Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Specialité: STRUCTURE EN GENIE CIVIL

Thème :

Calibration et Modélisation du comportement d'un mur en maçonnerie vis-à-vis d'un chargement bi-axial renforcé par des lamelles en CFRP à l'aide d'une approche de micro modélisation détaillée.

Présente par:

Fouad BENAISSA
Sohaib BOUKRADINI

Dirigé par:

Dr H.HERNOUNE

Devant les membres du jury:
Dr Messaad. Université de Médéa.
Dr Hrihri. Université de Médéa.

Promotion 2019/2020

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude
Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Specialité: STRUCTURE EN GENIE CIVIL

Thème :

Calibration et Modélisation du comportement d'un mur en maçonnerie vis-à-vis d'un chargement bi-axial renforcé par des lamelles en CFRP à l'aide d'une approche de micro modélisation détaillée.

Présente par:

Fouad BENAISSA
Sohaib BOUKRADINI

Dirigé par:

Dr H.HERNOUNE

Promotion 2019/2020

Remerciement

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

Je tiens à présenter mes reconnaissances et mes remerciements à mon Professeur et Encadreur Madame H.HARNOUNE pour le temps consacré à la lecture et pour ces conseils et sa disponibilité.

A cette occasion, j'exprime ma s'insère gratitude à mes professeurs pour leur patience et leurs efforts au cours de ces années de formation sous leur bienveillance en classe comme sur le terrain.

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

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance,
je dédie ce mémoire:

À ma famille qui m'a doté d'une éducation digne
particulièrement mon père, ma mère,
et mes frères qui m'ont toujours aidés et encouragés.

À mon binôme Sohaib Boukradini qui était un frère
pour moi...

À touts mes amis.

À toute personne qui a œuvré pour ma réussite par son
assistance, son soutien et sa présence à mes côtés.

Un grand MERCI à tous !

Fouad

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance,
je dédie ce mémoire:

À ma famille qui m'a doté d'une éducation digne
particulièrement mon père, ma mère, mes sœurs
et mes frères qui m'ont toujours aidés et encouragés.

À mon binôme Fouad Benaissa qui était un frère pour moi...

À touts mes amis.

À toute personne qui a œuvré pour ma réussite par son assistance, son soutien et sa présence à mes côtés.

Un grand MERCI à tous!

Sohaib

RESUME

Diverses études sur le comportement des structures en maçonnerie porteuse à l'état ultime ont été réalisées dans le monde. Dans notre pays, ce mode de construction a été très utilisé avant l'avènement du béton, cependant il est complètement marginalisé de nos jours.

Dans le cadre de ce travail, nous nous intéressons à l'étude expérimentale de panneaux de maçonnerie en briques perforé de terre cuite non renforcé et des panneaux renforcés par des lamelles de fibre de carbone en appliquant la technique de NSM avec plusieurs dispositifs testés sous chargement uniaxial jusqu'à la rupture.

Nous tenterons de montrer l'influence de renforcement sur le comportement des structures en maçonnerie étudiées est chercher le meilleur dispositif pour le renforcement.

Mots-Clés : Brique, Compression, renforcements, Maçonnerie, Murets, fibre de carbone, cisaillement, Rupture.

ABSTRACT

Various studies on the behavior of the construction masonry in an ultimate state were carried out all over the world. In our country, this method of construction was very much used before the advent of the concrete; however it is completely marginalized now days.

In this studie, we are interested in the experimental study of unreinforced perforated back panels of and reinforced panels by a ship of carbon fiber applying the NSM technique, with several dispositives tested under uniaxial loading until the rupture.

Key word: Brick, NSM technique, reinforcements, Masonry, Walls, carbon fiber, shear rupture.

ملخص

لقد أنجزت عبر العالم عدة دراسات حول رد فعل المنشآت الحجرية الحاملة في طاقتها القصوى. كان هذا النمط من البناء، مستعملا بكثرة في بلادنا قبل ظهور الخرسانة ثم همش بشكل يكاد أن يكون منعدما تاما في أيامنا.

في إطار هذا العمل وجهنا اهتمامنا نحو الدراسة التجريبية للجدران المصنوعة من الاجور المثقب غير المدعومة والمدعومة بنسيج من صفائح الكربون بوضعيات مختلفة تم اختبارها تحت ضغط وحيد المحور إلى غاية الانهيار.

نحاول من خلال هذا العمل أن نظهر تأثير التعزيز على سلوك المنشآت الآجورية والبحث عن أفضل شكل للتعزيزات

الكلمات المفتاحية : صفائح الكربون، القص، تمزق، ضغط، تعزيزات، البناء، الحائط.

SOMAMAIRE

RESUME

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

NOMENCLATURE

INTRODUCTION GENERAL

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I .1.Introduction……02

I.2 historique de maçonnerie :…….……02

I.3 caracteristique des constituants de Maçonnerie :…….……....04

I.3.1. les briques :…….……04

I.3.1.1 brique de laitier :…….……..05

I.3.1.2. brique cilico_calcaire :……..06

I.3.2 les joints de mortier :……..….06

I.3.3. definition :……..…… 07

I.4. domaine d'utilisation des mortiers :…….……09

I.4.1 mortier et coulis de reparation:……...…….....09

I.4.2 contrôle de qualité de mortier :……...…….....09

I.5 proprietes mecanique de la maçonnerie :……...……..…..11

I.5.1 comportementsous solicitation de compression uniaxiale:……..…11

I.5.2 comportementsous traction de compression uniaxiale :……..12

I.5.3comportement biaxial……...…….....13

I.5.4 comportement au cisaillement :…….…..…….....15

I.6. renforcement par CFRP……..……..17

I.6.1. Définition ……..17

I.6.2. Utilisation :……..……..17

I.6.3 Caracteristique physique ……...……..……...18

I.6.4 Materiaux constitutifs :……..……..…….…..18

I.6.4.1 Les types fibres :…….. ……...18

I.6.5 matrice epoxy ……..……..…21

I.7 Revue des travaux antérieurs ……...…….23

I.7.1 les travaux de VASCONCELOS,ALVES et LOURENCO (2012) …..…..…….……23

I.7.2 les travaux de CORRADI ……..24

I.7.3 Les travaux de FOUCHAL (2006) ……....25

Chapitre II : COMPORTEMENT MÉCANIQUE

II. ……...……..……..27

II.1 Introduction ……28

II.2 Contrainte de cisaillement……...……...28

II.2.1 resistance au cisaillement :……...……...29

II.2.2 coefficient de frottement ……29

II.2.3 angle de dilatation ……..……..29

II.3 Modes de repture dus au cisaillement dans le plan de mur……..…..……...29

II.4.Essais de Cisaillement……..……31

II.4.1 Essai sur couplet de briques ……..……..32

II.4.3 Essai sur un muret ……..……..33

II.5 comportement de la maçonnerie en compression diagonale ……..34

II.5.1 Introduction……..34

II.5.2 comportement structural des remplissages en maçonnerie souscharges horizontales….35

II.5.3 Essai de compression diagonale……...36

II.6.structures à remplissage en maçonnerie ……..…...40

II.6.1 Introduction:…….....40

II.6.2 Aperçu historique sur certains essaies effectués sur des cadres avec remplissages en maçonnerie ……...…41

II.7 Modelisation des cadres avec remplissages en maçonnerie ……..……44

II.8 Modélisation des maçonnerie :……..…….…….....48

II.8.1 Introduction :…….…..48

II .8.2 Approche globale……50

II.8.2.1 Méthode de calcule……...51

II.8.2.1.1 Méthode des elements finis……..…….....……..51

II.8.2.1.2 Méthode des elements discrets……..……52

II.8.2.1.3 Méthode mixtes……...54

II.8.3 Approche par l'homogénésation….....54

II.9 lois de comportement pour maçonnerie.....55

II.9.1 Introduction….....55

II.9.2 Comportement des matériaux homogènes et rappels de la mécanique des milieux continus…….56

II.9.3 Lois de comportement de la maçonnerie ……60

II.10 Influence des facteurs extérieurs sur les structures maçonnerie……...60

II.10.1 Introduction ……..……..……...60

II.10.2 Les fissures…….…….....61

II.10.2.1 définition des concepts ……..…….61

II.10.2.2 Les fissures dans la maçonnerie ……..…...……62

II.10.3 la température ……....…….....63

II.10.4 l'humidité……....63

II.10.5 Facteur chimique ……...……....64

II.10.6 Effet des séismes sur les constructions maçonnerie.....64

II.10.6.1 Généralités……..……...65

II.10.6.2 Risque sismique sur la construction ……...66

II.10.6.3 Dommage sismique sur les structures maçonnerie……..…66

II.11 Mécanisme d'endommagement et de ruine de construction ……68

II.11.1 Vulnérabilités du bâti ancien ……....68

Chapitre III : Techniques de renforcement de la maçonnerie

III. Introduction……..…73

III.1. Consolidation à base de briques…….…...74

III.1.1 Utilisation des briques-liaison ou des moellons-liaison……..74

III.1.2 Utilisation des Contreforts……..74

III.1.3 rejointement des murs:……....75

III.1.4 reprise de fissures :…….…75

III.2 renforcement avec des FIBRES POLYMERES RENFORCE (FRP…….76

III.3.1 Définition ……...76

Chapitre IV : Modélisation Numérique

IV.1.INTRODUCTION ……..……79

IV.2.1. Présentation du modèle numérique :……...…….81

IV.2.2.1. Géométrie du modèle …….…..81

IV.2.1.2.maillage et conditions aux limites …….…...82

IV.2.1.3. Modèles décrivant les matériaux :……..…….….84

IV .2.1.3.1. Modèle CDP (ConcreteDamagedPlasticity) :……..……..…...84

IV .2.1.3.2 Modèle d'éléments finis renforcés par des lamelles en CFRP :……..……..…...84

IV.3 Resultats et descussion ……..……..…..85

IV.3.1 Resultats des murets renforcées (MR) ……..……..…86

IV.3.1.1 : Murets renforcées paralleles aux joints de mortier (M2R)…….…..86

IV.4. Conclusion :……..…..88

CONCLUSION GENERALE ……....90

Liste des figures

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I - 1 : Détail de maçonnerie ancienne dans une ruine historique ……02

Figure I- 2 :Maçonnerie en brique. ……...……...……...……04

Figure I - 3 : Briques de laitier ……...…..05

Figure I -4 : Briques silico-calcaires :……...06

Figure 1.5. Joints de mortier :……...07

Figure I.6. Les mortiers et coulis de réparation :……..09

Figure I.7. Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal…….…12

Figure I.8 . Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux…….....13

Figure I.9. Diagramme contrainte..……14

Figure I.10. Essai biaxial sur des panneaux de maçonnerie. D'après [74, 75] :……15

Figure I.11. Modes de rupture d'un mur soumis un chargement bi-axial :……..16

figure 1.12 les fibres de carbones……...19

Figure 1.13 . Comparaison des performances entre divers matériaux……21

Figure 1.14 Différents matériaux de renfort…….21

Figure I-15 : Dispositif de l'essai (Vasconcelos et al. 2012) :…….…….....23

Figure I-16 : Résultat obtenu des écrasements des murs (VASCONCELOS et al. 2012)…….....….24

Figure I-17 : Test d'un mur en diagonale (CORRADI et al. 2003)……...…...25

Figure I- 18 : schématisation du modèle asymptotique (FOUCHAL 2006,2007) :…….....25

Figure I- 19 : Essai de compression diagonale (FOUCHAL 2006,2007) :……...…26

CHAPITRE II : Comportement Mécanique

Figure II.1 : Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis un chargement ……30

Figure II.2 : Modes de rupture un mur en maçonnerie l'effet d'effort de cisaillement…….31

Figure II.3 : Assemblage des briques utilisées pour étudier le comportement en cisaillement…….……..…33

Figure II.4 : Essai de cisaillement sur prisme en maçonnerie…….…..34

Figure II.5: Diagonale équivalente d'un panneau avec remplissage en maçonnerie...…....35

Figure II.6 : (a) Panneau carré homogène soumis à l'effet de cisaillement pur……36

Figure II.7 : Essai RILEM de compression diagonale……..37

Figure II.8 : Fissuration et rupture du panneau (essai RILEM)……37

Figure II.9 : Essai de compression diagonale (FOUCHAL 2006/2007) ……...…..….38

Figure II.10 : Essais de compression diagonale sur des murs renforcés ……..……39

Figure : II.11 Modèle conventionnel de la diagonale équivalente…….…..….45

Figure II.12 : Déformation de la structure : (a) avant atteindre la charge maximale (b) après atteindre la charge maximale (Giselle M. Fonseca) ……46

Figure II.13 : Structure à vingt étages : (a) cades seuls, (b, c) cades avec remplissage en maçonnerie, (d) cades avec diagonales équivalentes (Fonseca M.G) …….…....47

Figure II.14 : Stratégies de modélisation d'une maçonnerie (Lourenco 2006) ….....…….49

Figure II.15 : Mécanismes de rupture d'une maçonnerie (Lourenco 2006)……...……50

Figure II.16 : modélisation de la Coupole de JUNAS (PERALES 2007)……....53

Figure II.17: modélisation des Escalier RIDOLFI (PERALES 2007) ……....…54

Figure II.18: Courbe contrainte déformation pour un muret en maçonnerie ..……...…..56

Figure II.19 :Coure contrainte déformation d'une loi élastique……...…57

Figure II.20 :Critére de TRESCA dans l'espace des contraintes principales la sufrace est un prisme hexagonal ayant pour axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$……58

Figure II.21 :Critére de MOHR COULOMB ……..59

Figure II.22 :Conséquence des risques……....65

Figure II.23 :Action du séisme sur les constructions……..68

CHAPITRE III : Technique De Renforcement De La Maçonnerie

Figure III.1: Renforcement des ouvertures par (a) arc de décharge (b) arrières voussures plate-bande……..……..……..……..73
Figure III.2: Renforcement par des briques, liaison commune aux deux murs……..……74
Figure III.3: Renforcement par des des Contreforts……..…….75
Figure III.4 : Rejointoiements des éléments de la maçonnerie ……..……...75
Figure III.5 : intercaler entre les lèvres de la fissure du mur …..……..76
Figure III.6: Formes de quelques barres, et de lamelles de FRP utilisées dans le renforcement NSM……77
Figure III.7 : Renforcement avec des bandes de CFRP…….…...77

CHAPITRE IV : Modélisation Numérique

Figure IV- 1 : les étapes d'une analyse complète avec ABAQUS…….…...…79
Figure IV - 2 : Dimensions de muret……..…..……..……..…80
Figure IV - 3 : les différents types de disposition des lamelles pour renforcer les murets.81
Figure IV - 4 : assemblage brique – mortier……..…….82
Figure IV - 5 : Différentes parties constituant le modèle……..…..82
Figure IV - 6 : Assemblage mur incliné renforcé par lamelle en carbone…….…82
Figure IV - 7 : Différents éléments d'ABAQUS (ABAQUS Manual, 2010)……..…83
Figure IV - 8 : (a) Maillage du mur non renforcé ;(b) Maillage de la lamelle de CFRP....83
Figure IV - 9 : Conditions aux limites ……....……..84
Figure IV -10 : les lamelles de CFRP parallèles au joint de mortier…….....85
Figure IV- 11 : distribution des contraintes du mur renforcé parallèle au joint du mortier horizontal……...…86
Figure IV- 12 : Evolution des dommages dans le mur renforcé parallèle au joint du mortier horizontale (DAMAGET)……..……..…87
Figure IV-13 : Comparaison entre les résultats numérique et expérimental concernant le modèle rupture pour le mur renforcé M2R…….….87

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Maçonnerie

Tableau I.1 Propriétés mécaniques des briques ……..……..…05

Tableau I.2. Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition……...…09

Tableau I- 3 : Modes de rupture d'une maçonnerie constituée de briques à base. D'argile

Soumise à un chargement bi-axial…….....16

Tableau I- 4 : Caractéristiques mécaniques des fibres les plus employées…….....20

Tableau I- 5 : Caractéristiques mécaniques de l'époxy ……...22

Tableau I- 6 : Résultats expérimental et numérique de cisaillement (VASCONCELOS)...24

CHAPITRE II : Comportement De La Maçonnerie

Tableau II.1 : résultats d'analyses (Fonseca M.G)…..…….……....47

Tableau II.2 : Différents Cas endommagement et De Ruine Des Constructions ……69

CHAPITRE III : **Techniques de Renforcement de la maçonnerie**

IL N'Y A PAS DES TABLEUAX

CHAPITRE IV : **Modélisation Numérique**

Tableau IV- 1 : les résultats numérique et expérimentale du muret renforcé parallèle au joint dumortier horizontal……..…87

NOMENCLATURE

CaO : La chaux

NA : Norme Algérienne

NE : Norme Européenne

f_c : Résistance souhaitée du béton à 28 jrs

C : Dosage du ciment

ES : Equivalent de sable à piston

ESV : Equivalent de sable à vue

Mf : Module de finesse

S : Le sable

R_t : La résistance a la traction

R_C:La résistance a compression

E : Dosage en eau

E/C : Rapport eau /ciment

C : Coefficient d'adhérence

(μ) : Coefficient de frottement apparent

σc : Contrainte verticale de pre-compression

τ0 : Résistance au cisaillement pur

τ: Contrainte moyenne de cisaillement

(Ψ) : Angle de dilatation

(1 :3) : un dosage de ciment et trois de sable

(1 :4) : un dosage de ciment et quatre de sable

(1 :5) : un dosage de ciment et cinq de sable

(1 :6) : un dosage de ciment et sise de sable

Introduction générale

Introduction générale

L'utilisation de la maçonnerie dans la construction des bâtiments est une pratique généralisée dans de nombreux pays. La maçonnerie peut être utilisée comme un matériau de séparation ou comme un élément porteur.

Le comportement de la maçonnerie vis-à-vis le séisme est moins exploré. En effet, des expériences désastreuses des séismes tel que, celui qui s'est produit à CHLEF (1954 et 1980), à AIN-TEMOUCHENT (1999), MIHOUB (2016), témoignent de la nécessité de réglementer la construction en maçonnerie.

La maçonnerie présente un comportement très complexe, ceci est du essentiellement à l'hétérogénéité des matériaux et des techniques presque artisanales associées à sa production, qui en font un matériau très variable, difficile à normaliser.

Les études analytiques et expérimentales sur le comportement non-linéaire de la maçonnerie ne sont pas nombreuses. La plupart des travaux publiés proposent des modèles simplifiés qui sont incapables de représenter tous les mécanismes de rupture, caractéristique de la maçonnerie, spécialement ceux associés aux DECOLLEMENT, GLISSEMENT et FROTTEMENT.

Les principaux points traités sont déclinés de la manière suivante :

- Le premier chapitre présente les différents types de maçonnerie existantes et les modes de

Constructions des murs en maçonneries.

- Le deuxième chapitre présente une revue bibliographique sur le comportement de la Maçonnerie à la compression, à la traction, à la flexion, au cisaillement, sous une charge concentrée et sous des charges latérales monotones.
- Le troisième chapitre présente les différentes techniques de renforcement.
- Le quatrième chapitre présente le développement et tentative de validation d'un modèle efficace de modélisation à l'échelle micro intégrant le renforcement composite.

La comparaison des résultats obtenus est réalisée avec les travaux citer dans la littérature.

Enfin nous concluons ce travail par une conclusion.

Chapitre I :

Etude Bibliographique

1.1 Introduction

Par définition la maçonnerie est l'art qui consiste à ranger des pierres ou des briques avec du mortier ou avec une autre liaison. Elle est également définis comme étant une construction dans laquelle on emploie de la pierre, de la brique, du mortier .... C'est cette dernière définition que nous avons retenue pour toute notre étude. Dans ce chapitre, nous allons présenter une synthèse bibliographique. Nous aborderons successivement les points suivants :

– l'historique de la maçonnerie.

– le comportement des constituants et des structures en maçonnerie.

– la modélisation des structures et du comportement des interfaces.

1.2 Historique de la maçonnerie

La maçonnerie est le plus ancien matériau utilisé dans la construction qui trouve encore sa place dans la construction industrielle moderne, ceci malgré l'utilisation intensive de matériaux de construction comme le béton ou l'acier. Des améliorations importantes ont été apportées à ce matériau, mais la technique d'empilement des briques ou des pierres est restée essentiellement la même au fil du temps. Ceci lui donne une caractéristique simple et très particulière et offre beaucoup d'avantages dans la construction tels que : l'esthétique, la solidité, la durabilité, la bonne isolation phonique et thermique, la protection contre le feu ... Elle peut également jouer le rôle de murs porteurs dans une structure puisqu'elle possède une bonne résistance aux efforts horizontaux notamment aux efforts sismiques.



Figure I - 1 : Détail de maçonnerie ancienne dans une ruine historique

Les archéologues ont constaté que l'évolution culturelle de l'humanité est passée par trois âges : l'âge de pierre, l'âge de bronze et l'âge de l'acier. Une civilisation peut atteindre le sommet de la gloire lorsqu'elle arrive à avancer suffisamment dans les domaines économique et social. La construction de cités et de monuments est alors un élément primordial de développement. On constate que les premières maçonneries datent de l'âge de pierre.

L'art de l'architecture remonte donc à très longtemps, aux premières civilisations; depuis ces époques lointaines la maçonnerie est devenue une technique de construction très répondue.

Le premier matériau qui a été utilisé dans la maçonnerie est probablement la pierre. Les plus anciennes constructions de maçonnerie en pierres séchées au soleil ont été retrouvées près de Lake Hullen en Israël et datent d'environ 9000-8000 avant Jésus-Christ. De nombreuses constructions maçonnées en pierre ont survécu jusqu'à ce jour, et témoignent de la puissance des cultures anciennes et médiévales. Citons l'architecture égyptienne avec les pyramides des pharaons (environ 2800-2000 avant Jésus-Christ), l'architecture romaine (environ 0-1200 après Jésus- Christ) avec les temples, les palais, les arches, les colonnes, les barrages et les aqueducs ..., l'architecture gothique (environ 1200-1600 après Jésus-Christ) avec les magnifiques cathédrales et bien d'autres constructions. C'est avec les maçons de l'époque gothique que l'art de découper les pierres a atteint toute sa splendeur.

