrit par la théorie des poutres avec effet de cisaillement en employant la théorie d'ordre élevé (HSDT) et le deuxième modèle emploie la théorie des plaques à quatre variables. L'étude paramétrique a permis d'établir un lien direct entre l'élançement des murs en maçonnerie et les fréquences naturelles avant et après renforcement. Il a été prouvé également la dépendance des coefficients des pertes à la nature des modes de vibration en flexion ou bien en torsion, dans le cas des vibrations hors plan.

Il a lieu de signaler d'après l'étude paramétrique, qu'une meilleure stratégie de renforcement est basée sur l'emploi de plaques en matériaux composites standards avec une épaisse couche d'adhésive.

Au regard des résultats obtenus, il a été établi que le renforcement par plaques en matériaux composites devient effectif au-delà d'un niveau de dégradation des joints de mortier, considérés comme source principale de défaillance structurale des murs en maçonnerie.

Au terme de cette thèse, il y a lieu d'indiquer que l'effet de renforcement est à considérer non seulement pour l'amélioration des caractéristiques vibratoires mais aussi dans la résistance. Pour cela ce travail doit être étendu afin de prendre en considération l'endommagement des structures en maçonnerie sous sollicitations statiques et dynamiques.

Référence bibliographiques

- [ABA.2003] Standard User's Manual, Version 6,4, Hibbit, Karlsson and Sorensen Inc, Pawtucket, RI, USA.
- [ALM.2020] Almeida, F.P.A. and Lourenço, P.B. (2020), "Three-dimensional elastic properties of masonry by mechanics of structure gene", *Int. J. Solid. Struct.*2020, 191-192, 202-211.
- [ANG.2011] Angelo, G. (2011), *Structural Behaviour of Masonry Walls Strengthened with Mortar Layers Reinforced with FRP*. PhD thesis, Czech Technical University in Prague.
- [ANT.1995] Anthoine, A. (1995). Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory. *International journal of solids and structures*, 32(2), 137-163.
- [ASTM.C] ASTM, S. (2000). Standard test method for measurement of masonry flexural bond strength. ASTM C1072a.
- [ATA.2020] Atailia, S., Meftah, S. A., Fouchal, F., & Laib, S. E. (2020). Dynamic homogenization approach for in-plane and out-of-plane linear vibration analysis of masonry wall structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(17), e1802
- [AYM.2007] Ayman S. Mosallam, A. S. (2007). Out-of-plane flexural behavior of unreinforced red brick walls strengthened with FRP composites. *Composites Part B: Engineering*, 38(5-6), 559-574.
- [BAC.1989] Backes, H. P. (1985). "On the behavior of masonry under tension in the direction of the bed joints"; (in German). Dissertation, Aachen University of Technology, Aachen, Germany.
- [BAR.1992] Bardonnnet, P. (1992). "Résines époxy", *Technique de l'ingénieur, Traité Plastiques et Composites*, A 3 465, A 3 466.
- [BEL.2018] Belabed, Z., Bousahla, A. A., Houari, M. S. A., Tounsi, A., & Mahmoud, S. R. (2018). A new 3-unknown hyperbolic shear deformation theory for vibration of functionally graded sandwich plate. *Earthquakes and Structures*, 14(2), 103-115.
- [BEN.2014] Bennegadi .M.E.L (2014) « Modéle numérique pour l'étude du comportement d'interface des structures renforcées par plaque en composite », Thèse de doctorat, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran.
- [BER.2002] Berreur, L., de Maillard, B., & Nösperger, S. (2002). *L'industrie française des matériaux composites. Etude stratégique (Rapport de synthèse) réalisée par Nodal consultants pour le compte de la Digitip/SIM*, 14.