A présent, la pierre reçoit un nouveau rôle dans la construction industrielle du fait de ses difficultés d'extraction, de transport et de mise en œuvre. Elle est devenue un matériau excessivement cher et d'autres matériaux ont pris le dessus dans les applications structurales. La maçonnerie est principalement devenue un matériau à usage esthétique.

En plus de la pierre, la brique séchée au soleil était aussi un matériau de construction très utilisé notamment par les habitants des contrées très peuplées au Moyen-Orient. Les habitants se retrouvaient d'une part face à des problèmes de manque de bois pour la construction, des difficultés d'approvisionnement en pierre et surtout à une forte demande de construction.

D'autre part, ces endroits sont caractérisés par un climat très rude connu par de hautes températures mais possédaient une forte abondance d'argile. Par conséquent, ces raisons ont favorisé le développement et augmenté la fabrication de la brique sèche. La brique est

devenue un matériau léger, facile à mouler, permettant de donner des formes diverses aux murs et qui possède également des propriétés de résistance et de durabilité.

Plus près de nous, l'histoire de la maçonnerie est liée aussi à la Révolution Industrielle; l'activité industrielle va remplacer les procédures manuelles. Le point de départ de la fabrication industrielle des briques a commencé avec l'introduction du four d'Hoffman Kiln en 1858 dans lequel se font toutes les procédures de fabrication à partir de la phase de préparation jusqu'à la cuisson. Depuis de nombreuses recherches ont été faites pour améliorer la production des briques.

A présent, dans la construction industrielle, beaucoup de changements ont été apportés à la maçonnerie d'une manière générale, notamment aux techniques de fabrication des constituants et à leurs compositions. L'ancien et le nouveau coexistent et dans la plupart des cas sont indissociables. Le mélange du traditionnel et du moderne est présent dans presque toutes les constructions. Des produits innovants, tels que les briques modernes, le béton armé ou préfabriqué, les matériaux composites ...coexistent avec la brique traditionnelle.

La maçonnerie composée de grands blocs de pierre coexiste avec la technique d'empilement d'éléments plus petits. Les nouveaux joints de mortier composés essentiellement de ciment coexistent avec les anciens joints faits à base de boue ...De nouvelles techniques sont dédiées à la sauvegarde et à la réhabilitation des monuments historiques comme par exemple la technique de renforcement par matériaux composites qui a déjà fait ses preuves.

Dans les pays sujets à des séismes, l'adoption des recommandations parasismiques, à partir des années cinquante, a permis d'améliorer la résistance aux séismes des structures maçonnées. Ces réglementations exigent l'usage des chaînages horizontaux et une distribution uniforme des murs dans les deux directions. Par ailleurs, en fonction de la hauteur du bâtiment et de l'intensité sismique, ces réglementations recommandent également l'introduction des chaînages verticaux et l'utilisation de matériaux de très bonne qualité.

Cependant, dans les pays développés, la maçonnerie semble avoir perdu sa fonction structurale porteuse à cause de l'utilisation du béton et de l'acier qui deviennent de plus en plus compétitifs. En Europe occidentale et dans les pays d'Amérique du Nord, la

maçonnerie est utilisée actuellement comme étant un matériau secondaire pour les remplissages des murs contrairement aux pays de tiers monde.

1.3 Caractéristiques des constituants de la maçonnerie

1.3.1 Les briques :



Figure I- 2 :Maçonnerie en brique.

Les briques sont des pierres artificielles à base de terres argileuses (briques de terre moulée et cuites), de laitier1 (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 1.1 : 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 " généreux" (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.

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

Tableau I- 1 : Propriétés mécaniques des briques.

– La densité étant liée à la compacité, les briques médiocres ont une densité voisine alors que les briques résistantes ont une densité supérieure à

– 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.

1.3.1.1 Briques de laitier :



Figure I - 3 : 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. En France, elles ont des dimensions assez réduites puisqu'il faut en général 145 briques pour la construction d'un

mètre carré de mur de 22cm d'épaisseur. Elles sont surtout employées comme matériau de parement.

– 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 .

1.3.1.2 Briques silico-calcaires :

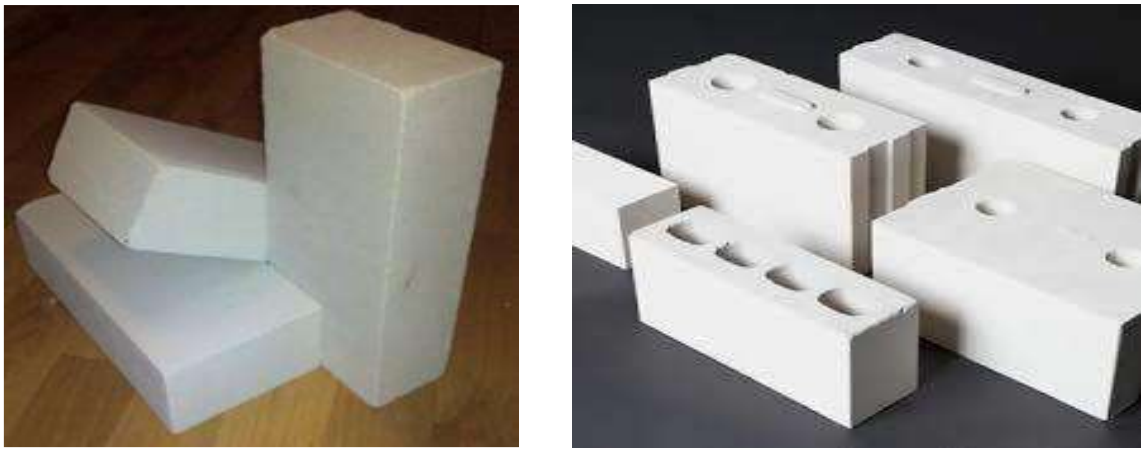


Figure I -4 : Briques silico-calcaires :

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. 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 2.2 .

1.3 Caractéristiques des constituants de la maçonnerie

1.3.1 Les joints de mortier :



Figure I – 5 : joints de mortier

1.3.2 Définition :

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

Les caractéristiques mécaniques du mortier dépendent essentiellement de la phase de préparation (mise en oeuvre) et de la phase finale c'est-à-dire après le durcissement.

La première phase est fonction de l'ouvrabilité du mortier. Cette caractéristique est généralement définie par le maçon. On ne peut pas lui donner une signification précise par manque de norme spécifique le concernant. Ce qu'il faut retenir c'est que pendant cette phase, le mortier doit avoir une certaine viscosité, être facile à écarter avec une truelle et impérative- ment coller sur les surfaces verticales.

Les ingrédients qui peuvent augmenter l'ouvrabilité du mortier sont la taille des agrégats et la quantité d'eau utilisée pour le malaxage. L'entraînement d'air est un additif qui crée des bulles d'air minuscules dans le mélange. Ces bulles vont aider les ingrédients du mortier à se déplacer plus librement. Par ailleurs, elles vont réduire la résistance du matériau puisque la densité et la surface de liaison entre les unités de maçonnerie vont être naturellement affaiblies.

L'hétérogénéité des constituants du mortier, les phénomènes de prise, de durcissement, de retrait et de fluage donnent à ce matériau une certaine spécificité qui est souvent difficile à prendre en compte dans les calculs. Ces paramètres du mortier sont contrôlés par le choix

des granulats et des liants et par leurs pourcentages respectifs dans le mélange. Le sable est généralement le granulat employé. Il est inerte dans la réaction chimique d'hydratation, mais participe à la compacité du mortier durci. Dans les constructions modernes, il doit répondre à des exigences de granulométrie pour conférer plus au moins au mortier son homogénéité. Les liants sont de nature variée ce qui leur donne des caractéristiques mécaniques différentes. Ils sont donc très différents suivant leur conception et leur emploi.

Les mortiers anciens étaient à base de chaux, ils possédaient une très bonne viscosité, mais leur résistance mécanique était faible et leur durcissement lent. La chaux grasse, obtenue par extinction de la chaux vive, est la base du mortier traditionnel rencontré dans les édifices anciens. Pour des raisons de coût, la chaux hydratée sèche est la plus utilisée aujourd'hui.

– La terre argileuse est un type de liant qui a été utilisé dans les constructions traditionnelles. On le reconnaît à sa résistance qui est mauvaise avec le temps.

– Les ciments usuels sont aussi appelés liants hydrauliques car ils ont la propriété de s'hydrater en présence d'eau et parce que cette hydratation transforme la pâte liante. Cette dernière a une consistance de départ plus ou moins fluide, se transforme en un solide pratiquement insoluble dans l'eau. La composition de base des ciments actuels est un mélange de silicates et d'aluminates de calcium résultant de la combinaison de la chaux (CaO) avec la silice (SiO2) et l'oxyde de fer (Fe2 O3). La chaux nécessaire est apportée par des roches calcaires, l'alumine, la silice et l'oxyde de fer par des argiles.

Calcaires et argiles sont extraits des carrières, puis concassés, homogénéisés, portés à haute température (1450 oc) dans un four. Le produit obtenu après refroidissement rapide (par le procédé de la trempe) est le clinker Portland.

Cette dénomination rappelle l'origine anglaise de la redécouverte du ciment à la fin du XVIIIe siècle (les Romains savaient déjà fabriquer des liants hydrauliques). L'appellation anglaise de clinker évoque le mode d'obtention du matériau. La qualification de Portland vient du fait que l'ingénieur J. Smeaton trouva que le ciment de sa fabrication, qu'il avait utilisé pour la reconstruction d'un phare en Cornouailles en 1756, " égalait en solidité et en durabilité la meilleur pierre de Portland ".

Les oxydes se combinent en début de fusion pour former des silicates et aluminates hydrauliques :

– le silicate tricalcique : 3CaO SiO2, que l'on écrit C 3S et qui représente 50 à 70 % du clinker,

– le silicate bicalcique : 2CaO SiO2, que l'on écrit C 2S (10 à 30%),

– l'aluminate tricalcique : 3CaO Al2O3, que l'on écrit C 3A (2 à 15%), – l'alumino-ferrite tétracalcique : 4CaO Al2O3 FeO3, que l'on écrit C 4AF (5 à 15%).

Le clinker, auquel on ajoute quelques pourcentages de gypse est ensuite finement broyé (moins de 1/10ème de mm) de manière à obtenir une poudre dont la masse volumique absolue varie de 3,0 à 3,2 g/cm3.

Associés au clinker, les autres constituants modifient les propriétés du ciment grâce à leurs caractéristiques chimiques ou physiques. Dans la mesure où ils sont des sous-produits d'autres industries, ils contribuent aussi à en amoindrir le prix de revient. On appelle "constituant principal", un constituant entrant dans la composition du ciment dans une proportion excédant 5% de la masse. A titre indicatif, on va en citer quelques uns, laitiers granulés de haut fourneau, pouzzolanes naturelles, cendres volantes, fumées de silice ...

La résistance à la compression du mortier est parfois considérée comme critère principal pour choisir le type de mortier, puisqu'elle est relativement facile à mesurer. Elle se relie généralement à quelques autres propriétés, comme la résistance à la traction et le pouvoir de rétention d'eau du mortier. La résistance à la compression du mortier dépend en grande partie du contenu du ciment (la chaux et le sable) utilisé et du rapport (E/C) eau-ciment. Par exemple, le rapport E/C est égal à 0,5 pour un mortier normal de type (EN 196-1).

Le tableau (1.2) ci-dessus donne un aperçu des propriétés mécaniques des mortiers

Type de mortier			Résistance en compression	
Ciment/chaux /sable	Ciment maçonnerie /sable	Ciment / sable +adjuvants	Test Laboratoire	Test In-situ
1/0.25/3	-	-	16	11
1/0.5/4-4.5	1/ 2.5-3.5	1/3-4	6.5	4.5

1/1/5-6	1/4- 5	1/5-6	3.5	2.5
1/2/8-9	1/5.5-6.5	1/7-8	1.5	10

Tab. I .2 – Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition.

I.4. Domaines d'utilisation des mortiers :

I.4.1. Mortiers et coulis de réparation :

Comme son nom l'indique, ce type de mortier est utilisé pour le reprofilage du béton, la reconstitution de la protection des armatures, et le rétablissement de l'étanchéité. La figure I.18 illustre en gros une partie du cas pratique.

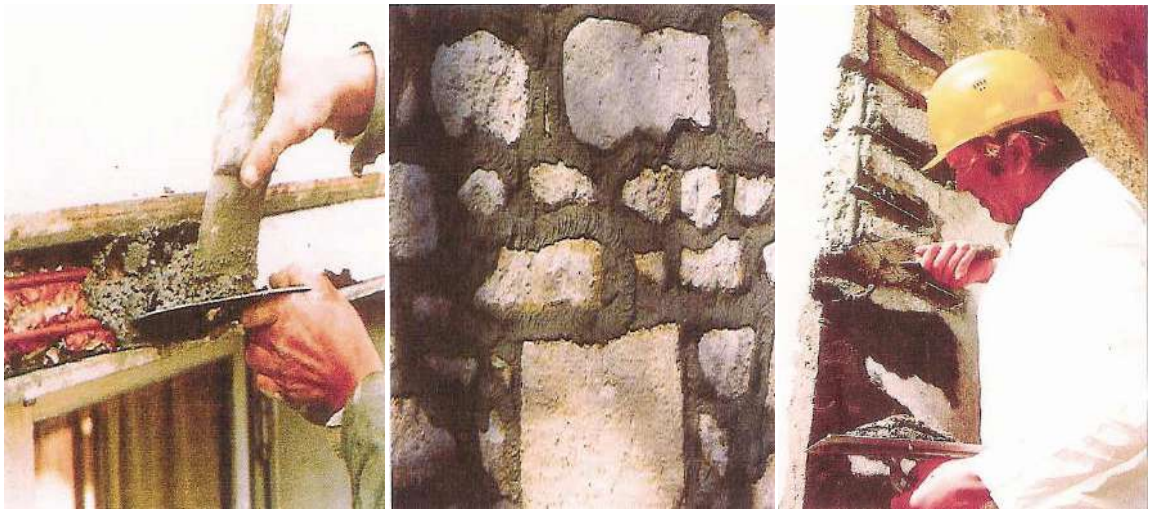


Figure I.6. Les mortiers et coulis de réparation.

I.4.2. Contrôle de qualité du mortier :

La performance des mortiers de faible résistance est tributaire de la qualité de leur mise en œuvre. Une inspection quand les joints sont dégarnis, nettoyés et découpés en angle droit, après un rejointoiement en profondeur (>25 mm) et quand le rejointoiement est complété, contribue à la qualité des travaux.

Les essais de contrôle de la qualité comprennent la résistance à la compression des cubes de mortier, le foisonnement du sable (soit le changement de volume imputable à la teneur en humidité du sable), la teneur en air du mortier frais, le rapport liant/sable et la consistance du mortier.

Le cône de Vicat est un outil qui permet aux responsables du contrôle de la qualité de vérifier rapidement au chantier la consistance du mortier et de surveiller sa perte d'eau par temps chaud.

A) Résistances mécaniques :

Les résistances des mortiers (comme dans le cas des bétons) dépendent de très nombreux facteurs:

- nature et dosage en ciment ;
- rapport C/E ;
- granulométrie et nature du sable ;
- énergie de malaxage et mise en œuvre ;
- protection les tous premiers jours ;

B) Retraits et gonflements :

Le mortier prend son retrait plus rapidement que la pâte pure. Le rapport du retrait de la pâte pure sur le retrait du mortier croît avec le temps. Il est de l'ordre de 1,5 à 2,5 les premiers jours, puis augmente pour atteindre 2,5 à 3,5 en un an. En moyenne, le retrait sur mortier est 2 à 3 fois plus faible que celui de la pâte pure (avec le même ciment).Le gonflement des mortiers sont en général assez faibles.

➢ Epaisseur des joints de mortier :

En général, le mortier est la partie la plus faible de la maçonnerie, cependant, les plus

Hautes résistances sont trouvées pour des faibles épaisseurs des joints. Ce facteur a été mis

En œuvre dans les constructions anciennes, qui utilisaient dans la maçonnerie ou

L'assemblage de colonnes des joints de mortier très fins. Il est habituellement recommandé

D'utiliser des joints de mortier de 10 mm d'épaisseur. Hendry (1978) a montré que les

Joints de 16 à 19 mm d'épaisseur réduisent la résistance à la compression jusqu'à 30% par

Rapport au joint de 10 mm. Les recherches effectuées par Bakhteri et al (2004) ont montré

Numériquement et expérimentalement que l'augmentation de l'épaisseur du joint de

Mortier diminue la résistance à la compression des assemblages de briques. Ils ont montré

Que l'optimum de l'épaisseur du joint est de 7.5 mm.

NB ; bans notre recherche l'épaisseur du joint est 1.00 cm.

1.5 Propriétés mécaniques de la maçonnerie :

1.5.1 Comportement sous sollicitation de compression uniaxiale :

La résistance à la compression des maçonneries dans la direction normale aux joints horizon- taux est généralement considérée comme le seul critère qui permette de définir la résistance globale de la structure qui est un matériau composite. Les essais usuels qui sont utilisés pour obtenir cette résistance à la compression uniaxiale .

Le premier cas représenté est un essai sur une pile de brique qui reste un essai peu représentatif de la maçonnerie du fait de la résistance de l'échantillon pendant l'essai . Le deuxième cas d'essai est appelé essai de RILEM [89]. Le spécimen RILEM est assez large et représentatif. Depuis les travaux de Hilsdorf , il a été accepté par la communauté scientifique que la rupture des structures maçonnées est induite essentiellement par la différence des propriétés mécaniques entre les briques et les joints de mortier.

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

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

D'après Hoffmann et Schubert, le ratio entre les résistances à la compression parallèle et normale au joint horizontal est compris entre 0.2 et 0.8. Ces résultats ont été observés sur des éprouvettes de maçonnerie qui sont constituées par des briques pleines et perforées à base d'argile, de calcium silicate et aussi du béton léger.

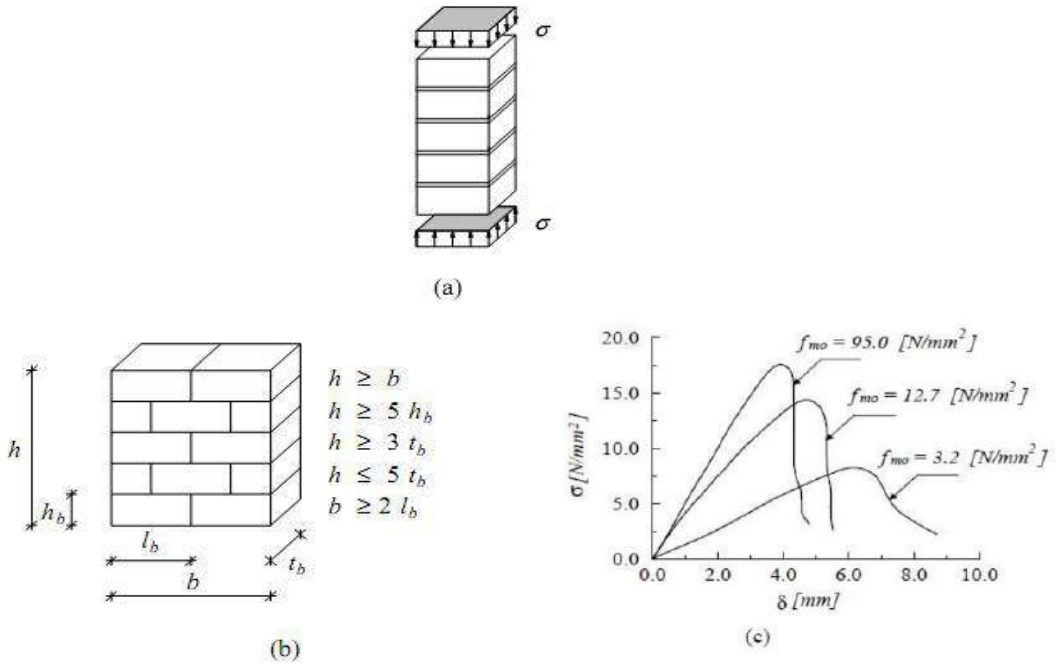


Fig. I.7 – Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux joints horizontaux a) cas d'un empilement simple de briques. b) Spécimen RILEM. c) Diagramme contrainte - déformation d'un essai compression sur un prisme de maçonnerie (500 × 250 × 600mm3) fm0 : [11] : résistance à la compression du mortier.

1.5.2 Comportement sous sollicitation de traction uniaxiale

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

Cependant, il semble que ce mécanisme est dû à un processus physico-chimique dans lequel la porosité des deux composants joue un rôle essentiel. Par conséquent, les sables fins dans le mortier diminuent l'adhérence. Par ailleurs, cette adhérence entre le mortier et les briques ne se produit pas sur toute la surface de contact. On peut estimer que la surface nette d'adhérence apparaît à l'intérieur de la surface de contact et en représente approximativement 59 % dans le cas d'un mur simple .

Des essais ont été effectués par Backes. pour étudier le comportement des maçonneries soumises à un chargement de traction parallèle aux joints horizontaux. Le spécimen est réalisé sur une structure métallique ; les deux profilés métalliques utilisés devont former un angle droit pour obtenir la précision souhaitée. Le chargement est effectué via les plateaux d'acier attachés au spécimen par une colle très résistante à la traction .

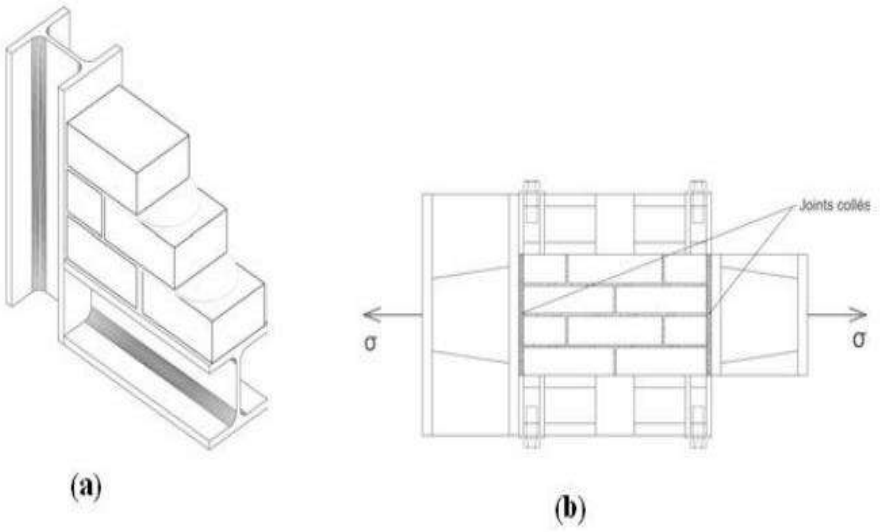


Fig. I.8 : Essai de traction dans la direction parallèle aux joints horizontaux a) Phase de construction b) Dispositif de l'essai de traction.

Les diagrammes contraints :

– déplacement sont présentés sur la figure 1.8 (a - b). Les résultats ont montré que :

– La rupture est produite le plus souvent par un glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux.

– Lorsque la résistance à la traction des briques est plus faible que l'adhérence entre ces dernières et le mortier (dans le cas d'un mortier résistant par rapport aux briques perforées ou creuses), la rupture peut se produire par le dépassement de la résistance à la traction des briques. Ceci peut influencer la résistance à la traction globale de la maçonnerie qui est finalement dominée par la résistance à la traction des briques.

1.5.3 Comportement biaxial

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

La plupart des cas étudiés expérimentalement sur des maçonneries soumises à un chargement

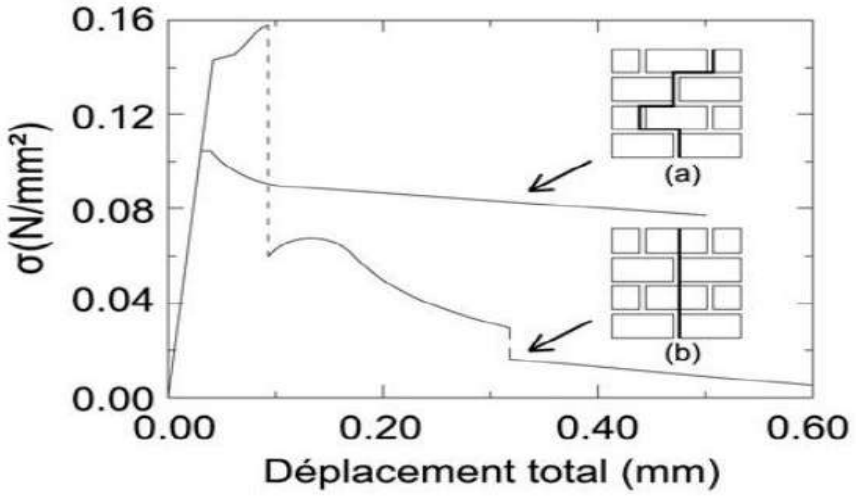


Fig. I.9 . Diagramme contrainte, déplacement pour un essai de traction suivant la direction parallèle aux joints horizontaux : a) Rupture induite par le glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux b) Rupture totale des joints et des briques.

Ces tests ont été effectués sur des prismes représentatifs en briques à base d'argile. L'orientation des contraintes principales par rapport aux axes du matériau et le rapport des contraintes principales influent considérablement sur le mode de rupture et bien évidemment sur la résistance; les différents modes de ruptures sont .

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

Dans le cas de chargement compression- traction, la rupture est induite soit par le glissement soit par la fissuration des joints combinés dans certains cas avec la fissuration des briques. Des cas similaires de rupture sont constatés pour la compression uniaxiale. Les plans de rupture sont toujours perpendiculaires au plan du panneau. Concernant le tableau 1.3, l'angle θ mesure l'orientation des efforts principaux par rapport aux axes horizontal et vertical. Pour ce qui est de l'essai biaxial, pour la plupart des rapports de contraintes principales σ1/σ2, la rupture apparaîtdans un plan parallèle aux surfaces libres du panneau, indépendamment de l'orientation des axes principaux. Ce mode de rupture se rencontre couramment dans les cas des murs doubles (composites) ou à âme remplie, où les interfaces entre les différentes couches verticales sont des surfaces mécaniquement faibles. Si une des contraintes principales est dominante, la rupture se produisant de façon perpendiculaire aux surfaces libres, est provoquée par le glissement dans les joints. Dans ce dernier cas, l'anisotropie due à l'orientation des joints joue un rôle considérable.

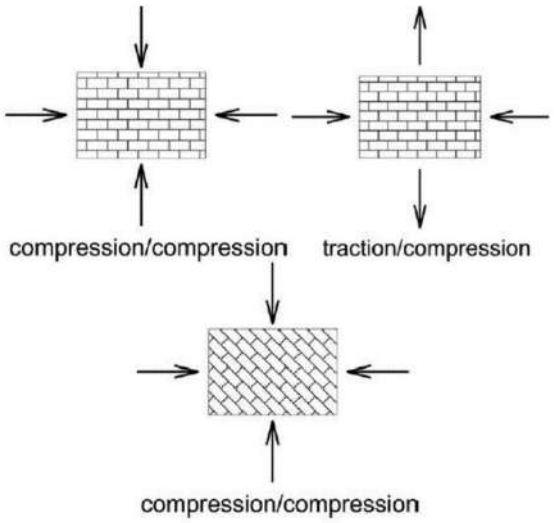


Fig. I.10 . Essai biaxial sur des panneaux de maçonnerie. D'après [74, 75]

1.5.4 Comportement au cisaillement

Les murs en maçonnerie peuvent être soumis à des efforts horizontaux, tels que le vent, les poussées de terre et les tremblements de terre, dans leurs plans et aussi suivant le plan perpendiculaire aux murs. L'évaluation de la résistance des maçonneries due aux efforts de cisaillement permet de prévoir et estimer la stabilité et la fiabilité de la structure. . Dans le cas d'un cisaillement dans le plan, le mur est soumis à des efforts horizontaux, en plus d'un chargement vertical dans le plan du mur. Ce chargement bi-axial est simplifié.

Le mur est soumis à un chargement vertical uniforme le long de la partie supérieure qui vient s'ajouter une charge horizontale concentrée.

Les différents modes de rupture obtenus sont :

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

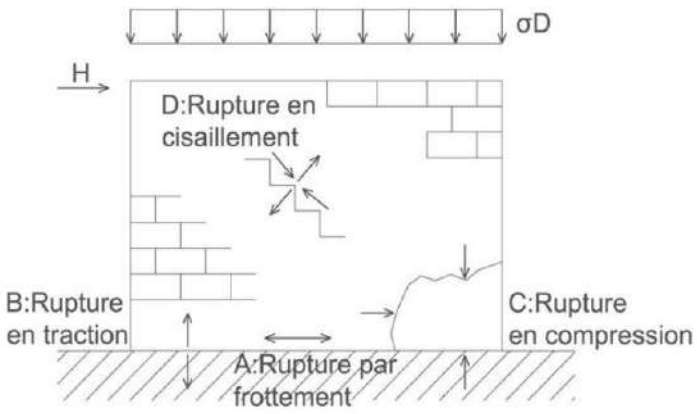


Figure I- 11 : Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis un chargement bi-axial.

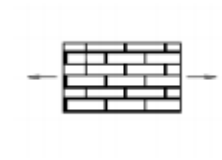
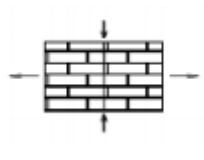
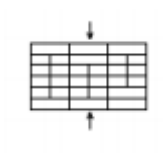
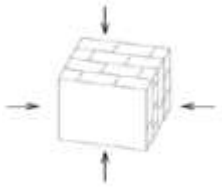
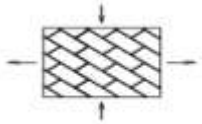
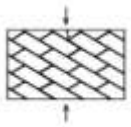
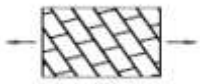
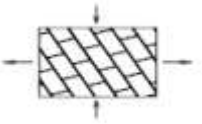
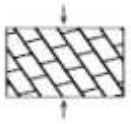
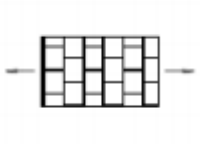
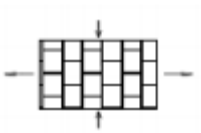
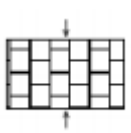
Angle Θ	Traction uni-axiale	Traction / compression	Compression uni-axiale	Compression bi-axiale
θ = 0°				Rupture au mi- lieu 
θ = 22.5°				
θ = 45°				
θ = 67.5°				
θ = 90°				

Tableau I- 3: Modes de rupture d'une maçonnerie constituée de briques à base. D'argile soumise à un chargement bi-axial.

I .6 Renforcement par CFRP :

I .6.1 Définition :

Les lamelles CFRP se présentent sous la forme de panneaux préfabriqués constitués de fibres de carbone unidirectionnelles, noyées dans une matrice de résine époxy. Deux types de lamelles, présentant des modules d'élasticité respectivement supérieurs à 165 kN/mm2 et 205 kN/mm2, sont disponibles.

I .6.2 UTILISATION :

Les éléments de construction en béton armé sont calculés par méthode statique et exécutés par rapport à une charge donnée. Cependant, les conditions initiales sont

susceptibles de changer tout au long de la durée de vie de l'ouvrage pour toute une série de raisons:

- Transformations de l'ouvrage: ouvertures supplémentaires effectuées dans les sols et les poutres
- Changement d'affectation de l'ouvrage: l'immeuble de bureaux initial devient une bibliothèque
- Vieillissement des matériaux de construction employés.
- Carbonatation du béton aggravée ou non de corrosion de l'armature
- Rupture accidentelle de câbles de précontrainte ou de postcontrainte
- Destruction par l'incendie d'une partie de l'ouvrage
- Evolution des normes de construction relatives à la capacité portante ou aux surcharges de service
- Mouvements de terrain.

Les lamelles CFRP sont utilisées pour le renforcement ultérieur d'éléments en béton armé afin d'augmenter la force portante des éléments soumis aux charges (augmentation de la résistance en flexion). L'augmentation de la résistance en flexion atténue le phénomène de fissuration par flexion. Le collage externe de panneaux préfabriqués de lamelles en fibre de carbone présente des avantages évidents par rapport aux plaques en acier tout en laissant à l'entrepreneur une marge de liberté plus grande dans les projets. Les lamelles en fibres de carbone peuvent être appliquées indifféremment sur du bois ou des poutres, colonnes, dalles et murs en béton pour renforcer de manière permanente les caractéristiques de résistance de ces éléments aux couples s'exerçant dans le sens négatif et positif.

I .6.3 CARACTERISTIQUES physiques :

Caractéristiques physiques Composition Lamelle de fibres de carbone noyées dans une matrice en réside époxy

- Couleur Noire
- Vf 70% de fibres
- TGM 100 – 125 °C
-

Caractéristiques mécaniques :

- El_{pu} (module d'élasticité pour le dimensionnement) >165 kN/mm^2 >205 kN/mm^2
- Fl_{pu} (Limite de résistance en traction) >2500 N/mm^2 >2500 N/mm^2
- El_{pu} (Limite d'allongement) 1,6% 1,3%

I .6.4 Matériaux constitutifs :

I .6.4.1 Les fibres :

Est un matériau composite très résistant et léger. Son prix reste à l'heure actuelle Assez élevé. De la même manière que le plastique à renfort fibre de verre est appelé plus simplement « fibre de verre », le CFRP prend la dénomination usuelle de « fibre de carbone ». La matrice généralement utilisée dans la fabrication du composite est une résine époxyde ; on peut aussi employer le polyester, le vinylester ou le polyamide. Certains types de composites intègrent, en plus des fibres de carbone, d'autres fibres de renfort : *Kevlar*, aluminium, fibre de verre, ou plus récemment du titane (comme dans le carbotanium (en)). Les termes « plastique à renfort graphite » ou « plastique à renfort fibre graphite » (*Graphite Fiber Reinforced Plastic* ou *GFRP*) sont également employés, bien que peu usités.

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

- **Les fibres de carbone :**

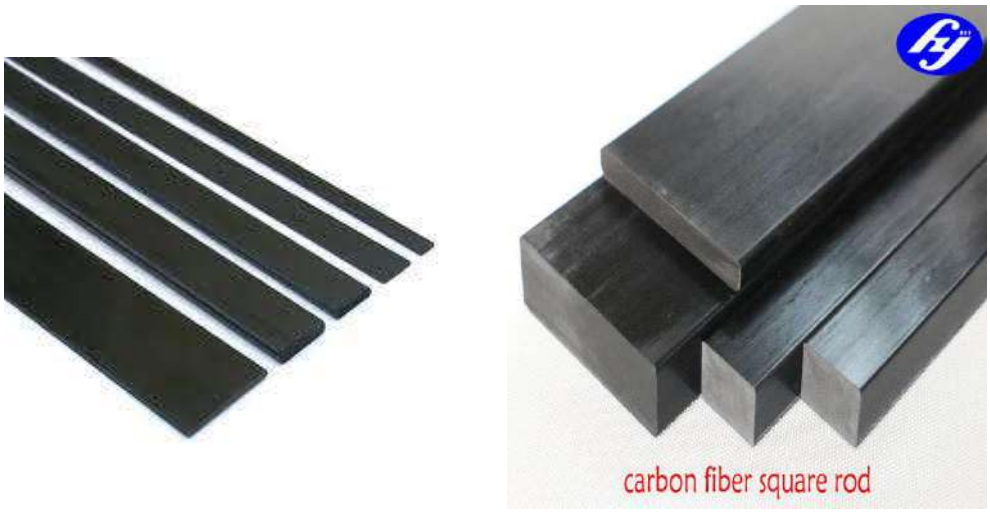


Figure I.12. Les fibres de carbones

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

- **Les fibres de verre**

La fibre de verre est un filament de verre. Par extension, les matériaux composites renforcés de cette fibre sont aussi appelés fibre de verre. Les fibres de verre, constituent avec les verres creux, les verres plats et les verres cellulaires, les principales familles de verre [1].

La fibre de verre est, historiquement, plus ancienne que la fibre optique de 30 ans. Elle fut en effet brevetée en 1930, contre les années 1960 pour la fibre optique. Ce n'est toutefois que récemment qu'elle a révolutionné l'industrie verrière, utilisée pour ses qualités mécaniques et optiques.

Elle est présente sous plusieurs formes, en fonction des applications prévues :

- mat de verre, fils simples ou mêlés à des plastiques ;
- voiles non tissées pour les chapes bitumineuses ;

- tissus pour les avions, les moustiquaires ;
- grilles pour renforcer les ciments, le bitume.

Parmi les autres propriétés, citons l'inertie chimique, la résistance aux chocs, l'isolation...

Les principales utilisations de la fibre sont, par ordre d'importance :

1. les bâtiments et les infrastructures (29 %) ;
2. les transports (25 %) ;
3. l'électricité et l'électronique (16 %) ;
4. les sports et loisirs (14 %) ;
5. les équipements industriels (11 %).

- **Les fibres d'aramide**

Polyamides aromatiques, ou aramides, sont une classe de matériaux résistant à la chaleur et a la traction présentant de bonnes propriétés mécaniques. Ils ne peuvent être utilisés que comme fibres, qui servent surtout à la fabrication de matériaux composites, en renfort de matrices.

Le mot-valise « aramide » vient de la contraction de l'anglais aromatic polyamide.

Les fibres sont obtenues par filage (étirage au travers d'une filière) à partir d'une dissolution. Les chaînes moléculaires sont fortement orientées dans le sens de l'axe de la fibre, de sorte que les forces des interactions moléculaires peuvent être exploitées pour la résistance thermique et/ou mécanique.

L'aramide a une bonne résistance à la traction. Mais elle est difficile à couper, usiner. Elle est 2 fois plus résistante que le polyester.

Les caractéristiques générales d'aramide sont :

- ✓ Haute résistance
- ✓ Résistance à l'absorption
- ✓ Résistance au solvant organique, bonne résistance chimique
- ✓ Pas de conductivité
- ✓ Pas de point de fusion
- ✓ Faible inflammabilité

- ✓ Excellente résistance à la coupure et à la chaleur
- ✓ Sensible aux acides et au rayonnement ultraviolet

Le Tableau 1-4 donne des caractéristiques des fibres de carbone et de verre :

	Fibres			
	Carbone HM	Carbone HR	Verre E	Verre R
Résistance à la traction (GPa)	2 à 2,5	3,5 à 4,5	2,3	3,4
Module élastique en traction (GPa)	390 à 450	230 à 250	73	87
Allongement à la rupture (%)	0,5 à 0,6	1,4 à 1,8	3,5	3,3
Résistance à la compression (GPa)	2,2 à 2,8	1,3 à 1,7	0,96	1,1

Tableau I- 4: Caractéristiques mécaniques des fibres les plus employées.

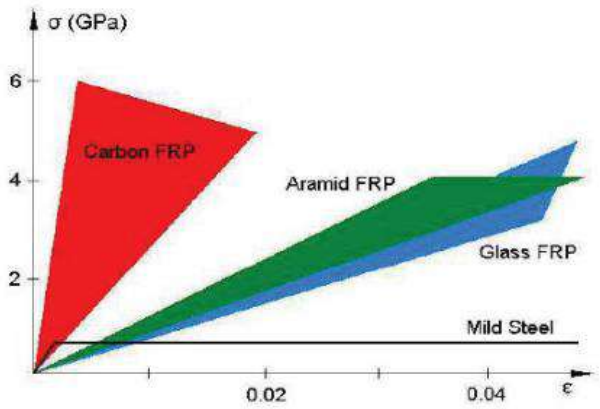


Figure I- 13 : Comparaison des performances entre divers matériaux de renforcement.

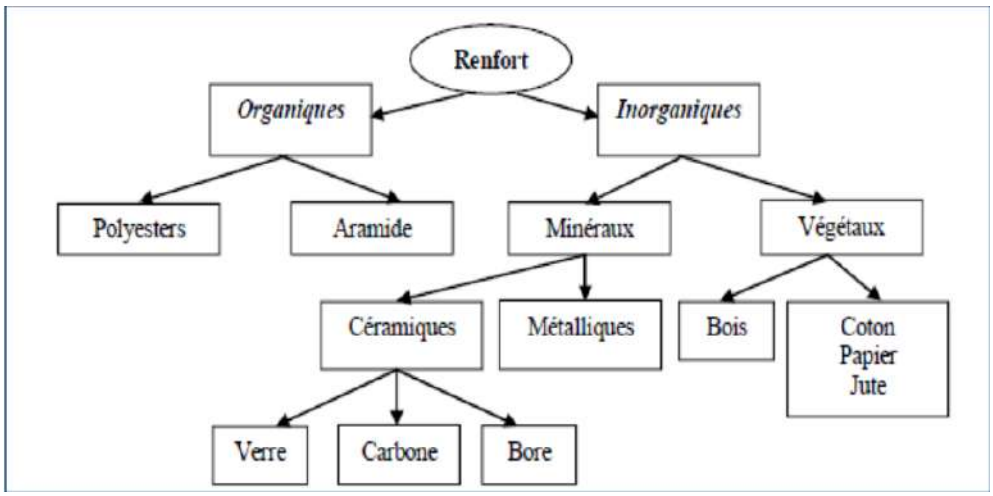


Figure I.14 : Différents matériaux de renfort.

I.6.5. Matrice époxy :

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

- l'adhérence du FRP aux substrats (structures qui ont besoin d'être renforcées).
- l'adhérence interne entre les fibres.
- la stabilité dimensionnelle du FRP et le maintien de l'orientation des fibres.
- la résistance aux chocs et aux agents agressifs.
- le transfert des contraintes des substrats aux fibres et entre les fibres.

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

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

Les résines thermodurcissables les plus répandues sont les polyesters non-saturés, les époxy, les vinyles esters et phénoliques. Parmi celles-ci, la résine époxy est la plus largement utilisée dans des composites pour renforcer des structures car elle présente de bonnes propriétés en traction, en flexion et en compression. Mécaniquement seule la résistance aux chocs est un point faible, Tableau 1-5. Par ailleurs, la résine époxyde peut se révéler faiblement compatible avec de bonnes conditions d'hygiène et sécurité.

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

Tableau I- 5: Caractéristiques mécaniques de l'époxy

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

I .7 Revue des travaux antérieurs :

Les Travaux de VASCONCELOS, Alves et Lourenco (2012) :

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

Les essais de compression diagonale ont été effectués selon la recommandation de la norme (ASTM E519-02, 2002). La charge verticale est appliquée au moyen de servocommande, relie a un portique en acier, avec une charge de 200 KN (voir figure I-15) Les essais de compression diagonale ont été effectués sous le contrôle de déplacement, au moyen d'un LVDT places dans le panneau.