Référence bibliographiques

- [BIN.1988] Binda L., Fontana A., Frigerio G. (1988), Mechanical behavior of brick masonries derived from unit and mortar characteristics, Proc. 8th Int. Brick and Block Masonry Conf., Ed. J.W. de Courcy, Elsevier Applied Science, London, 205- 216.
- [BOR.2010] Borri, A., Corradi, M., Speranzini, E., & Giannantoni, A. (2010, July). A reinforced repointing grid for strengthening historic stone masonry walls. In Proceedings of the 8 th International masonry Conference.
- [CAN.1993] Canard, P. (1993). “Polyesters insaturés UP”, Technique de l’Ingénieur, Traité plastiques et composites, A 3 445.
- [CAS.2010] Casolo, S., & Milani, G. (2010). A simplified homogenization-discrete element model for the non-linear static analysis of masonry walls out-of-plane loaded. *Engineering Structures*, 32(8), 2352-2366.
- [CEC.2005] Cecchi, A., Milani, G., & Tralli, A. (2005). Validation of analytical multiparameter homogenization models for out-of-plane loaded masonry walls by means of the finite element method. *Journal of engineering mechanics*, 131(2), 185-198.
- [CHA.2001] Châtain, M. (2001). Matériaux composites: présentation générale. *Techniques de l’ingénieur. Plastiques et composites*, (AM5000), AM5000-1.
- [CNR.2004] Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, National Research Council, (2004), Italy.
- [DB32/113.95] Technology code for construction of confined brick masonry, 1995, Nanjing, Jiangsu Research Institute of Construction Science.
- [DECO] <https://decorexpro.com/remont>
- [DHA.2010] Dhanasekar, M. (2010). Review of modelling of masonry shear. *International Journal of Advances in Engineering Sciences and Applied Mathematics*, 2(3), 106-118.
- [DHA.1985] Dhanasekar, M., Page, A. W., & Kleeman, P. W. (1985). The failure of brick masonry under biaxial stresses. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 79(2), 295-313.
- [DIM.2000] Dimas, J. I., Ehsani, M. R., & Saadatmanesh, H. (2000). Seismic retrofit of URM walls with fiber composites. In 12th World Conference in Earthquake Engineering.
- [DRO.2015] Drougkas, A., Roca, P., & Molins, C. (2015). Analytical micro-modeling of masonry periodic unit cells–Elastic properties. *International Journal of Solids and Structures*, 69, 169-188.

Référence bibliographiques

- [DUP.2010] Duplan, J. (2010). Etude de la distribution du renforcement des structures en maçonnerie par fibres de carbone, en utilisant l'optimisation topologique (Doctoral dissertation, INSA de Strasbourg).
- [DUP.1995] Dupain, R., Lanchon, R., & SAINT ARROMAN, J. C. (2000). "Granulats, sols, ciments et bétons—caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire "Collection CAPLIEZ, édition CASTEILLA. V235, Paris.
- [EHS.2005] Ehsani, M. (2005). Strengthening of concrete and masonry structures with fiber reinforced polymers (FRP). In Proc. 30th Conf. Our World Concrete & Structures (pp. 23-24).
- [EHS.1997] Ehsani, M. R., Saadatmanesh, H., & Al-Saidy, A. (1997). Shear behavior of URM retrofitted with FRP overlays. *Journal of composites for construction*, 1(1), 17-25.
- [EIG.2007] ElGawady, M. A., Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2007). Static cyclic response of masonry walls retrofitted with fiber-reinforced polymers. *Journal of composites for Construction*, 11(1), 50-61.
- [EIG.2005] ElGawady, M. A., Lestuzzi, P., & Badoux, M. (2005). In-plane seismic response of URM walls upgraded with FRP. *Journal of Composites for Construction*, 9(6), 524-535.
- [ELG.2004] Elgawady, M. (2004). Seismic in-plane behavior of URM walls upgraded with composites (No. THESIS). EPFL.
- [ESH.1997] Eshani, M.R., Saadatmanesh, H., Al-Saidy, A. (1997). Shear behavior of URM retrofitted with FRP overlays. *Journal of Composites for Construction* 1997;1(1):17–25. ASCE.
- [Eu6.2006] Eurocode 6, Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures. NF EN 1996-1-1, mars 2006.
- [EU8.2003] Eurocode 8, Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes et document d'application nationale . NF EN 1996-1-1, 2003.
- [FAM.2008] Fam, A., Musiker, D., Kowalsky, M., Rizkalla, S. (2008). In-plane testing of damaged masonry wall repaired with FRP. *Adv Compos Lett* 2008;11(6):275–81.
- [FIB.2001] Externally bonded FRP reinforcement for RC structures- Technical report on the Design and use of externally bonded fibres reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures, July 2001.
- [FIS.1961] Fishburn, C. C. (1961). Effect of mortar properties on strength of masonry (Vol. 36). US Department of Commerce, National Bureau of Standards.