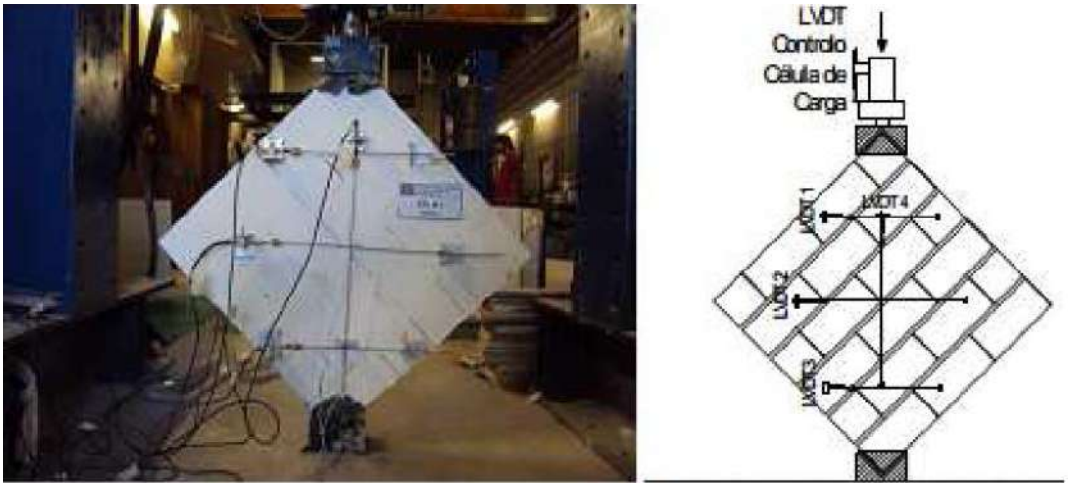


Figure I-15 : Dispositif de l'essai (Vasconcelos et al. 2012).

- **Modes de ruptures trouves :**

La figure I-16 présente Les modes de ruptures qu'ils ont obtenus lors des essais d'écrasement



Figure I-16 : Résultat obtenu des écrasements des murs (VASCONCELOS et al. 2012)

Le comportement des blocs non arme de maçonnerie actuelle se caractérise par l'ouverture de fissures en escalier et l'apparition de fissures diagonales suivant l'interface d'unite-mortier, la fissuration de cisaillement se produit soudainement. En dépit d'un mécanisme de glissement le long des interfaces unite-mortier, on voit que la maçonnerie non arme présente un comportement fragile.

(VASCONCELOS et al. 2012) Ont calculé la contrainte de cisaillement par la loi de (ASTME519-02, 2002).

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

Murs testes	τ (MPa)	G (GPa)
(a)	0.42	4.05

Tableau I- 6: Résultats expérimental et numérique de cisaillement (VASCONCELOS, et al. 2012).

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

Les travaux de CORRADI (2003):

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

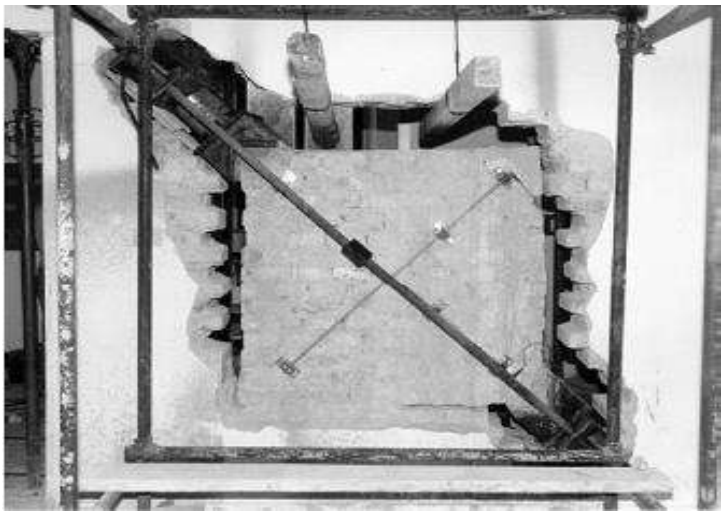


Figure I-17 : Test d'un mur en diagonale (CORRADI et al. 2003).

Les Travaux De FOUCHAL (2006) :

FOUCHAL (2006,2007) a étudié la modélisation de l'endommagement dans les interfaces briques-mortier dans les murs en maçonneries. A l'aide d'une étude expérimentale préliminaire, elle a déduit le comportement mécanique macroscopique de

l'interface et utilisé un modèle avec le code LMGC90. Le modèle n'étant pas suffisamment pertinent pour le problème considéré, elle a choisi de développer un nouveau modèle, le modèle asymptotique, basé sur des techniques d'homogénéisation.

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

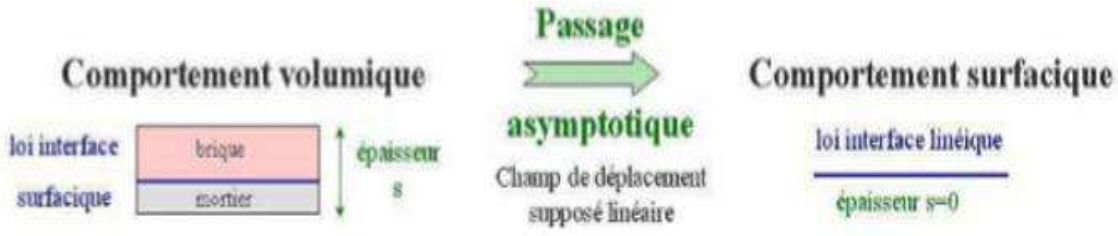


Figure I- 18: schématisation du modèle asymptotique (FOUCHAL 2006,2007).

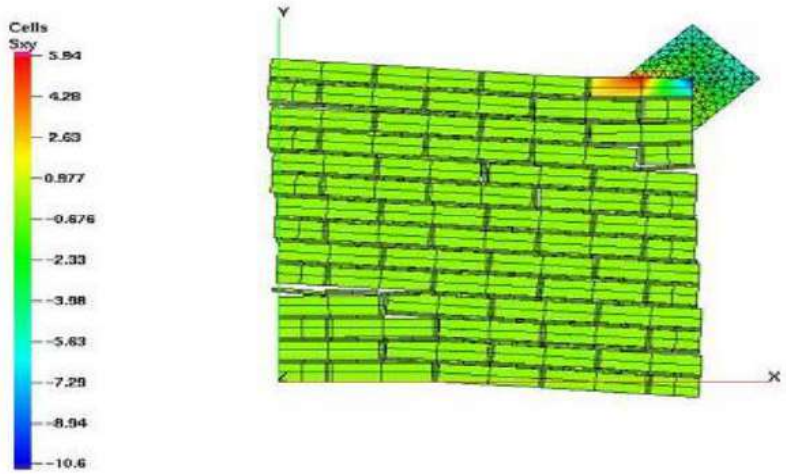


Figure I- 19 : Essai de compression diagonale (FOUCHAL 2006,2007).

Chapitre II :
Comportement Mécanique

Introduction :

L'évaluation de la résistance au cisaillement est requise pour les murs en maçonnerie soumis aux actions horizontales, tel que le séisme et le vent. Les actions horizontales sont généralement combinées avec les actions gravitaires du poids propre ou des surcharges normales aux joints de mortier. Les murs en maçonnerie dans les structures soumises aux actions horizontales présentent généralement deux modes de rupture :

- Rupture par cisaillement : lorsque les fissures apparaissent le long du joint de mortier horizontal.
- Rupture par tension diagonale : qui est généralement caractérisée par une fissuration par tension diagonale. Si la rupture hors plan se produit, la résistance de la structure sera influencée par le comportement dans le plan des murs en maçonnerie.

A cause du rapport hauteur/largeur du mur en maçonnerie inférieure ou égale à 2, des contraintes de cisaillement considérables se développent et favorisent le comportement fragile du mur en maçonnerie. Le comportement fragile des briques et du mortier réduit la capacité de dissipation de l'énergie de la maçonnerie. La connaissance des paramètres qui gouvernent le comportement au cisaillement de la maçonnerie qui est considérée comme un matériau composite constitué de briques et de joints de mortier, est très importante. L'évaluation des paramètres qui influent sur le comportement global de la maçonnerie n'est pas simple, c'est pour cela la maçonnerie est toujours supposée être un matériau élastique isotrope selon Eurocode6 AFNOR; 1996. L'évolution de la technique des éléments finis permet une analyse plus raffinée. Une approche intéressante développée par. HOUTI E.B et al (2004) qui considère le joint de mortier comme l'élément le plus faible de la maçonnerie au niveau duquel tout type de déformations prend place. Le joint de mortier est modélisé par un élément d'interface dans le but de décrire le comportement en compression, traction et cisaillement.

II.2 Contrainte de cisaillement :

Le comportement au cisaillement de la maçonnerie sous chargement horizontal avec une pré-compression peut être représenté par la loi de frottement de Coulomb qui établit une relation linéaire entre la contrainte de cisaillement **(τ)** et la contrainte normale de compression **(σ_c)** qui s'écrit sous la forme suivante : $\tau = \tau 0 + \mu \sigma_c$

II.2.1 Résistance au cisaillement pur (τ_0) :

La résistance au cisaillement dépend principalement du type de mortier, de la surface des briques, et de l'adhésion brique-mortier. Il ne dépend pas des caractéristiques mécaniques des briques. Les déplacements mesurés aux premiers de chargements sont généralement linéaires, deviennent plus accentués une fois la rupture totale est atteinte.

II.2.2 Coefficient de frottement (μ) :

Le coefficient de frottement dépend particulièrement des mêmes propriétés des mortiers que la résistance au cisaillement pur, mais les caractéristiques mécaniques des briques ont une certaine influence, puisque pour déterminer cette propriété intrinsèque de l'assemblage des briques en cisaillement, on fait intervenir la compression en même temps que le cisaillement. L'augmentation des contraintes de compression augmente automatiquement la résistance au cisaillement d'une façon linéaire. La pente de la courbe contrainte de cisaillement en fonction de la compression représente le coefficient de frottement.

II.2.3 Angle de dilatation (Ψ) :

Une autre caractéristique des joints de mortier a été définie par Lourenco P.B (2003), c'est l'angle de dilatation Ψ qui mesure le changement de volume pendant le cisaillement, le rapport entre le déplacement normal et le déplacement de cisaillement donne la tangente de l'angle de dilatation Ψ, cet angle est généralement positif et tend vers zéro ave l'augmentation du déplacement de cisaillement et la contrainte de confinement.

II.3 Modes de rupture dus au cisaillement dans le plan du mur :

Dans ce cas, le mur est soumis à des efforts horizontaux, en plus d'un chargement vertical dans le plan du mur. Ce chargement biaxial est simplifié par le schéma proposé par la figure 1.13, le mur est soumis à un chargement vertical uniforme le long de la partie supérieure qui vient s'ajouter une charge horizontale concentrée. Les différents modes de ruptures obtenus sont :

1. Rupture due au frottement et au cisaillement horizontal au niveau des joints horizontaux,
2. Rupture en traction dans les joints inférieurs du mur causée par le moment d'encastrement,
3. Rupture en compression de la maçonnerie à la base du mur induite par la force de traction transversale dans les unités et enfin rupture due au cisaillement. Dans ce dernier cas, la combinaison des efforts de compression et de traction conduit à une rupture diagonale du mur. Ce mode de rupture peut être décomposé en une rupture des joints horizontaux et une rupture

en traction des briques. Pour un effort vertical et une force de cisaillement faibles, la rupture diagonale se produit le long des joints verticaux et horizontaux et prend une forme d'escalier. Pour le cas d'un effort vertical de forte intensité et une faible force de traction dans les briques, la rupture diagonale passe à travers les briques et le long des joints verticaux. Ce dernier mode est appelé aussi rupture fragile ou effondrement. Il est généralement causé par la dégradation de la rigidité de la maçonnerie D'autre part, la rupture des joints est considérée comme étant une rupture ductile parce que même après l'apparition de fissures en forme d'escalier, des forces horizontales peuvent encore induire du frottement.

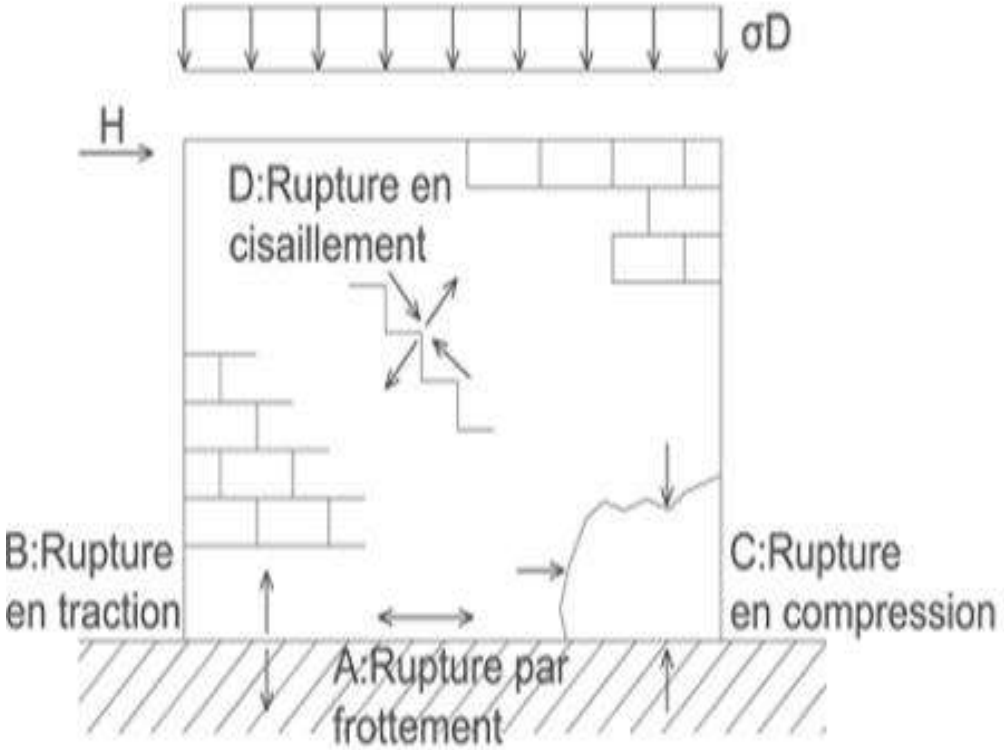


Figure II.1 : Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis un chargement biaxial

Pour une maçonnerie chargée dans le plan du mur, Les quatre modes de rupture associés sont les suivants :

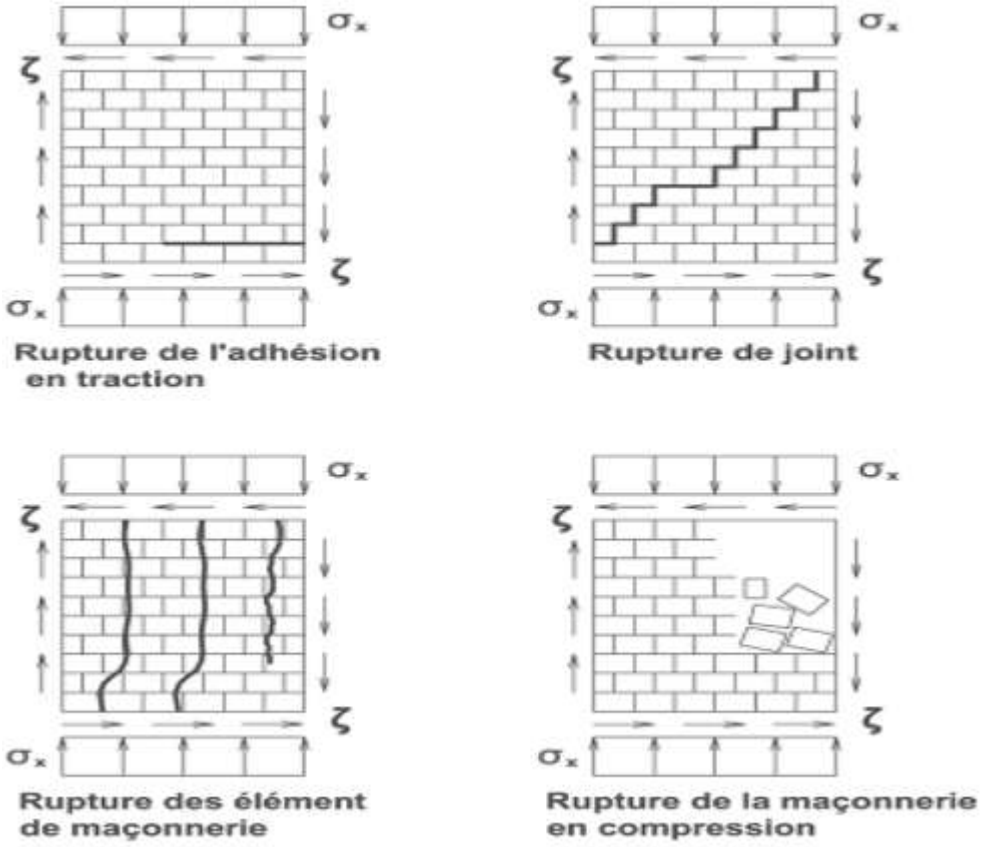


Figure II.2 : Modes de ruptures pour un mur en maçonnerie sous l'effet d'un effort de cisaillement.

En conséquence, la résistance au cisaillement de la maçonnerie dépend surtout de : – L'intensité du chargement vertical

– La résistance au cisaillement qui peut être assumée par les joints horizontaux

– La résistance à la traction des briques

– La résistance à la compression de la maçonnerie

II.4 Essais de cisaillement :

II.4.1 Essai sur couplet de briques :

Le comportement des murs soumis au cisaillement pur, ou combiné avec la compression peut être évalué à l'aide de plusieurs types d'essais. On peut opérer ces essais sur des panneaux de grandes dimensions ou sur de simples montages de triplets de briques. Les plus simples essais de cisaillement sont exécutés sur deux briques liées par du mortier (couplets) ou sur un assemblage de trois briques (triplets).

Ces essais permettent de déterminer la résistance au cisaillement pur **(σ c=0)**, et le coefficient de frottement ou de frottement μ en utilisant la combinaison cisaillement avec compression. Cet essai s'effectue jusqu'à un niveau de compression limite, au-delà duquel le panneau ou l'assemblage cesse de supporter la contrainte de compression maximale. Les essais de cisaillement avec compression sur panneaux sont plus réalistes que les spécimens de couplets ou triplets, on a uniquement un joint de mortier parallèle à l'action de la charge. Par contre dans le panneau, on en trouve des joints verticaux et horizontaux, comme on le trouve réellement au niveau des murs à grandeur réelle. Les essais expérimentaux réalisés sur des couplets, triplets ou murs soumis aux cisaillements avec compression ont montré que plus la contrainte de compression augmente, plus la résistance au cisaillement augmente en suivant la relation $\tau = \tau_0 + \mu\sigma_c$ Avec :

τ_0 : contrainte au cisaillement initial (pour $\sigma_c = 0$)

μ : Coefficient de frottement

σ_c : Contrainte de compression

Ont effectué des essais pour étudier le comportement de la combinaison brique mortier sous chargement/déchargement de cisaillement et sous chargement monotonique de cisaillement ; dans le but d'ana0lyser :

- Si une dégradation de la rigidité se produit
- Si le comportement des joins de mortiers dépend du type des briques (pleines ou creuses).
- Comment le critère classique de MOHR COULOMB s'adapte

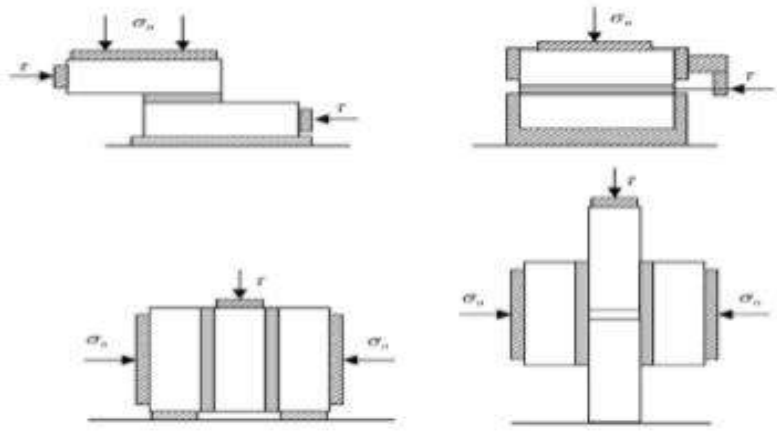


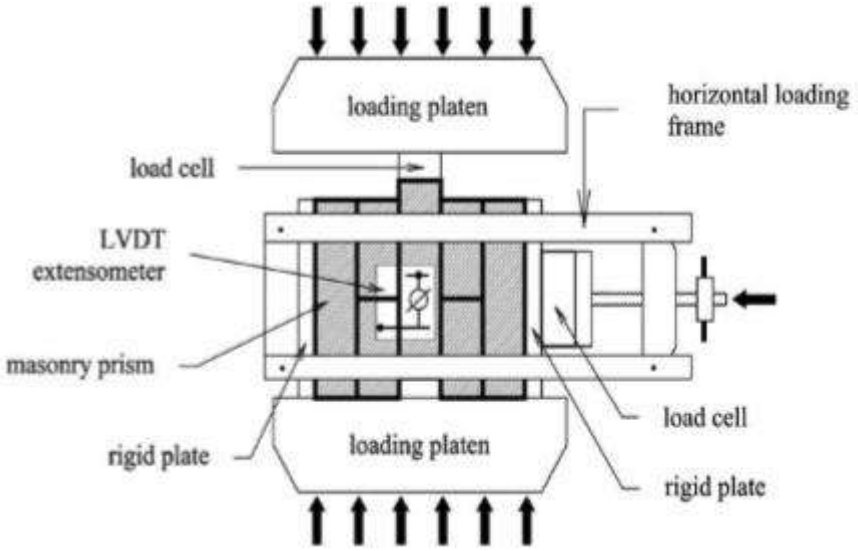
Figure II.3 : Assemblage des briques utilisées pour étudier le comportement en cisaillement, ABDOU et al (2006).

Ils ont constaté que :

- Le comportement du joint de mortier est supposé être élastoplastique pour les deux types de briques (pleines et creuses) ; en remplissant les trous des briques avec du mortier conduit à une augmentation du module de cisaillement pour ce type de brique. - lorsque le cisaillement est combiné avec la compression, la fissuration du joint de mortier est décrite par le critère de MOHR COULOMB

II.4.2 Essai sur murets :

Dans le but de déterminer les paramètres du comportement au cisaillement de la maçonnerie, Gabor A et al (2006) ont effectué un essai conformément aux recommandations RILEM, le dispositif expérimental est conçu de telle manière qu'on peut simultanément appliquer une charge statique horizontale de confinement et une charge verticale de cisaillement croissante. Le comportement mécanique du muret est caractérisé par un comportement très rigide dans le domaine élastique avec des déplacements de l'ordre des microns, lorsque la contrainte maximale de cisaillement est obtenue, un comportement doux suivi d'un glissement entre deux briques adjacentes .la fissuration se manifeste au niveau de l'interface briques/mortier mais il a été remarqué que la contrainte maximale de cisaillement correspond au moment de la rupture de murets.



FigureII.4 : Essai de cisaillement sur prisme en maçonnerie

Dans le but d'analyser un essai approprié qui reproduit l'état prédominant de contraintes de cisaillement dans un panneau en maçonnerie, il est important de connaitre la distribution des contraintes de cisaillement dans le panneau et comment elles sont générées

expérimentalement. Si on considère un élément de maçonnerie carré homogène et élastique soumis seulement aux contraintes de cisaillement, les contraintes principales crées seront inclinées de 45° par rapport aux axes des joints de mortiers horizontaux et verticaux, une de ces contraintes est une contrainte de compression et l'autre et une contrainte de traction, leurs valeurs sont égales avec la valeur de la contrainte de cisaillement initiale. Il est supposé que la fissuration se produit si la contrainte principale de traction atteint la résistance à la traction diagonale de la maçonnerie, cette fissuration est en même temps un glissement au niveau des joints de mortier et la fissuration des briques.

II.5 Comportement de la maçonnerie en compression diagonale :

II.5.1 Introduction :

L'analyse des murs en maçonnerie dans les structures soumises aux charges horizontales montre que les fissures apparaissent le long de la diagonale comprimée. Ceci est le même mode de rupture que celui qui est produit par traction diagonale La compression diagonale est une caractéristique très importante dans la conception des structures à remplissages en maçonnerie soumises aux efforts horizontaux dus aux séismes ou au vent, et soumises également aux efforts gravitaires dus aux charges permanentes ou aux surcharges d'exploitation. Etant donné que les différentes charges peuvent intervenir en même temps, leur résultante sera composée d'un effort incliné.

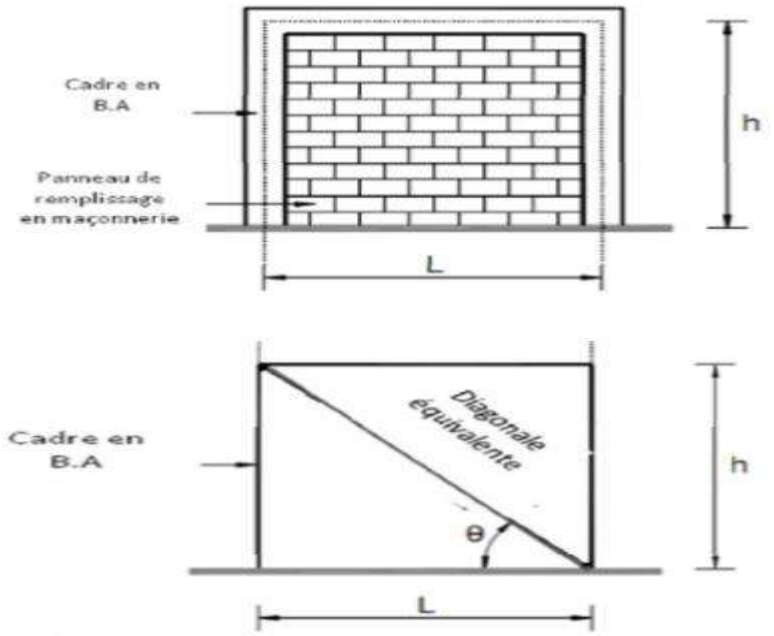


Figure II.5: Diagonale équivalente d'un panneau avec remplissage en maçonnerie

ASTERIS P.G

II.5.2 Comportement structural des remplissages en maçonnerie sous charges horizontales :

Quand un panneau en maçonnerie est sujet à des charges horizontales, les modes de rupture qui peuvent avoir lieu sont :

- Ecrasement local des maçonneries ou du mortier près du lieu de l'application de la charge ou de la réaction.
- Fissuration de tension le long des joints de mortier.
- Fissuration de cisaillement le long du joint de mortier. Carte C and Stafford Smith (1969) ont étudié la rigidité et la résistance de la maçonnerie remplissant les cadres soumises à des charges horizontales, ils ont établi les remarques et conclusions suivantes :
- Quand un portique à remplissage est sujet à des charges horizontales, la rigidité horizontale peut être estimée en considérant que le remplissage est remplacé par un équivalent support diagonal.
- Le panneau de maçonnerie normalement s'affaiblit par cisaillement le long des joints de mortier ou à travers le mortier et la maçonnerie.
- Le mode de rupture est gouverné partiellement par la géométrie de la structure qui influence les grandeurs relatives au cisaillement et les contraintes de tension diagonale dans le panneau.
- Le grand rapport longueur/hauteur du panneau correspond à une possibilité de rupture par tension plus petite.
- Le mode de rupture est gouverné aussi par la résistance au cisaillement et le frottement interne de la maçonnerie.

II.5.3 Essai de compression diagonale :

D'après GABOR A (2006), lorsque des charges de compression et de traction sont appliquées simultanément le long des deux diagonales d'un panneau en maçonnerie, elles produisent un état de contrainte de cisaillement pur qui engendre la rupture par fissuration le long de la diagonale comprimée. Mais ce type d'essai n'est pas facile à exécuter, donc il est préférable d'exclure la charge de traction le long d'une des diagonales et appliquer seulement la charge de compression. Cette compression appliquée suivant une diagonale va produire une contrainte équivalente à une compression biaxiale et une contrainte de cisaillement le long des joints de mortier.

La contrainte de compression et de cisaillement ayant la même intensité qui égale à la moitié de la contrainte de compression appliquée le long de la diagonale.

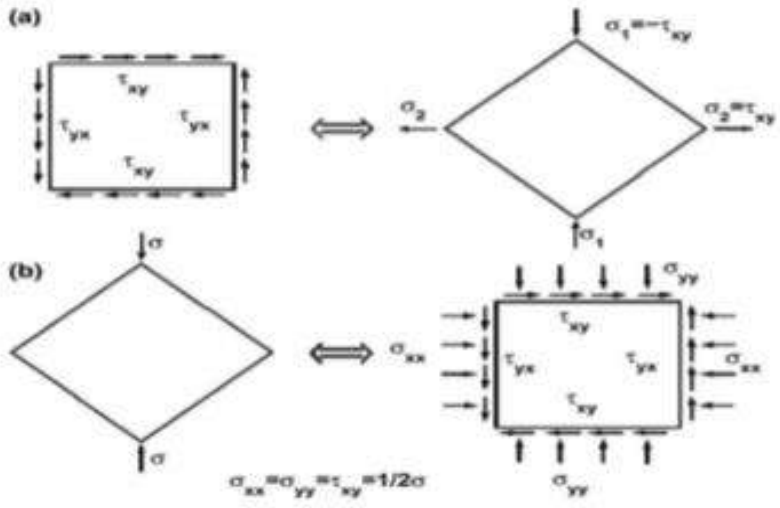


Figure II.6:(**a)** Panneau carré homogène soumis à l'effet de cisaillement pur.

(b) É tat de contrainte produit dans un panneau carré soumis à la compression diagonal Gabor A. (2006)

Les recommandations de l'essai RILEM propose un essai de compression inclinée sur un panneau en maçonnerie dans le but d'estimer la résistance de traction de la diagonale. Deux panneaux ont été utilisés :

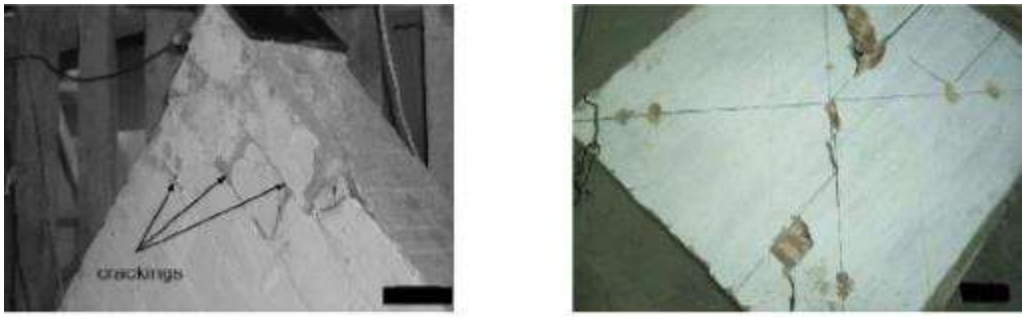
- Un panneau ayant la longueur de contact : r= h/10

- Un panneau ayant la longueur de contact : r= h /6



FigureII.7 : Essai RILEM de compression diagonale

Pour le premier cas on obtient une rupture localisée avec un écrasement et un glissement des joints de mortier. Pour le second cas on note un type généralisé de rupture, la fissuration se produit le long de la diagonale comprimée



(a) r=1/10 **(b)** r=1/6

Figure II.8 : Fissuration et rupture du panneau (essai RILEM)

La modélisation numérique effectuée par FOUCHAL (2006) donne des résultats représentés sur lafigure 1.21 confirme les résultats de la figure 1.20.

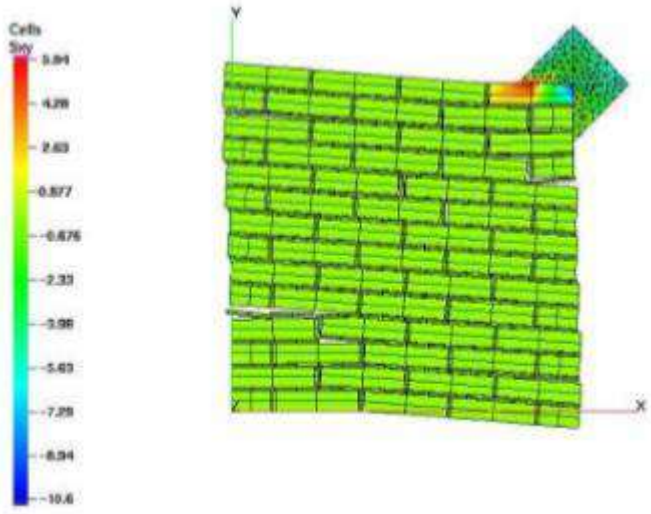
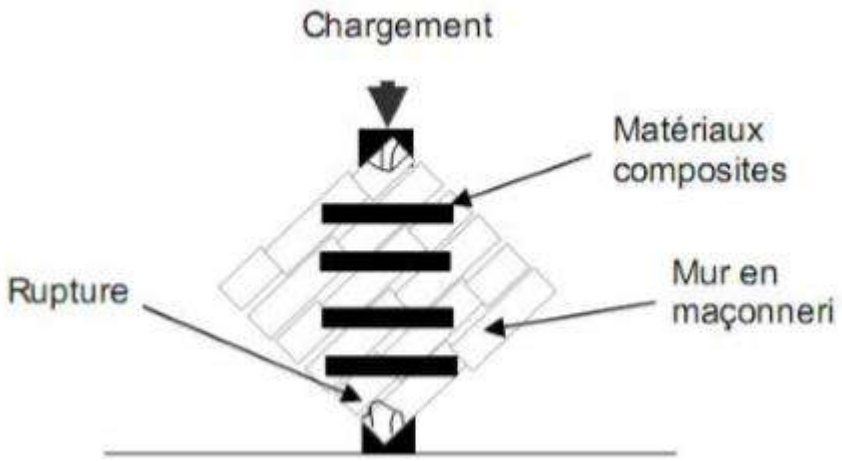


Figure II.9 : Essai de compression diagonale (FOUCHAL 2006/2007)

Dans le cadre d'une étude sur le comportement d'ouvrages en maçonnerie situé en zone sismique KOUFACH N et al (2007) ont réalisé une recherche bibliographie et des essais destructifs sur des panneaux en briques creuses, construits suivant les recommandations techniques de la RILEM . Des murs renforcés et non renforcés par des matériaux composites ont été testés. Trois types de renforts ont été utilisés : les fibres de verre, de carbone et le tissu de verre. Du fait de l'objectif du renforcement, une orientation perpendiculaire des fibres du renfort à la diagonale comprimée a été retenue. Avant l'application des composites, des murs ont été enduits par un mortier. La rupture s'est produite par un décollement du complexe mortier-composite sans endommagement du renfort. Cette

remarque est donc très importante pour la suite de notre étude. Les résultats des essais sur les murs renforcés et la comparaison avec ceux des murs non-renforcés révèlent un gain considérable en terme de résistance : 50% pour les renforts de fibres de verre et jusqu'à plus de 75% pour les tissus de verre et fibres de carbone.



FigureII.10 : Essais de compression diagonale sur des murs renforcés

Concernant la réponse globale des murs, les résultats obtenus ont révélé une importante augmentation de la résistance à la compression et de la ductilité, de 50 à 60% par rapport aux murs non-renforcés. La rupture s'est produite dans un premier temps entièrement dans la maçonnerie sans endommagement du renfort, mais il a été observé des déformations dans le composite au niveau des joints du mortier. Cette déformation est beaucoup plus élevée que dans les blocs (briques). Ainsi, lorsque le joint du mortier se fissure, il y a une redistribution de l'effort vers la partie du renfort qui se trouve au voisinage de la fissure. Par conséquent, la disposition des matériaux de renforcement a un effet très important sur le comportement local de la structure, du fait de la distribution des contraintes et de la déformation de la structure. MERZOUD .M et al (1999) a effectué des essais de compression diagonale sur deux catégorie de muret (h/l=1.0 et h/l =0.6) avec différents longueurs d'appuis et pour différents types de briques.

Il a constaté que :

- La résistance des panneaux de maçonnerie est principalement basée sur la résistance au cisaillement, le coefficient d'absorption et l'adhésion entre briques et mortier.
- La résistance des panneaux carrés a été dans la plupart des cas supérieure à celle des panneaux rectangulaires.
- L'utilisation des plaques de chargement ayant une longueur de contact égale à 1/8 du coté ne permet pas de connaitre le comportement réel des panneaux de point de vue rigidité à

cause de la rupture préliminaire par écrasement des coins de chargement ,à cet effet il est recommandé d'utiliser une longueur de contact minimale; l ' augmentation des longueur de contact augmente la résistance au cisaillement, la tension diagonale ainsi que la largueur de la diagonale comprimée mais diminue la résistance à la compression diagonale .

II.6. Structures à remplissage en maçonnerie :

II.6. 1. Introduction :

Le comportement sismique des structures en maçonnerie n'a pas toujours été très performant. Les expériences catastrophiques en Algérie témoignent la nécessité d'améliorer notre connaissance de ce type de matériau qui reste malgré l'importance de la recherche effectuée depuis très nombreuses années assez méconnu. Une grande partie des constructions existantes en maçonnerie font appel à l'utilisation des murs porteurs dont le rôle est de transmettre la charge inertielle sismique au sol, il convient donc d'étudier de manière approfondie le comportement et la résistance de ces murs aux charges latérales. Contrairement à ce qui se passe avec le béton, les études sur le comportement de la maçonnerie ne sont pas nombreuses. Récemment, il a été montréqu'il existe une forte interaction entre le remplissage en maçonnerie et l'élément en béton armé qui l'entourent, qui conduit à :

- un comportement des portiques qui dépend pas seulement de la rigidité latérale de ce dernier et la géomètre des éléments, mais aussi influencé critiquement par les propriétés de la maçonnerie.

- une augmentation considérable de la rigidité de l'ensemble e, du moment d'inertie dans le plan des portiques et aussi l'augmentation de l'énergie de dissipation et la redistribution des effets, des actions et des fois des dommages au niveau des portiques ; Il a été trouvé que les présents code de formules surestime les forces de cisaillement le long de la hauteur du portique lorsqu'on ne considérer pas l 'effet des panneaux de remplissage. Approximativement 80% du coût des dommages des structure par les séismes sont ceux qui proviennent des murs de remplissage et les dommages conséquent des ouvertures (portes et fenêtres) installation électriques et hydrauliques. Malgré leur large application et leur économie significative, ces structures nécessitent une modélisation analytique, les raisons suivantes peuvent expliquer la situation :

- la complexité et la particularité du matériau du remplissage et la condition de contact le long de son interface avec le béton constitue une source additionnelle des difficultés analytiques, le comportement composite réel du remplissage est un état complexe indéterminé

- le comportement non linéaire des portiques remplis dépend de la séparation des panneaux de remplissage des éléments qui l'entourent Dans la plus part des travaux publiés concernant l ' utilisation des modèles continus anisotropes, la maçonnerie est considérée comme un matériau composite ou l'effet des joints de mortier et de la fissuration est pris en compte de manière répartie dans la masse du matériau, ces modèles de type globale sont pas toujours capables de représenter tous les mécanismes de rupture caractérisant la maçonnerie spécialement ceux associées à la friction et au glissement.

II.6.2 Aperçu historique sur certains essais effectués sur des cadres avec remplissage enmaçonnerie :

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur le problème pour évaluer l'importance de l'effet de remplissage sur le comportement du cadre et combler ainsi cette lacune en essayant de répondre aux questions telles que :

- La présence des éléments de remplissage améliore-t- elle le comportement d'une structure à cadre soumise à des chargements horizontaux statiques, cycliques ou dynamiques ?
- Quelle est la contribution de la maçonnerie à la stabilité, rigidité et résistance des structures soumises à des tels chargements ?
- Quelle est la réponse élastique et /ou plastique d'une telle structure ?
- Dans quel cas doit-on tenir compte de la présence des éléments de remplissage ?

BLUME J et al (1961) considèrent que dans le domaine élastique, une structure composée d'un cadre en béton armé avec remplissage de maçonnerie agit comme un seul élément. Les parties du remplissage de la structure partagent avec le cadre la résistance aux efforts extérieurs, proportionnellement à leurs rigidités respectives. Sil'une des parties était chargée jusqu'à la rupture, elle ne serait plus prise en considération pour une charge subséquente, et seules les parties restantes se partageront la charge en question. Si les parties du remplissage peuvent être considérées comme fixées aussi bien à leur base qu'à leur sommet, elles sont analysées comme des petites poutres profondes et elles travaillent alors en flexion et en cisaillement.

Lorsque la limite de la résistance à la traction du remplissage est dépassée et que des fissures commencent à se développer, des diagonales de compression se forment et la structure agit comme un cadre contreventé par des éléments diagonaux TAMURA T et al (1969) ont étudié expérimentalement un grand nombre de modèles de cadres en acier avec remplissage en béton ,d'un seul étage et une seule travée, sous l'effet d'une charge dynamique horizontale jusqu'à

rupture, il ont constaté que la rigidité était soudainement réduite à cause de la détérioration des endroits ou le panneau est relié au cadre, et que la courbe efforts versus déformations pourrait être représentée par des segments linéaires à l'exception des régions de transition. NEWMARK N.M et al (1971) proposent que dans le cas ou le cadre est très rigide comparativement au remplissage, une idéalisation qui considère que la force latérale associée à une déformation angulaire donnée, pourrait être approximativement la somme des deux termes :une force supportée par le cadre sans remplissage et une autre supportée par le remplissage seul, en supposant que ce dernier est entourée d'un système de barres rigides relié par des rotules aux quatre coins. LEUCHARDS J.M et al (1976), se sont penchés sur la résistance des cadres avec remplissage. Pour ce faire ils ont testé trois modèles :

- Un cadre en béton armé sans remplissage.
- Un cadre en béton armé avec remplissage en blocs creux non armés.
- Un cadre en béton armé avec remplissage en blocs creux armés. Au cours des essais ils ont fait les observations suivantes :
  - le système cadre remplissage agit au début comme un seul élément monolithe
  - après la fissuration de l'interface entre le cadre et le remplissage, ce dernier agit effectivement comme une traverse diagonale de compression
  - la rupture peut être causée par :

1- un glissement du au cisaillement le long d'un lit horizontal de mortier

2- un écrasement de la maçonnerie en compression, ou une énorme quantité de fissuration dû à la tension diagonale LAWRENCE F.K et al (1979) ont étudié expérimentalement l'interaction entre les panneaux de remplissage et cadre en béton armé, le chargement latéral a été appliqué au moyen d'un vérin hydraulique. Aucune charge verticale n'a été appliquée au cours des essais effectués ils ont constaté que :

- La présence d'un remplissage augmente la rigidité de la structure (cadre+remplissage), sa résistance, sa ductilité ainsi que la quantité d'énergie dissipée. - La structure monolithique dissipe deux fois plus d'énergie que la structurenon monolithique. YANEY B.S et al (1979) ont effectué des essais sur un cadre en acier d'un seul niveau avec différents types de remplissage en maçonnerie. L'étude portait particulièrement sur l'effet des éléments de remplissage sur le comportement de la structure. L'ensemble à été soumis à un mouvement horizontal d'une table vibrante dont le déplacement maximum peut atteindre 125 mm et son accélération maximale est de 9.81 m /sec² ; les auteurs ont constaté que :

- La rigidité de la structure augmente avec les différents types de remplissage et ce seulement jusqu'à la formation des fissures à l'interface entre cadre et remplissage ; au-delà de ce stade la rigidité de la structure reste essentiellement la même que celle du cadre.

- L'étendue de la réponse linéaire est substantiellement augmentée par la présence du remplissage.

- Lorsque le remplissage n'est pas armé, des fissures se développent parallèlement au cotés horizontaux de l'élément de remplissage.