Référence bibliographiques

- [FOU.2006] Fouchal, F. (2006). Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées. Thèse de doctorat, Université des Sciences et de Technologie USTHB d'Alger-ALGERIE.
- [FRA.2003] Franklin, S., Lynch, J., & Abrams, D. P. (2003). Performance of rehabilitated URM shear walls: flexural behavior of piers. Mid-America Earthquake Center CD Release 03-03.
- [GAB.2002] Aron Gabor, (2002). "Contribution à la caractérisation et à la modélisation des maçonneries non-renforcées et renforcées par matériaux composites", Thèse de doctorat.
- [GHI.2012] Ghiassi, B., & Mohammadi, M. S. (2012). A performance-based method for seismic evaluation of masonry walls strengthened with RC layers. In Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal. Sociedade Portuguesa de Engenharia Sismica, Lisbon, Portugal.
- [GIA.2005] Giaquinta C. (2005). Analisi Sperimentale sotto Carichi Ciclici di Pannelli Murari Rinforzati in CFRP. Università degli Studi di Catania. PhD Theses.
- [GIL.1998] Gilstrap, J. M., & Dolan, C. W. (1998). Out-of-plane bending of FRP-reinforced masonry walls. *Composites science and technology*, 58(8), 1277-1284.
- [HAM.2007] Hamed, E., & Rabinovitch, O. (2007). Out-of-plane behavior of unreinforced masonry walls strengthened with FRP strips. *Composites Science and Technology*, 67(3-4), 489-500.
- [HAM.2001] Hamilton Iii, H. R., & Dolan, C. W. (2001). Flexural capacity of glass FRP strengthened concrete masonry walls. *Journal of Composites for Construction*, 5(3), 170-178.
- [HAM.2002] Hamoush, S., McGinley, M., Mlakar, P., & Terro, M. J. (2002). Out-of-plane behavior of surface-reinforced masonry walls. *Construction and Building Materials*, 16(6), 341-351.
- [HAM.2001] Hamoush, S. A., McGinley, M. W., Mlakar, P., Scott, D., & Murray, K. (2001). Out-of-plane strengthening of masonry walls with reinforced composites. *Journal of Composites for Construction*, 5(3), 139-145.
- [HEN.1997] Hendry A., Sinha B., Davies S. (1997). *Design of Masonry Structures*, E et FN Spon, an imprint of Chapman Hall, 2-6 Boundary Row, London SF1 8HN, UK, first edition. ISBN 0-419- 1500-3.
- [HIL.1969] Hilsdorf, H. K. (1969). Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression. *Designing engineering and constructing with masonry products*, 34-41.