- La stabilité du cadre est amplifiée par la présence du remplissage. WEILIAM et al (1980) ont effectué des essais sur un modèle (échelle 1/2) d'un cadre en béton armé avec remplissage en maçonnerie ; ils ont constaté que :

- la présence du remplissage augmente la résistance du cadre. - Le comportement de la structure cadre+remplissage peut être résumé en trois étapes :

1) L'ensemble se comporte élastiquement comme une plaque composite jusqu'à l'apparition des fissures à l'interface cadre remplissage.

2) La deuxième phase commence alors et va durer jusqu'à l'apparition de la fissuration diagonale du panneau.

3) La dernière phase connait la formation des rotules plastique dans le cadre. Le travail effectué par BROKEN S.T et al (1981) ; dans le domaine de la contribution des remplissages dans les structures, est considéré comme l'un des plus intéressantes recherches expérimentales. L'investigation consiste en plusieurs séries de tests sur modèles à échelle réduite (1/3) d'un sous ensemble de trois niveaux et demi, et d'une travée et demie, d'un prototype à 11 niveaux et 3 travées, dont celles de rive sont remplies par de la maçonnerie de différents types avec et sans armatures, le cadre en béton armé.

Les différents spécimens ont été soumis à des chargements verticaux et à des chargements cycliques appliqués par des vérins hydrauliques à leurs sommets. Les principaux résultats de ces essais se résument comme suit :

1) Sous un chargement cyclique, les fissurations ont tendance à suivre des orientations préférentielles, tel que le lit horizontal du mortier, il est fréquent de constater que la fissure traverse horizontalement le panneau d'un coté à l'autre, chose rare sous chargement progressif « statique ».

2) La résistance et le déplacement maximum correspondant à l'état élastique, sont inférieurs à ceux obtenus sous chargement progressif.

3) La rigidité initiale (latérale) des cadres avec remplissage était parfois supérieure à celle du cadre tout seul. Cette rigidité qui dépend du déplacement latéral globale décroit avec l'augmentation du chargement une rigidité effective inter-niveau (à la charge de service) a été introduite. Cette rigidité est de 5,3 à 11,7 plus grande que celle d'un cadre simple et ce selon la nature de remplissage. De son ancrage au cadre et de son taux d'armature.

4) La résistance maximale des cadres avec remplissage était de 4 ,8 à 5,8 fois supérieure à celle de cadre seul.

5) La ductilité correspondante aux déplacements relatifs (inter-niveaux) est plus petite que celle de cadre seul.

6) La rupture de remplissage n'a lieu qu'à un seul niveau.

II.7 Modélisation des cadres avec remplissage en maçonnerie :

Depuis les années 50, des tentatives d'analyse les structures à cadres avec remplissage en maçonnerie ont rapporté plusieurs modèles analytiques pour une meilleure compréhension de leur comportement. DOUDOUMIS L.N (2006) montre qu'il existe quelques paramètres critiques de modélisation qui affectent considérablement le comportement des cadres remplis en maçonnerie soumis à un chargement latéral :

- Le détail de la modélisation des conditions d'interface affecte la rigidité latérale du système.
- La densité du maillage nécessaire :il est noté que la densité de 4X4 avec un élément de 4 nœuds pour les panneaux remplis (dans le cas d'un comportement linéaire du matériau) donne des résultats satisfaisants pour la rigidité totale du système. Un maillage avec une densité plus fine définit plus exactement les valeurs extrêmes aux niveaux des coins comprimés du panneau de remplissage, cette densité est généralement préférée dans le cas d'un comportement inélastiques du matériau.
- l'existence du frottement au niveau de l'interface augmente la rigidité latérale du système, cette augmentation proportionnelle avec l'augmentation du coefficient de frottement surtout dans le cas d'un remplissage rigide.
- Les conclusions validées pour un modèle à un seul étage et une seule trame sont proches de quelques cas des modèles à plusieurs étages, cela en fait que le système d'un seul étage avec une seule trame constitue la plus petite structure typique qu'une structure étagée peut être décomposé. Monica P et al (2009) proposent un modèle de comportement du remplissage en maçonnerie, le modèle est basé sur la théorie de plasticité et le concept d'une diagonale

équivalente. Il montre d'abord que le modèle de la diagonale équivalente dans sa forme conventionnelle introduit un effet artificiel qui ne correspond pas au comportement observé.

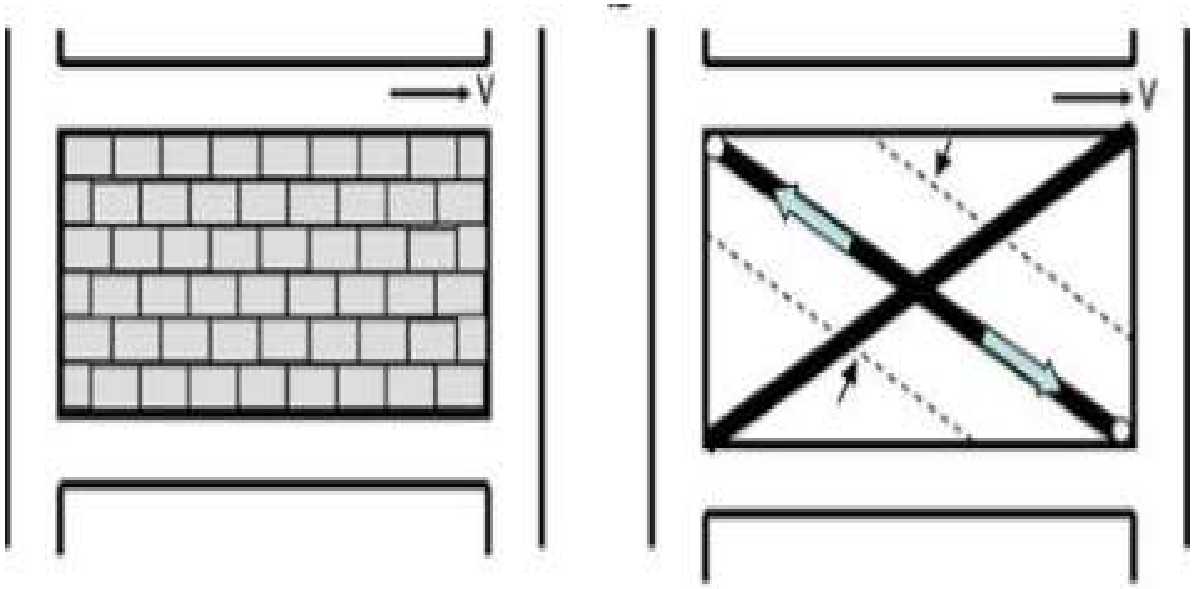






Figure : II.11 Modèle conventionnel de la diagonale équivalente

DOUDOUMIS I.N (2006), a étudié analytiquement le comportement de remplissages dans les structures sous chargement latéral monotone, en considérant un modèle linéairement élastique. Il a aussi considéré le contact entre le remplissage et la structure en utilisant des modèles simplifiés connus. Dans la recherche analytique, les modèles de l'interface entre le remplissage et la structure conditionnent la densité de la discrétisation, la valeur du coefficient de frottement, la rigidité relative entre le remplissage et la structure, la taille relative du remplissage sur la structure, et l'orthotrope du panneau de remplissage ont été étudiés en fournissant une meilleure compréhension quantitative des dispositifs de base de la réaction de système. On le conclut de cela que tous ces paramètres modelant affectent considérablement le comportement du remplissage des structures, excepté le paramètre décrivant l'orthotrope du remplissage. Les conclusions obtenues peuvent être encore étendues dans le cas des systèmes multi-étages. La modélisation d'une structure à un seul étage et une seule trame à été effectuée par Fonseca .M, elle a utilisé un cadre en acier ainsi que le remplissage en maçonnerie ont été avec des éléments finis de contraintes planes, et un élément d'interface a été adopté au niveau de la séparation entre les deux matériaux. Un exemple d'application d'une structure à vingt étages à été également fait. Il a été remarqué que l'effet de la rigidité des panneaux en maçonnerie peut être représenté par une diagonale comprimée équivalente.

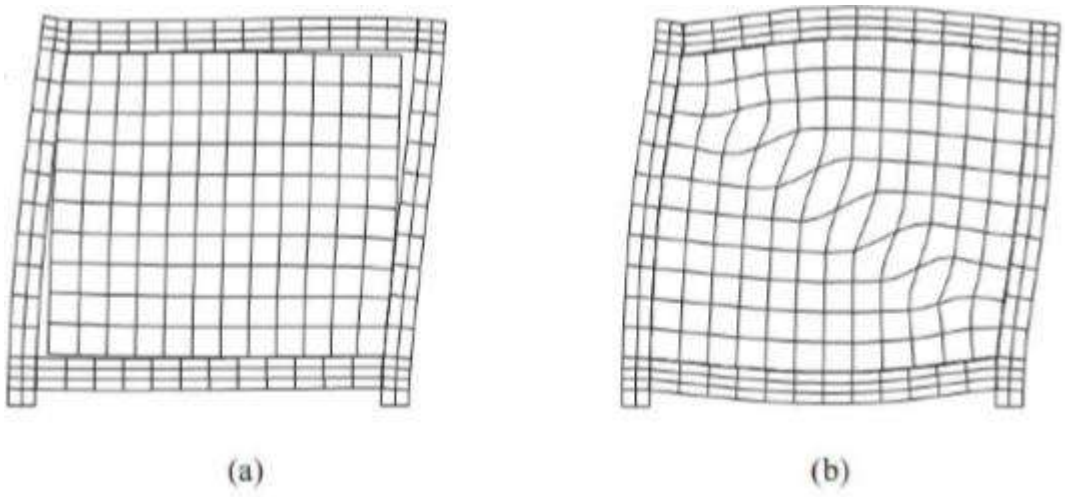


Figure II.12 : Déformation de la structure : **(a)** avant atteindre la charge maximale **(b)** après atteindre la charge maximale (Giselle M. Fonseca)

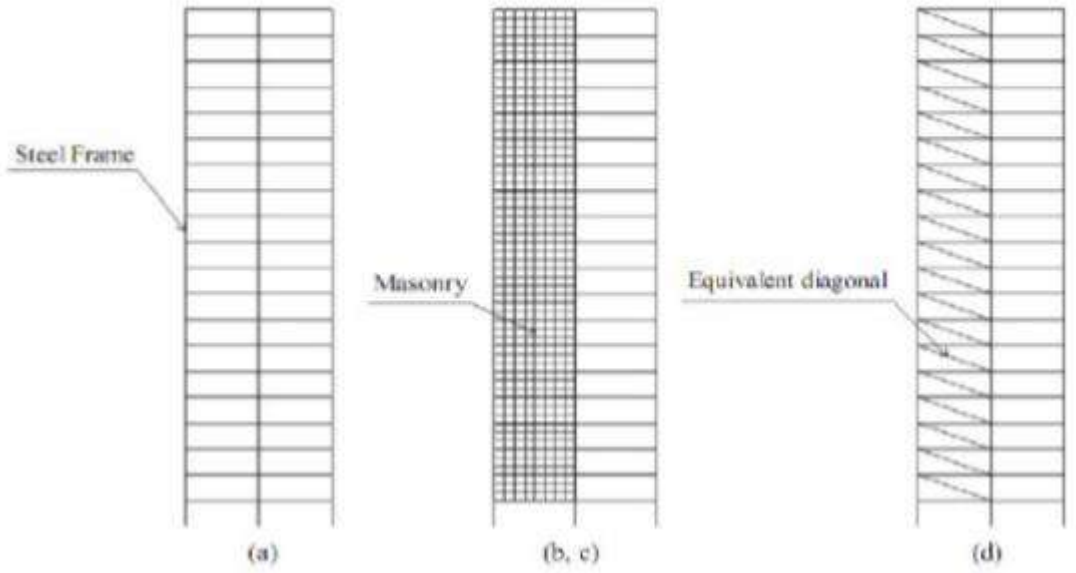


Figure II.13 : Structure à vingt étages **: (a)**cades seuls, **(b, c)** cades avec remplissage en maçonnerie, **(d)** cades avec diagonales équivalentes (Fonseca M.G)

Le tableau suivant montre les résultats pour les analyses, en termes déplacements au sommet et du facteur rigidité en comparant avec l'analyse du cadre sans remplissage en maçonnerie. Il est clair que le remplissage avec les panneaux de maçonnerie donne une augmentation considérable de la rigidité globale de la structure (+ 43%).

Description	Déplacements au sommet en (mm)	Facteur de rigidité
Cadres seuls sans remplissages en maçonnerie	235.4	-
Cadres avec remplissages en maçonnerie sans interfaces	96.7	58.9%
Cadres avec remplissages en maçonnerie avec interfaces	134.3	42.9%
Cadre avec diagonal équivalent	128.8	45.3%

Tableau II.1 : résultats d'analyses (Fonseca M.G)

II.8 Modélisation des maçonneries :

II.8.1 Introduction :

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

- L'hétérogénéité du matériau (brique +mortier).

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

- Le non prise en compte de l'hétérogénéité du matériau.

- La dispersion des résultats car la définition d'un critère de résistance n'est pas suffisante.

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

- En premier lieu il est limité dans l'étude de comportement mécanique qui nécessite des essais in-situ.

- En second lieu il est difficile d'utiliser les informations existantes sur la maçonnerie. Selon le niveau de précision et de simplification souhaitée, il est possible d'utiliser les stratégies de modélisation par deux types d'approches proposés par Lourenco. P.B (2006):

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

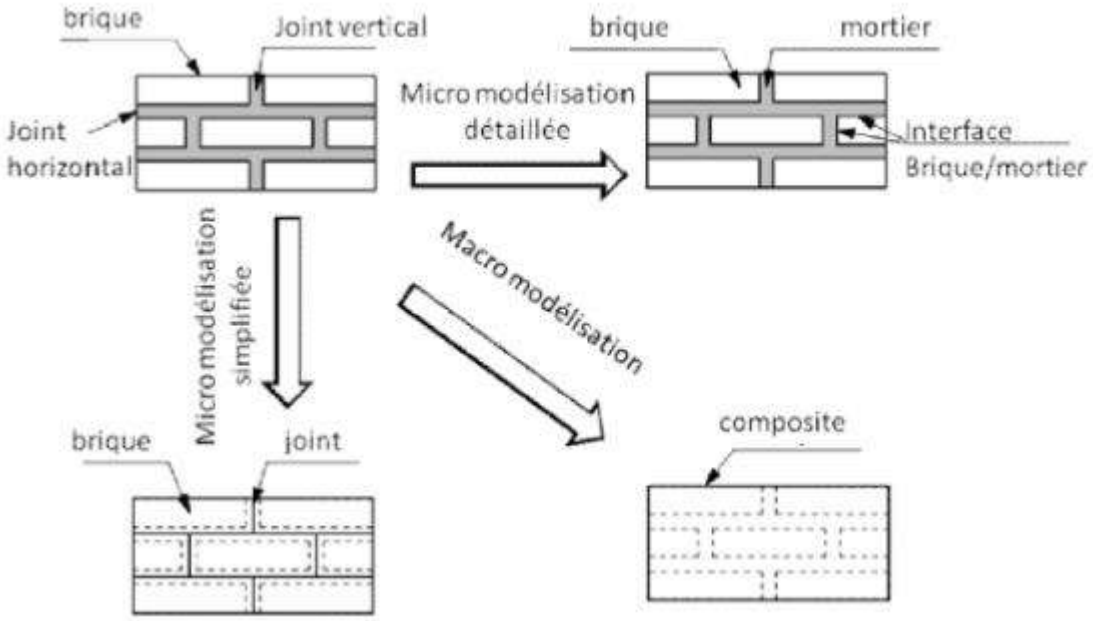


Figure II.14 : Stratégies de modélisation d'une maçonnerie (Lourenco 2006)

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

- Approche structure : consiste à considérer la maçonnerie comme étant une structure hétérogène, cette approche nécessite de prendre en compte les différents constituants (brique, mortier) d'un point de vue matériel et géométrique

→Approche globale ou micro-modélisation.

- Approche matériau : consiste à considérer la maçonnerie comme étant une structure homogène, cette approche nécessite d'abord une étape d'homogénéisation du matériau maçonnerie

→Approche par homogénéisation ou macro-modélisation. La modélisation précise de la maçonnerie doit inclure Cinq types de mécanismes de ruine

a) Fissuration du joint en traction

b) Glissement le long d'un joint pour des faibles valeurs de contraintes normales.

c) Fissuration l'élément de maçonnerie par traction directe.

d) Fissuration diagonale de l'élément de maçonnerie due à des valeurs suffisantes qui développent du frottement dans les joints.

e) Scission de la maçonnerie en traction due à la dilatation de mortier pour de grandes valeurs de contraintes normales.

Le premier et le deuxième sont des mécanismes des joints.

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

Le cinquième est un mécanisme combiné.

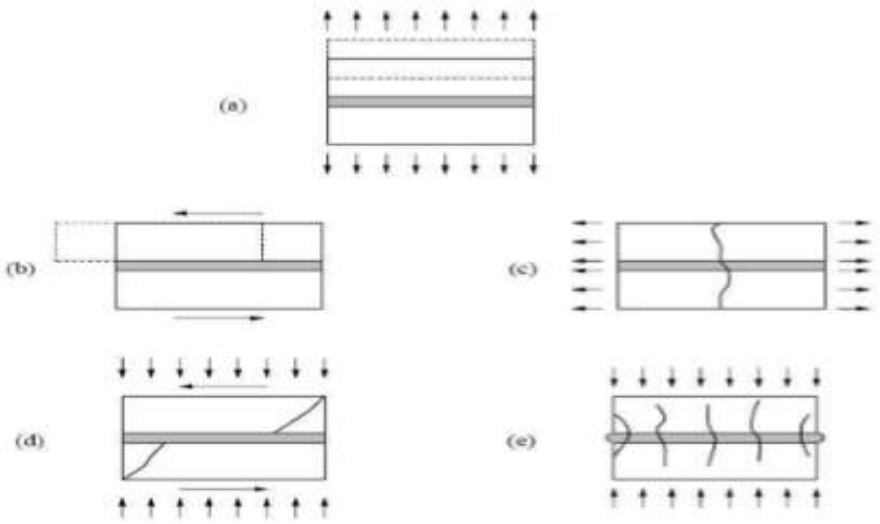


Figure II.15 : Mécanismes de rupture d'une maçonnerie (Lourenco 2006)

II.8.2 Approche globale :

Dans cette approche, l'étude de la maçonnerie peut être effectuée par la schématisation des blocs (briques) comme étant des corps déformables ou rigides connectés par des joints de mortier. Elle nécessite la modélisation du comportement local de chaque constituant : bloc, mortier, interface Les ouvrages anciens en maçonnerie, les blocs sont généralement très rigides ces blocs sont assimilés à des solides rigides et les joints de mortier sont caractériser

par une faible épaisseur et une faible rigidité ces joints sont assimilés à des interfaces. Les ouvrages les plus récents en maçonnerie les briques ne possèdent pas une grande différence de rigidité par rapport à celle des joints de mortier. Elles sont considérées comme étant déformables. les joints avec des épaisseurs suffisamment faibles sont alors assimilés à :

- des interfaces
- des corps déformables

L'interface dans les deux cas est gouvernée par une loi d'interaction et elle peut être modélisée par des éléments joints. La modélisation par cette approche nécessite :

- Une connaissance détaillée des différents constituants de la maçonnerie, ceci exige une identification expérimentale des caractéristiques mécaniques de chaque constituant.
- La prise en compte de tous les phénomènes anélastiques (endommagement, fissuration…) qui peuvent se développer au niveau de :
- Interface qui possède un comportement non linéaire
-Joint de mortier qui est aussi gouvernés par un comportement non linéaire. . -Des unités (briques ou blocs) Cette approche permet de donner des résultats très satisfaisants ainsi qu'une bonne compréhension du comportement local de la maçonnerie. Le problème se pose lorsque le nombre d'éléments devient important et lorsque la géométrie de la structure est complexe.

II.8.2.1 Méthodes de calcul :

Des grands efforts sur le plan numérique ont été faits afin de rendre la modélisation de la maçonnerie possible, actuellement les outils informatiques plus performants permettent l'utilisation de maillage plus compliqué. Du fait que la texture de la maçonnerie est assez complexe le calcul numérique d'une structure de grandes dimensions nécessite souvent l'homogénéisation de matériau composite (la maçonnerie), ceci lorsqu'on veut connaitre le comportement à l'échelle globale. Dans le cas contraire, lorsqu'on veut étudier un cas simple, un seul élément de structure, il est impératif de prendre en compte une distribution plus fine des briques et des joints de mortier. Plusieurs méthodes sont proposées et semblent être efficace pour traiter ce type de problème :

*La méthode des éléments finis MEF.

*La méthode des éléments discrets MED.

*La méthode mixte.

Généralement les structures maçonnées sont étudiées comment des milieux continus. La méthode des éléments finis non linéaire n'est pas toujours capable de décrire tous les

phénomènes pouvant se produire dans ce type de structure, par exemple les maçonneries en grandes masses ou la discontinuité physique est évidente de plus les modèles continus présentent une grande faiblesse face à la description de la dynamique des structures maçonnées en raison du comportement discontinu des joints entre les briques.

Ces structures en grandes masses peuvent être considérées comme une collection de corps rigides ou déformables entre lesquels des relations d'interaction de contact avec frottement sont susceptibles de s'établir ou de se rompre. La méthode des éléments discrets est basée sur le traitement à l'échelle locale des contacts et à l'échelle globale des lois de la dynamique.

II.8.2.1.1 La méthode des éléments finis :

C'est la méthode la plus répandue de toutes les méthodes numériques utilisées pour étudier les structures en maçonnerie, elle permet de résoudre d'une manière approchée, des problèmes de physique ou plus généralement des équations aux dérivées partielles avec des conditions aux limites. La géométrie du problème à traiter est schématisée par un assemblage continu d'éléments de dimensions finies (maillage), les inconnues du problème sont en général les déplacements. Dans cette méthode, les briques sont modélisées par l'utilisation des éléments conventionnelles déformables par contre les joints de mortier peuvent être simulés par des éléments d'interfaces.

Les éléments joints sont formés par la superposition de deux rangées de nœuds. L'introduction de joints est facile à implémenter dans un code de calcul puisque les inconnues nodales sont les mêmes pour les éléments joints que pour les éléments volumiques.

Pour ces éléments joints, le vecteur des efforts doit être exprimé en fonction des déplacements nodaux et non pas en fonction des composantes des déformations. Deux soucis majeurs apparaissent à cause de simplicité de cette approche :

- Les maillages des briques et des joints doivent être connectés, cette connexion est difficile à gérer lorsque les briques sont déposées d'une manière complexe notamment dans le cas 3D.
- Les éléments joints sont capable de modéliser le contact principalement dans le cas d'hypothèse des petites déformations, dans le cas de grandes déformations, il est difficile de remailler dans le but de réactualiser les contacts existants ou bien de générer de nouveaux contacts.

Il existe de nombreux logiciels d'éléments finis (ANSYS, ABAQUS, DIANA, CASTEM), ces logiciels peuvent traiter de nombreux problèmes physiques, cependant jusqu'à présent ces

logiciels d'éléments finis n'ont pas eu la puissance de modéliser une structure en maçonnerie en détail.

II.8.2.1.2 La méthode des éléments discrets :

La méthode des éléments discrets est façonnée pour les problèmes dans lesquels intervient un nombre important de discontinuités. Dans cette méthode en général on considère la maçonnerie comme étant un assemblage de blocs rigides ou déformables reliés par des éléments joints.

La MED est basée sur une formulation en grand et petits déplacements le long des discontinuités (souvent au niveau des joints), elle est capable des simuler les mécanismes de ruine dus aux glissements, aux rotations et aux impacts. Chaque bloc est défini suivant sa géométrie. L'historique de chaque bloc est déterminé par une résolution des équations différentielles du mouvement.

Le point fort dans cette approche réside dans la possibilité de suivre déplacements et de déterminer les mécanismes de ruine de la structure.

La MED a été appliquée pour l'analyse du comportement dynamique des maçonneries, elle a montré une grande efficacité, car elle exige peu de degré de liberté par rapport à la MEF. Pour approximer d'une manière très satisfaisante les modes fondamentaux de vibration, cette méthode a été aussi utilisée pour déterminer les caractéristiques mécaniques moyennes d'un matériau hétérogène par la technique d'homogénéisation. PERALES (2007) a présenté une modélisation du comportement mécanique par éléments discrets de trois structures réellesmodélisées avec le code decalculLMGC90. Les blocs sont considérés comme rigides. La modélisation de ces trois structures sont illustrées dans les Figure II.16 etFigure II.176.

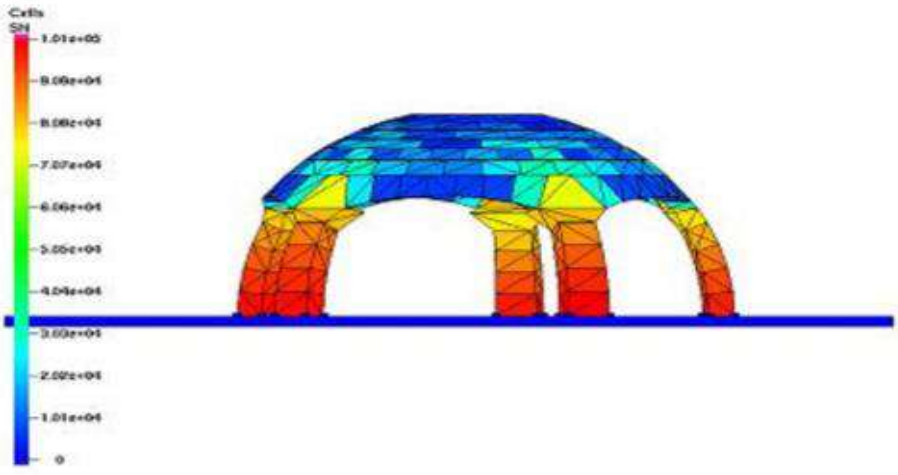


Figure II.16 : modélisation de la Coupole de JUNAS (PERALES 2007)

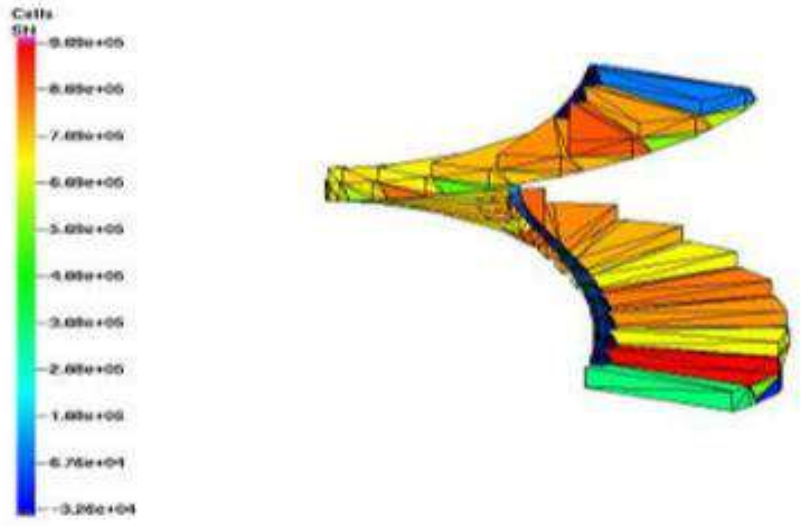


Figure II.17: modélisation des Escalier RIDOLFI (PERALES 2007)

II.8.2.1.3 La méthode mixte :

On peut également rencontre une combinaison entre les deux méthodes précédentes, on est confronté à cette situation lorsqu'on traite un problème ou l'on doit attribuer un caractère rigide et déformable pour les unités (briques) et les joints de mortier respectivement, ceci quand les unités possèdent une rigidité supérieure à celle des joints de mortier.

II.8.3 Approche par l'homogénéisation :

L'inconvénient majeur de l'approche globale est lié à la prise en compte des géométries réelles des blocs et des joints de mortier qui vont influencer la solution numérique lorsqu'on traite un problème à une grande échelle. La technique d'homogénéisation est conçue pour étudier les matériaux composites, en effet, cette méthode permet d'établir les lois de comportement en fonction des contraintes et des déformations moyennes à partir de la géométrie et des propriétés mécanique de chaque constituant. Dans le cas de la maçonnerie elle consiste à substituer les différents matériaux par un seul matériau homogène équivalent, elle est sensée à reproduire un comportement moyen, ceci modifie les caractéristiques physiques réelles du problème. Les modèles du matériau équivalent sont capables de décrire certains aspects du comportement global sans avoir de nombreux paramètres à prendre en compte et sans fournir un grand effort de calcul requis dans l'approche globale.

Afin d'étudier le comportement quasi statique des maçonneries et pour l'analyse du comportement dynamique hors plan et dans le plan de la maçonnerie cette méthode est très efficace pour traiter les problèmes linéaires. Mais certaines difficultés apparaissent pendant son application :

- Problème de localisation qui est dû essentiellement aux concentrations des contraintes dans certains endroits de la structure.
- La prise en compte des phénomènes de non linéarité qui se développe au niveau des matériaux et à l'interface brique-mortier (endommagement, rupture, fissuration …) la recherche est assez avancée pour lever ce genre de difficultés en particulier dans le domaine des matériaux composites mais malheureusement ce n'est pas encore le cas pour domaine de la maçonnerie.
- La différence de la rigidité entre les différents constituants de la maçonnerie ; des recherches ont montrés que l'utilisation de cette technique d'homogénéisation donne des résultats complètement erronés lorsque le rapport de rigidité entre la brique et le mortier est supérieurs à 10, du fait qu'une interaction complexe se produit entre les deux composants pendant la déformation de la maçonnerie. Cette différence induite des distributions non uniformes dans les briques et le mortier par rapport à la déformation moyenne de la maçonnerie.

II.9 Lois de comportement pour la maçonnerie :

II.9.1 Introduction :

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

1. L'hétérogénéité du matériau.
2. Différentes sollicitations donnent des lois de comportement différentes.
3. Les procédés de fabrication influencent le comportement du matériau.
4. La mise en œuvre du matériau influence, aussi, son comportement. Ce comportement aléatoire de la maçonnerie nous porterait à utiliser des lois probabilistes pour décrire son fonctionnement mais on s'aperçoit que, dans la Littérature, jusqu'à aujourd'hui, seuls des modèles élastiques linéaires isotropes sont utilisés. Or, ces modèles posent certains problèmes :

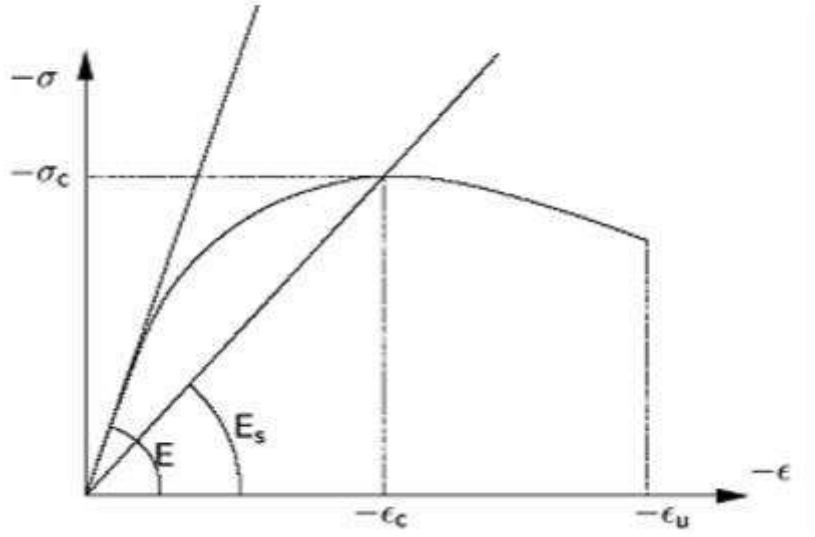
a)Ne pas prendre en compte l'hétérogénéité dumatériau induite par la présence des joints en mortier.

b) Dispersion des résultats car la définition d'un critère de résistance n'est pas aisée. Comme le montre la figure 1.31, le graphique d'un essai de compression uniaxial perpendiculaire aux joints sur un mur en maçonnerie, la loi n'est ni élastique ni linéaire, et l'hypothèse d'isotropie n'est pas macroscopiquement valable. Pour cette raison on va étudier les hypothèses élastiques et, ensuite les approches plastiques seront introduites pour essayer de trouver une approche différente.

La recherche bibliographique concernant la modélisation du comportement de la maçonnerie montre, aussi, l'utilisation prédominante de deux types d'approches :

a)Macro modélisation :une approche supposant un matériau « équivalent » homogénéisé. La recherche d'un tel matériau est le but principal dans ce mémoire.

b) **Micro modélisation :** une approche reprenant le comportement de chaque constituant (pierre, brique, interface…). Cas utilisé dans ce rapport pour élaborer un modèle dit « réel » qui servira à caler les modèles « équivalents ».



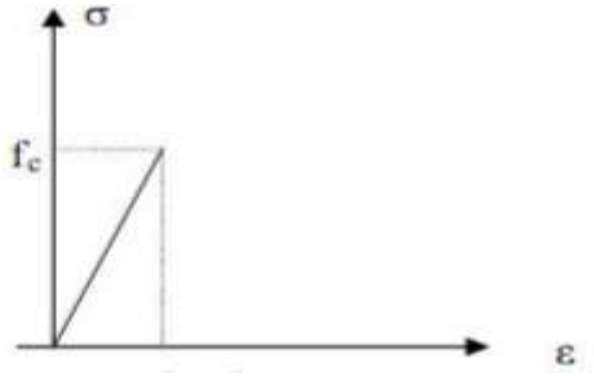
FigureII.18: Courbe contrainte déformation pour un muret en maçonnerie

II.9.2 Comportement des matériaux homogènes et rappelsde laMécanique des Milieux continus :

a) Modèle élastique linéaire isotrope :

Comme mentionné ci avant, la majorité des projets ont été calculés à l'aidede l'hypothèse élastique et du comportement élastique linéaire en compression. Il a été précisé que cette hypothèse est tout à fait valable pour le calcul des voûtes car toutes les voûtes de ce type ont

été construites anciennement en prenant cette hypothèse. D'autre part, l'hypothèse classiquede comportement de la maçonnerie stipule que le matériau ne peut transmettre qu'une contrainte de compression en raison de la fragilité des joints en mortier. On prend, alors, les hypothèses de calcul d'EulerBernoulli avec des sections planes et un effort de compression avec une distribution linéaire.



$\varepsilon_{el} = \varepsilon_{ult}$

Figure II.19 : Courbe contrainte déformation d'une loi élastique.

En effet, le domaine dit élastique est ledomaine réversible d'un matériau. Dans ce domaine les contraintes sont proportionnelles aux déformations. La relation entre contraintes et déformations est :

{ε}= [A] {σ}

Lorsque lematériau est isotrope son comportement est pareil dans toutes les directions del'espace (l'on doit définir seulement le module de Young E etle coefficient de Poisson **Nu**). Cependant, quand le comportement estanisotropeladéfinitiondesparamètresde comportement devient un peu plus compliquée (36 paramètres à définir). Heureusement, les matériaux en génie civil suivent, habituellement, des directions d'isotropie et alors la matrice de rigidité se transforme en une matrice « orthotrope » :

$$\begin{bmatrix} \frac{1}{E1} & -\upsilon 1,2/\mathrm{E1} & -\upsilon 1,3/\mathrm{E1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{E1} - \upsilon 1,3/E1 & 0 & 0 & 0 & \\ 0 & 0 & \frac{1}{E3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G1,2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G1,3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G1,3} \end{bmatrix}$$

Matrice symétrique et avec : $2G_{1,2} = E1/(1+\upsilon 1,2)$

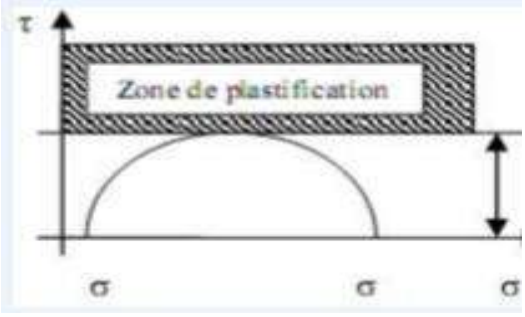
L'hypothèse orthotrope sera habituellement simplifiée à l'isotropie, vu le manque de données concernant les paramètres E3, G13 et υ13.

(b) Modèles plastiques :

Au-delà d'une certaine valeur de la contrainte appliquée sur lematériau (dit limite élastique uniaxiale**(fe)** le comportement n'est plus réversible mais plastique. L'écoulement plastique peut avoir un écrouissage positif, négatif, ou nulle (plasticité parfaite). Si il existe écrouissage la charge varie jusqu'à la rupture $\mathbf{f_c}$. Vis-à-vis d'une sollicitation multiaxiale le comportement élastique s'inscrit dans une surface de charge définie dans l'espace des contraintes. L'équation de cette frontière est **f(σ)=0**, et elle définira le comportement plastique.

b) Critère de TRESCA :

Il établitque le domaine élastique se termine quand la contrainte de cisaillement maximale arrive à la moitié de la limite élastique uniaxiale :



$$\tau_{Max} = \frac{\sigma 1 - \sigma 3}{2} = \frac{fe}{2}$$

Figure II.20: Critère de TRESCA dans l'espace des contraintes principales la surface est un prisme hexagonal ayant pour axe $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$

d) Critère de MOHR COULOMB :

Celui-ci est une généralisation du critère de TRESCA, dans lequel la contrainte de cisaillement maximal dépend de la cohésion du matériau c et de son angle de frottement **φ**. La surface de charge de ce critère s'écrit **: f (σ) = (σ1− σ3) + (σ1+ σ3) sin φ −2 c cos φ =0** Dans l'espace des contraintes principales la surface pour **f(σ)=0** est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe **σ1= σ2 =σ3**. Ce critère donne un comportement plastique parfait pour modéliser la maçonnerie.

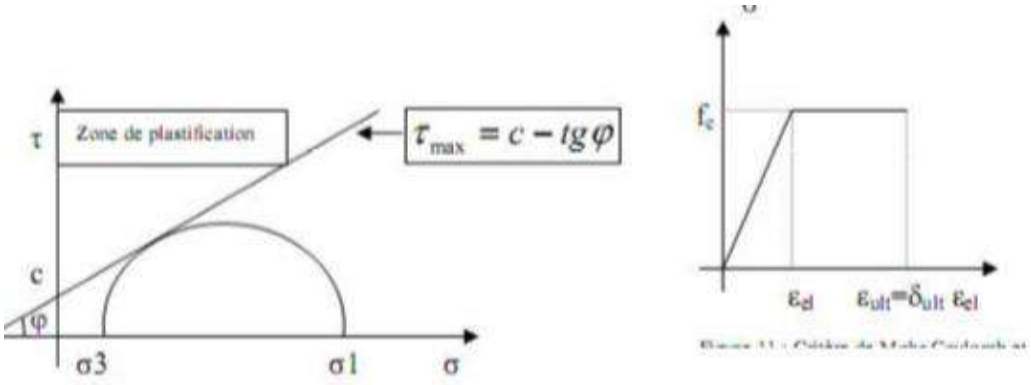


Figure II.21 : Critère de MOHR COULOMB

e) Critère de Von Mises :

Il est exprimé par **: f (σ) = (σ1− σ2)² + (σ2+ σ3)² + (σ3− σ1)² −2 *fe*²=0**

En utilisant le deuxième invariant du tenseur déviatorique des contraintes J2 :

J2 =1/6[(σ1− σ2)² + (σ2+ σ3)² + (σ3− σ1)²]

On obtient: $\sqrt{2} - \frac{fe}{\sqrt{3}} = 0$ et finalement : $\tau_{max} = \frac{fe}{\sqrt{3}}$

Ce modèle, qui est représenté par un cylindre dont l'axe est σ1= σ2 =σ3, convient bien aux matériaux dont la limite élastique fe est la même en traction qu'en compression (ex. Acier) mais pas pour la maçonnerie qui a une très faible résistance à traction.

f) Critère de DRUCKER-PRAGUER :

Ce critère peut être mieux adapté pour la modélisation des maçonneries car il intègre le bénéfice du frottement interne dû aux compressions. Il est défini comme :

Il est représenté par un cône dans l'espace des contraintes principales d'axe **σ1= σ2 =σ3**.

Dans ce cas on peut définir, aussi Les autres paramètres du modèle sont définis par **c** et **φ** :

$F(\sigma) = \sqrt{j2} + \alpha\frac{I1}{3} - \alpha H = 0$ où $I_1 = \sigma 1 + \sigma 2 + \sigma 3$

Il est représenté par un cône dans l'espace des contraintes principales d'axe **σ1= σ2 =σ3 :**

Dans ce cas on peut définir, aussi : $\tau_{max} = \frac{fe}{\sqrt{3}}$

Les autres paramètres du modèle sont définis par **c et φ :**

$\alpha = 2\sqrt{3}\frac{\sin\varphi}{3-\sin\varphi}$ → $C = H\tan\varphi$ → $\alpha H = 2\sqrt{3}\frac{\cos\varphi}{3-\sin\varphi}$

II.9.3 Lois de comportement de la maçonnerie :

La maçonnerie est considérée, comme un matériau composite fruit de l'assemblage des briques par un mortier. Ce matériau, caractérisé par sa souplesse, due à l'assemblage des briques liés par du mortier, et sa susceptibilité de se déformer avec une amplitude relativement grande, a été modélisé jusqu'à présent comme un matériau élastique.

Deux approches sont envisagées afin d'améliorer les modèles aux éléments finis avec une loi de comportement mieux adaptée à la réalité pour la maçonnerie : micro modélisations et macro modélisations .

HIDALGO C.I (2007) a conclu que la micro-modélisations utilisant une loi de frottement de MOHR COULOMB pour les joints de mortier qui sont déjà présents dans certains logiciels pour la modélisation de structures en maçonnerie.

En ce qui concerne les macro- modélisations (représentations de lamaçonnerie comme un matériau homogène) les résultats obtenus démontrent que la loi de DRUCKER PRAGUER est celle qui s'adapte le mieux aux résultats obtenus en laboratoire.

D'autre partnous avons pu constater que la modélisation par éléments finis en 3D complique les procédures et augmente les temps de calcul. Pour cette raison, l'on devrait limiter des logiciels aux éléments finis en 3D à l'étude de problèmes singuliers pour lesquels l'on veut obtenir des résultats fidèles à la réalité.

II.10 Influence des facteurs extérieurs sur les structures maçonneries

II.10.1 Introduction

La fiabilité d'une construction en maçonnerie est intrinsèquement liée à son aptitude à répondre aux objectifs et aux finalités de sa conception pendant une durée déterminée et dans

des conditions d'exploitation spécifiées. Cependant, la structure est souvent soumise à un danger susceptible de constituer une menace pour sa stabilité d'ensemble ou celle de l'un de ses constituants structuraux. Ce danger ou ce risque peut être provoqué par un ou plusieurs phénomènes ou agents extérieurs qui peuvent être liés ou indépendants.

Dans la majorité des cas, l'origine des désordres structurels affectant la structure peut être liée :

1. A l'absence totale ou à l'inadéquation de l'étude géotechnique du sol,
2. A une mauvaise évaluation qualitative et quantitative des différents éléments constituant la structure principale (la qualité et la quantité des matériaux du gros oeuvre, la qualité de la mise en oeuvre ou les défauts d'exécution, les défauts d'étanchéité, la surexploitation),
3. Aux agressions du milieu environnant (l'eau, l'humidité, le retrait) ainsi que l'effet des efforts horizontaux tels que les séismes,
4. Au vieillissement et au manque d'entretien.