Référence bibliographiques

- [HOE.2002] Hoepfner, C. R., Sparling, B. F., Wegner, L. D., & Sakr, K. (2002, June). CFRP reinforced masonry walls subjected to out-of-plane loading. In Proceedings of 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, Quebec, Canada.
- [HOF.1994] Hoffmann G., Schubert P. (1994). Compressive strength of masonry parallel to the bed joints, Proc. 10th Int. Brick and Block Masonry Conf., Ed. N.G. Shrive and A. Huizer, Calgary, Alberta, 1453-1462.
- [JSCE.2001] Recommendations for Upgrading of Concrete Structures with Use of Continuous fiber Sheets, Concrete Engineering, Series 41, (2001), Tokyo Japan, Japan Society of Civil Engineer.
- [KAS.2012] Kashyap, J., Willis, C. R., Griffith, M. C., Ingham, J. M., & Masia, M. J. (2012). Debonding resistance of FRP-to-clay brick masonry joints. Engineering structures, 41, 186-198.
- [KHI.2020] Khiloun, M., Bousahla, A. A., Kaci, A., Bessaim, A., Tounsi, A., & Mahmoud, S. R. (2020). Analytical modeling of bending and vibration of thick advanced composite plates using a four-variable quasi 3D HSDT. Engineering with Computers, 36(3), 807-821.
- [KIS.2002] Kiss, R. M., Kollar, L. P., Jai, J., & Krawinkler, H. (2002). FRP strengthened masonry beams, part 2: test results and model predictions. Journal of Composite Materials, 36(9), 1049-1063.
- [KON.2013] Konthesingha K.M.C., Masia M.J., Petersen R.B., Mojsilovic N., Simundic G., Page A.W.(2013).Static cyclic in-plane shear response of damaged masonry walls retrofitted with NSM FRP strips – An experimental evaluation, Engineering Structures, 50, p. 126– 136.
- [KUZ.2003] Kuzik, M. D., Elwi, A. E., & Cheng, J. R. (2003). Cyclic flexure tests of masonry walls reinforced with glass fiber reinforced polymer sheets. Journal of Composites for Construction, 7(1), 20-30.
- [KUZ.1999] Kuzik, M. D. (1999). Out-of-Plane Cyclic Behavior of Masonry Walls Reinforced Externally with GFRP (Doctoral dissertation, University of Alberta).
- [LAI.2021] Laib, S., Meftah, S. A., Youzera, H., Ziane, N., & Tounsi, A. (2021). Vibration and damping characteristics of the masonry wall strengthened with bonded fibre composite patch with viscoelastic adhesive layer. Computers and Concrete, 27(3), 253-268.
- [LEE.1999] Lee, S.J., Pande, G.N., Middleton, J. and Kralj, B, (1999). “Numerical modelling of brick masonry panels subject to lateral loading”, Comput. Struct., 31(211), 473-479.
- [LOP.1999] Lopez, J., Oller, S., Onate, E. and Lubliner, J, (1999) “Homogeneous constitutive model for masonry”, Int. J. Numer. Meth. Eng.46, 1651-1671.

Référence bibliographiques

- [LOU.1996] Lourenço, P. B. (1996). Computational Strategies for Masonry Structures. PhD thesis, Technical University Delft. Delft University Press, The Netherlands, ISBN 90-407-1221-2.
- [LOR.2000] De Lorenzis, L., Tinazzi, D., & Nanni, A. (2000, December). Near surface mounted FRP rods for masonry strengthening: bond and flexural testing. In Proceedings of the international conference on composite engineering.
- [LUC.2011] Luccioni, B., & Rougier, V. C. (2011). In-plane retrofitting of masonry panels with fibre reinforced composite materials. *Construction and Building Materials*, 25(4), 1772-1788.
- [LUC.2010] Luccioni, B., & Rougier, V. C. (2010). Shear behaviour of brick–mortar interface in CFRP retrofitted or repaired masonry. *International journal of mechanical sciences*, 52(4), 602-611.
- [LUY.1999] Luyckx, J. (1999) “Composites à fibres de carbone dans le génie civil”, *Technique de l’ingénieur, Traité Plastiques et Composites*, AM 5 620.
- [MAT.2006] MATLAB 7.1. (2006), The MathWorks Inc, Natick, MA.
- [MAR.2016] Bisoffi-Sauve, M. (2016). Etude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets: caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints (Doctoral dissertation, Université de Bordeaux).
- [MAU.2014] Maurizio, A. (2014). *Mechanics of Masonry Structures*, Springer Wien Heidelberg New York Dordrecht London.
- [MEF.2012] Meftah, S. A., & Tounsi, A. (2012). Finite element modelling of sandwich box column with viscoelastic layer for passive vibrations control under seismic loading. *Thin-walled structures*, 51, 174-185.
- [MIL.2011a] Milani, G. (2011). Kinematic FE limit analysis homogenization model for masonry walls reinforced with continuous FRP grids. *International journal of solids and structures*, 48(2), 326-345.
- [MIL.2011b] Milani, G. (2011). Simple homogenization model for the non-linear analysis of in-plane loaded masonry walls. *Computers & structures*, 89(17-18), 1586-1601.
- [MIL.2011c] Milani, G. (2011). Simple lower bound limit analysis homogenization model for in-and out-of-plane loaded masonry walls. *Construction and Building Materials*, 25(12), 4426-4443.
- [MIL.2006] Milani, G., Lourenço, P. B., & Tralli, A. (2006). Homogenised limit analysis of masonry walls, Part I: Failure surfaces. *Computers & structures*, 84(3-4), 166-180.

Référence bibliographiques

- [NGU.2008] Nguyen, T. H. T. (2008). Modèle d'endommagement des assemblages collés: Identification et application à la description d'un essai de vieillissement accéléré (Doctoral dissertation, Paris Est).
- [OMA.2016] Omar. Regan. (2016). Etude du comportement des tunnels en maçonnerie du métro parisien (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).
- [PAG.1983] Page, A. W. (1983). The strength of brick masonry under biaxial tension compression. *International journal of masonry construction*, 3(1), 26-31.
- [PAG.1981] Page, A. W. (1981). The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 71(3), 893-906.
- [PAN.1989] Pande, G. N., Liang, J. X., & Middleton, J. (1989). Equivalent elastic moduli for brick masonry. *Computers and Geotechnics*, 8(3), 243-265.
- [PAP.2001] Papa, E. (2001). Damage and failure models. Computational modelling of masonry brickwork and blockwork structures. Saxe-Coburg Publications, p. 1-26.
- [PAR.2015] Pari, M. (2015). Modelling of out of plane bi-axial flexure of Unreinforced masonry walls. PhD thesis, TU Delft, Delft University of Technology.
- [PAR.2016] Parisi, F., Balestrieri, C., & Asprone, D. (2016). Nonlinear micromechanical model for tuff stone masonry: Experimental validation and performance limit states. *Construction and Building Materials*, 105, 165-175.
- [PET.2009] Petersen, R. B. (2009). In-plane shear behaviour of unreinforced masonry panels strengthened with fibre reinforced polymer strips (Doctoral dissertation, University of Newcastle).
- [PIE.1992] Pietruszczak, S., & Niu, X. (1992). A mathematical description of macroscopic behaviour of brick masonry. *International journal of solids and structures*, 29(5), 531-546.
- [PLU.1993] R.V.D. Pluijm, (1993). "Shear behavior of bed joints", in: Proc. 6th North American Masonry Conf., eds. A.A. Hamid and H.G. Harris, Drexel University, Philadelphia, Pennsylvania, USA, p. 125-136.
- [RED.1984] Reddy, J. N. (1984). A simple higher-order theory for laminated composite plates.
- [RIL.1994] Rilem. (1994), technical recommendations for the testing and use of constructions materials. LUMBI- Compressive strength of small walls and prisms.
- [ROC.2010] Roca, P., & Araiza, G. (2010). Shear response of brick masonry small assemblages strengthened with bonded FRP laminates for in-plane reinforcement. *Construction and Building Materials*, 24(8), 1372-1384.

Référence bibliographiques

- [SAI.2016] Saidi, H., Tounsi, A., & Bousahla, A. A. (2016). A simple hyperbolic shear deformation theory for vibration analysis of thick functionally graded rectangular plates resting on elastic foundations. *Geomechanics & engineering*, 11(2), 289-307.
- [SAL.1968] Salamon, M. D. G. (1968, November). Elastic moduli of a stratified rock mass. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 5, No. 6, pp. 519-527). Pergamon.
- [SAL.2005] Al-Salloum, Y.A., Almusallam, T.H. (2005). Walls strengthened with epoxy-bonded GFRP sheets. *Journal of Composite Materials* 2005;(39):1719–1745. SAGE.
- [SAN.2006] Santa Maria, H., Alcaino, P., & Luders, C. (2006, April). Experimental response of masonry walls externally reinforced with carbon fiber fabrics. In *Proceedings of the 8th US national conference on earthquake engineering* (pp. 18-22).
- [SIK.2003] Sika (2003) “CarboDur FRP Composites for Repair & Strengthening of Structures, Sika poland Sp. z o.o. ul. Karczunkowska 89 02-871 Warszawa Polska, ww.sika.pl.
- [S I L . 2 0 0 6] Silva, P. F., Belarbi, A., & Li, T. (2006). In-plane performance assessment of URM walls retrofitted with FRP.
- [STE.2015] Stefanou, I., Sab, K., & Heck, J. V. (2015). Three dimensional homogenization of masonry structures with building blocks of finite strength: A closed form strength domain. *International Journal of Solids and Structures*, 54, 258-270.
- [TAL.2014] Taliercio, A. (2014). Closed-form expressions for the macroscopic in-plane elastic and creep coefficients of brick masonry. *International Journal of Solids and Structures*, 51(17), 2949-2963.
- [TEN.2002] Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. et Lam, L. (2002) “FRP strengthened RC structures”, John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK, 245 p.
- [THI.2014] Thi Loan Bui, (2014). Contribution à l'étude de murs maçonnés renforcés par matériaux composites (FRP et TRC): application aux sollicitations dans le plan (Doctoral dissertation, Université Claude Bernard-Lyon I).
- [TIN.2000] Tinazzi D., Nanni A., (2000). Assessment of technologies of masonry retrofitting with FRP. Technical report. Center for Infrastructure Engineering Studies, University of Missouri-Rolla.
- [TRI.1998] Triantafillou, T. C. (1998). Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. *Journal of composites for construction*, 2(2), 96-104.

Référence bibliographiques

- [TUM.2003] Tumialan, J. G., Galati, N., & Nanni, A. (2003). FRP strengthening of UMR walls subject to out-of-plane loads. *ACI Structures Journal*, 100(3), 312-329.
- [TUR.2015] Turath, Gharib, (2015). Renforcement des structures historiques en maçonnerie par matériaux composites: application aux murs en pierres calcaires (Doctoral dissertation, Université Claude Bernard-Lyon I).
- [VAL.2016] Valente, M., & Milani, G. (2016). Seismic assessment of historical masonry towers by means of simplified approaches and standard FEM. *Construction and Building Materials*, 108, 74-104.
- [VAL.2005] Valluzzi, M. R., Binda, L., & Modena, C. (2005). Mechanical behaviour of historic masonry structures strengthened by bed joints structural repointing. *Construction and Building Materials*, 19(1), 63-73.
- [VAL.2002] Valluzzi, M. R., Tinazzi, D., & Modena, C. (2002). Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates. *Construction and Building materials*, 16(7), 409-416.
- [WAN.2006] Wang, Q., Chai, Z., Huang, Y., Zhang, Y. (2006). Seismic shear capacity of brick masonry wall reinforced by GFRP. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)* 2006;7(6):563–580.
- [WIL.2010] Willis, C. R., Seracino, R., & Griffith, M. C. (2010). Out-of-plane strength of brick masonry retrofitted with horizontal NSM CFRP strips. *Engineering structures*, 32(2), 547-555.
- [YOU.2017] Youzera, H., Meftah, S. A., & Daya, E. M. (2017). Superharmonic resonance of cross-ply laminates by the method of multiple scales. *Journal of Computational and Nonlinear Dynamics*, 12(5).
- [YOU.2012] Youzera, H., Meftah, S. A., Challamel, N., & Tounsi, A. (2012). Nonlinear damping and forced vibration analysis of laminated composite beams. *Composites Part B: Engineering*, 43(3), 1147-1154.
- [ZHE.2008] Zhen, W., & Wanji, C. (2008). An assessment of several displacement-based theories for the vibration and stability analysis of laminated composite and sandwich beams. *Composite Structures*, 84(4), 337-349.
- [ZUC.2009] Zucchini, A., & Lourenço, P. B. (2009). A micro-mechanical homogenisation model for masonry: Application to shear walls. *International Journal of Solids and Structures*, 46(3-4), 871-886.
- [ZUC.2007] Zucchini, A., & Lourenço, P. B. (2007). Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach. *Computers & structures*, 85(3-4), 193-204.

Référence bibliographiques

- [ZUC.2006] Zucchini, A., & Lourenço, P. B. (2006). Homogenization of masonry using a micro-mechanical model: Compressive behaviour.
- [ZUC.2002] Zucchini, A., & Lourenço, P. B. (2002). A micro-mechanical model for the homogenisation of masonry. *International Journal of Solids and Structures*, 39(12), 3233-3255.