Dans cette section on va présenter quelques formes pathologiques possibles qui sont une nuisance directe pour les structures maçonnées, notamment les fissures, l'humidité, les séismes ...pouvant conduire à des risques d'effondrement de la structure.

II.10.2 Les fissures

II.10.2.1 Définition des concepts

Il est rare qu'une construction ne comporte aucune fissure. Il s'agit en effet d'un défaut classique et fréquent dont la gravité dépend du type de désordre et de l'importance des risques encourus. Les fissures les plus graves sont dues à une instabilité de la structure (désordres et déformations dans les éléments porteurs de la structure : murs, poutres et planchers) ou à une instabilité du terrain.

Dans la pathologie des constructions, on rencontre souvent les types de fissures suivants :

– Les fissures horizontales situées au droit des planchers. Elles sont dues généralement à une rotation du plancher sur le chaînage périphérique.

– Les microfissure des spectres de joints de maçonnerie. Elles sont dues soit à l'utilisation de blocs non stabilisés, soit au montage défectueux de la maçonnerie (joints trop larges ou mal dosés), soit à une épaisseur insuffisante de l'enduit.

– Les fissures en général obliques partant des angles d'ouverture, elles sont dues à la dilatation des appuis de baies ou aux résistances plus faibles de la maçonnerie aux angles d'ouverture.

– Les fissures verticales à la jonction de deux bâtiments contigus et indépendants, provoquées par l'absence de joints de dilatation.

– Les fissures verticales situées aux angles de la construction, causée par des défauts de chaînage vertical.

– Les fissures obliques dans la structure en béton. Elles sont dues à une instabilité de terrain ou de l'assise de la construction entraînant des mouvements importants du béton.

– Les fissures en escalier dans la maçonnerie. Elles sont dues à une instabilité de terrain ou de l'assise de la construction entraînant des mouvements importants de maçonnerie.

– Les fissures en hachures obliques situées près d'un plancher ou d'une poutre en béton armé. Elles sont dues à la dilatation thermique du béton armé.

– Les micro_fissurations de retrait en mailles larges. Elles sont dues soit à un excès d'eau de gâchage, soit à un mauvais dosage de l'enduit ou à une épaisseur trop importante de celui-ci, soit à une mauvaise adhérence. D'autres types de fissures, encore moins graves, apparaissent au niveau superficiel des murs sous forme de faïençages superficiels en petites mailles de la couche superficielle. Ils sont dus à un excès de gâchage ou à un séchage superficiel trop rapide.

II.10.2.2 Les fissures dans la maçonnerie

La plupart du temps, les fissures dans la maçonnerie n'ont pas de conséquences dramatiques, mais il faut essayer de les éviter.

L'origine des fissures dans la maçonnerie est souvent connue car elles sont provoquées par des efforts de tension trop importants pour être absorbés par l'élasticité de la maçonnerie.

Les raisons de l'importance des tensions de traction sont de natures diverses. Souvent, elles sont si complexe-t-il s'agit en fait d'une combinaison de différents facteurs pouvant être classés comme suit :

1.Les facteurs externes :

Si la maçonnerie est soumise à des charges imprévues, des tensions dangereuses peuvent apparaître. L'exemple classique est le tassement d'une partie des fondations. La fissuration qui en résulte est aisément identifiable et, pour les constructions très anciennes, il suffit parfois de fermer les fissures pour faire face à ce phénomène mais souvent, à longue échéance, la fissuration revient. Toute aussi classique est la fissuration due au fléchissement des poutres maîtresses ou des planchers. Comme la charge de service (variable) joue souvent un rôle important dans cette déformation, on est bien obligé de tolérer cette sorte de fissuration une fois qu'elle est apparue. Ceci explique l'importance de concevoir les

fondations et les poutres porteuses de façon à ce qu'elles offrent une résistance suffisante à ladéformation. Et si cela n'est pas possible, il faut prévoir des joints élastiques aux endroits adéquats.

2. **Les facteurs internes**:

Des tensions peuvent apparaître d'elles-mêmes dans la maçonnerie, sans aucune influence extérieure. Ces tensions internes sont provoquées par les variationsde dimensions que subit la maçonnerie aufil des années. Dans une habitation, la maçonnerie est en général liée de manière rigide aux autres parties de la construction, de sorte que des variations de longueur ne peuvent se produire, provoquant ainsi des tensions. Les causes principales des variations de longueur sont la température, l'humidité et les modéfications dans la structure chimique du matériau.

II.10.3 La température

La maçonnerie en briques a un coefficient de dilatation thermique de l'ordre de $0{,}5.10^{-5}\ C^{-1}$. Ce qui revient à une variation de longueur de 0,5mm par mètre pour une variation de température de 100 °C.

Supposons une température moyenne annuelle de 18°C dans une région donnée. Un mur exposé aux températures extérieures pourra, dans les cas extrêmes, se refroidir jusqu'à 10oC. La température la plus haute mesurée sur un mur orienté au sud et qui a été exposé toute une journée à un soleil de plomb est de 38 °C. Le retrait maximal serait ainsi évalué à :

(18 − 10) × 0,5 × 10−5m/m = 0,04mm/m.

Quant à la dilatation maximale, elle tournerait autour de :

0,1mm/m = (38 − 18) × 0,5 × 10−5m/m.

Ceci n'a pas une grande influence sur les murs de petites dimensions. Par contre, il faut en tenir compte lors de la conception de longs murs. A titre de comparaison, les maçonneries en béton et en silico-calcaire ont des coefficients de dilatation qui sont deux fois plus grands.

II.10.4 L'humidité

Tout comme le bois, les matériaux pierreux se contractent et se dilatent sous l'influence de l'humidité. La brique est caractérisée par une dilatation due à l'humidité d'environ 0,1mm/m. Cela signifie qu'un mur entièrement saturé d'eau est 0,1mm/m plus long qu'un mur entièrement sec. La dilatation due à l'humidité est donc moins importante que la dilatation thermique.

II.10.5 Facteurs chimiques

Au cours des années, les matériaux peuvent subir des modifications qui peuvent mener à des variations de longueur. En ce qui concerne les matériaux céramiques comme la brique ces changements sont pratiquement nuls et le concepteur peut ne pas en tenir compte. Mais pour les matériaux à base de ciment et de silico-calcaire, le retrait dû au durcissement peut être très important.

Contrairement aux variations de longueurs dues à l'influence de la température et de l'humidité, le retrait dû au durcissement est irréversible. Cela signifie qu'un matériau "frais" est sujet au retrait durant un certain temps. Ce n'est qu'après un temps donné que le phénomène s'arrête et que le matériau ne rétrécit plus.

En ce qui concerne la maçonnerie de briques, le retrait dû au durcissement n'intervient que pour les joints de mortier. Durant la prise, le mortier aura aussi un retrait dans des cas extrêmes des micro-fissures apparaîtront. Mais dans le cas d'une maçonnerie en briques exécutée avec un bon mortier et non exposée à des conditions climatiques extrêmes, les risques de fissuration sont pratiquement nuls.

Finalement, la maçonnerie en briques possède de forts atouts. En effet, la brique n'est pas sujette au retrait dû au durcissement. De plus, l'influence de l'humidité et de la chaleur sont au minimum de moitié moins importante que pour les autres matériaux de maçonnerie.

Dans la pratique et la plupart du temps, on peut se limiter à une étude de l'influence que les variations thermiques pourraient avoir et constater ainsi que de très grandes longueurs sont possibles. On connaît tous l'exemple des bâtiments historiques de grandes dimensions qui ne possèdent aucun joint de dilatation et qui ont apparemment traversé les siècles sans problèmes.

Souvent la structure des constructions n'est pas homogène ce qui cause certains problèmes. En effet, un élément de béton, une poutre par exemple, est sujette à des dilatations beaucoup plus grandes que la maçonnerie en briques, et lorsque les deux sont liées ensemble de façon rigide, c'est l'élément le plus fort qui impose sa déformation au plus faible. Les murs intérieurs peuvent également se fissurer et comme la température intérieure variée entre des limites moins grandes> Les fissures sont ici principalement occasionnées par la dilatation due à l'humidité ceci en particulier lors de l'emploi de matériaux sujets au retrait dû au durcissement.

II.10.6 Effet des séismes sur les constructions maçonnées

II.10.6.1 Généralités

"La définition qui a été donné du risque majeur, c'est la menace sur l'homme et son environnement direct, sur ses installations, la menace dont la gravité est telle que la société se trouve absolument dépassée par l'immensité du désastre" Haroun Tazieff.

Après ces propos, il est important de citer les différents types de risques auxquels chacun de nous peut être exposé. Ils se regroupent en cinq grandes familles :

– les risques naturels : avalanche, feu de forêt, inondation, mouvement de terrain, cyclone, tempête, séisme et éruption volcanique,

– les risques technologiques : ils regroupent les risques industriels, nucléaire, biologique, rupture de barrage...

– les risques de transports collectifs : C'est un cas particulier des risques technologiques. Parce que les enjeux en variant en fonction de l'endroit où se produit l'accident (figure 1.8),

– les risques de la vie quotidienne : accidents domestiques, accidents de la route, ...

– les risques liés aux conflits.

Ces cinq familles sont caractérisées par :

1. **une faible fréquence :** l'homme et la société peuvent être d'autant plus enclins à l'ignorer que les catastrophes sont peu fréquentes,

2. **une énorme gravité :** nombreuses victimes, dommages importants aux biens et à l'environnement.

Un événement potentiellement dangereux aléa (figure II.22-a) n'est un risque majeur (figure II.22-c) que s'il ne s'applique qu'à une zone où des enjeux humains, économiques ou environnementaux (figure II.22-b) sont en présence.

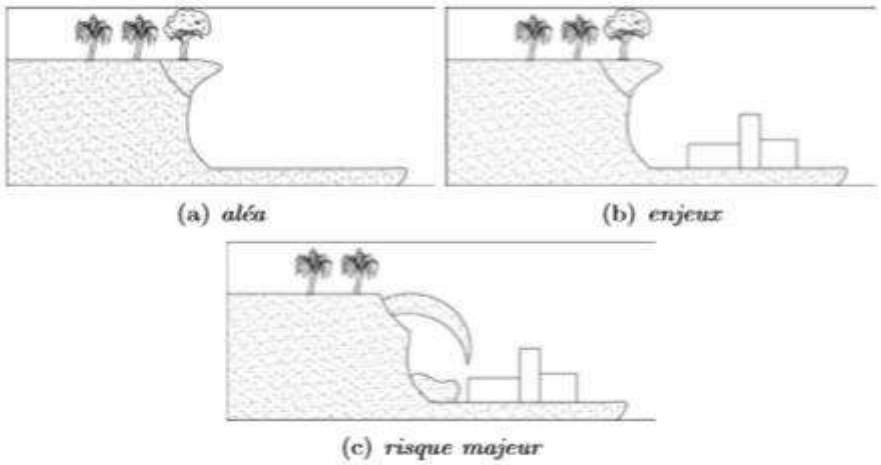


Fig. II.22 – Conséquence des risques

D'une manière générale, le risque majeur se caractérise par de nombreuses victimes, un coût important de dégâts matériels et des impacts sur l'environnement : la vulnérabilité mesure ces conséquences. Ce qui nous permet de dire que le risquemajeur est la confrontation

d'un aléa avec des enjeux. Par exemple, un aléa sismique en plein désert n'est pas un risque alors qu'un séisme à San Francisco représente bien un risque majeur.

II.10.6.2 Risques sismiques sur la construction

Chaque année dans le monde, une importante agglomération est touchée par un séisme. Il faut signaler que ce n'est pas le séisme qui met en danger les populations mais c'est plutôt les constructions. Les séismes peuvent être classés soit selon une échelle d'intensité, soit par rapport à leurs effets. D'où l'intérêt de la mitigation4 qui est la mise en oeuvre de mesures destinées à réduire les dommages associés à des risques naturels ou générés par les activités humaines.

En matière de prévention des risques naturels, et à la différence des risques technologiques, il est difficile d'empêcher les événements de se produire. De plus, les ouvrages de protection collectifs, comme les digues ou les paravalanches, n'offrent pas une protection absolue et donnent un faux sentiment de sécurité. Face à cette relative impuissance, il faut se concentrer sur la réduction de la vulnérabilité, c'est-à-dire sur la limitation des dommages corporels et matériels possibles.

En France, la réglementation fait référence à l'échelle MSK établie en 1964. Elle permet de prendre en considération le type de constructions et définit avec plus de précision le degré des dommages subis. La caractérisation de la vulnérabilité d'une construction aux séismes nécessite en général des sondages afin de connaître, plus précisément, la résistance des éléments porteurs.

Une méthode de diagnostic très précise est spécifiée dans le cahier " évaluation de la présomption de vulnérabilité aux séismes des bâtiments existants " rédigé par les Grands Ateliers de l'Isle d'Abeau. Il ne concerne que les constructions en maçonnerie et béton armé. Elle identifie et évalue sommairement les faiblesses de la structure, de même que la possibilité d'une interaction défavorable avec le sol qui pourrait aggraver l'action d'un tremblement de terre, afin d'anticiper sur les dégâts potentiels.

II.10.6.3 Dommages sismiques sur les structures maçonnées

Lorsqu'un tremblement de terre se produit, le bâti subit un choc qui est provoqué par trois actions différentes (figure 1.9) :

– **L'oscillation verticale** : peut provoquer une chute de corniches, des fissures des balcons et des encorbellements, des fissures des planchers sur lesquels il y a des poids importants isolés, une poussée horizontale des poutres des toits en pente lorsqu'elles ne sont pas correctement chaînées.

– **L'oscillation horizontale** : peut provoquer des déplacements relatifs des étages à l'origine de baies éclatées, des ruptures de cloison ou de chutes de plafonds. Le cisaillement peut entraîner des glissements de la structure par rapport aux fondations (surtout pour les structures en bois), des fissures obliques dans les murs en maçonnerie ou en béton, des ruptures d'éléments porteurs (par traction d'un côté et compression de l'autre). La rigidité latérale des bâtiments est généralement plus faible que la rigidité verticale.

– **L'action de rotation ou de torsion** : provoque des fissures verticales à la zone de jonction des murs entre eux. Les effets sont très importants dans le cas des bâtiments de forme irrégulière ou lorsque la répartition du poids de la structure ne coïncide pas avec la répartition de sa rigidité.

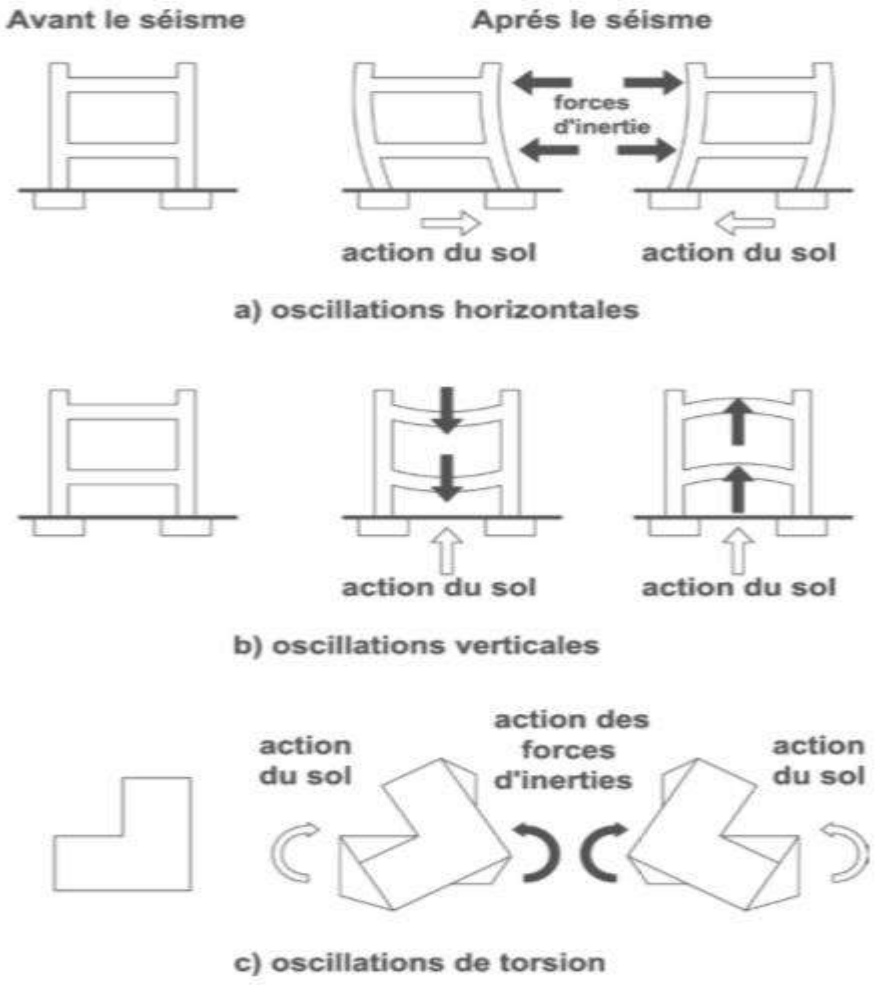


Fig. II.23 – Action du séisme sur les constructions

II.11 Mécanisme d'endommagement et de ruine des constructions

En général, la vulnérabilité des constructions dépend de leur nature, de leur localisation et de leur résistance intrinsèque. Dans le tableau II.2, nous résumons les différents cas

d'endommagement des maçonneries rencontrés régulièrement ainsi que leurs principales causes et les raisons qui provoquent ces ruptures. Tout cela est illustré par les schémas du tableau II.2.

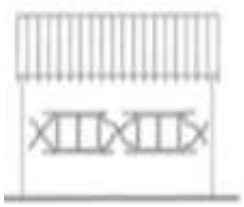
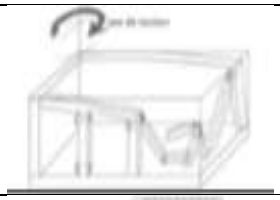
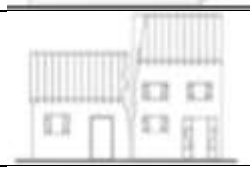
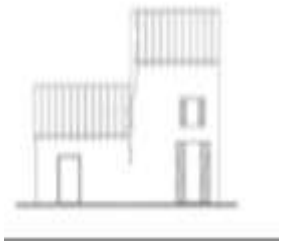
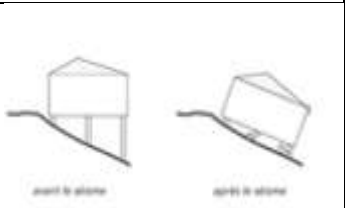
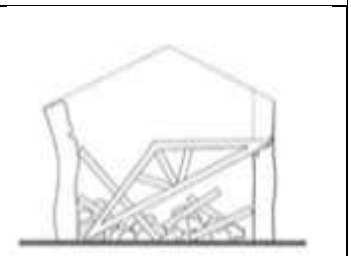
II.11.1 Vulnérabilité du bâti ancien

D'une manière générale, le bâti ancien tend vers l'accroissement de sa vulnérabilité. Non seulement, il n'est pas suffisamment entretenu, mais il fait surtout l'objet de modifications de nature à le fragiliser.

Autrefois le rez-de-chaussée des habitations servait d'étable ou de remise et possédait des ouvertures basses et étroites. De nos jours, de grandes percées ont été réalisées par endroit pour les besoins d'un commerce ou tout simplement d'un garage pour la voiture. Tout ceci bouleverse l'organisation ancienne des murs de façade et ne fait qu'affaiblir le bâtiment.

C'est aussi le cas, par exemple, des surélévations réalisées en structures rigides posées sur des matériaux d'origine , c'est à dire souples et par conséquent différents. Introduire dans un mur constitué de petites pierres liées à de la chaux ou à de l'argile, des éléments en béton extrêmement rigides peut avoir l'effet contraire à celui recherché, c'est à dire augmenter la vulnérabilité. En effet, sous l'effet de la sollicitation sismique, il va se produire des coups de bélier, entraînant alors la ruine partielle, parfois totale, de l'édifice.

Dommage caractéristiques d'une construction parasismique	Causes principales	Défauts	
Maçonnerie totalement disloquée	– Rupture des maçonne- ries par traction et cisaillement – Arrachement des solives et des charpentes	– Absence de chaînages horizontaux et verticaux – Absence de plafond rigide – Toiture lourde et insuffisamment contreventée	
Rupture des maçonneries aux angles	Flexion des murs	– Absence de plafond rigide – Murs trop longs, insuffisamment raidis – Absence de chaînages	

Fissuration des trumeaux et des allèges	– Efforts de traction dus à la flexion des murs (fissures horizontales) – Efforts de cisaillement dans le plan des murs (fissures en croix)	– Absence de plafond rigide – Absence de chaînages et d'encadrements des ouvertures	
Destruction partielle des façades	Torsion d'ensemble	Disposition asymétrique deséquilibre les éléments rigides	
Destruction des murs mitoyens (murs séparés par un joint)	Chocs entre les liaisons	– Largeur de joint insuffisante – Joint rempli de matériau	
Destruction des murs mitoyens (murs non séparés par un joint)	Différence de hauteur et de structure entre les deux maisons qui a entraîné une concentration des efforts à la frontière	Absence de joint suffisamment large et vide de matériau	
Rez-de-chaussée écrasé	Cisaillement des poteaux du rez-de-chaussée	– Grande différence de rigidité entre l'étage et le rez-de-chaussée – Poteaux insuffisamment frettés	
Effondrement de la toiture	– Forces d'inerties engendrées dans la toiture – Déformation importantes des murs	– Absence de chaînage des murs – Toiture trop lourde – Ancrage de charpente insuffisant–Toiture incorrectement contreventée	

Tab.II.2 – Différents cas d'endommagement et de ruine des constructions maçonnées

Chapitre III :

Technique De Renforcement De La Maçonnerie

III. Introduction

Ce chapitre représente quelques techniques de renforcement et réhabilitation de la maçonnerie.

Le développement de la science de construction se présente dans la variation de l'architecture des monuments historiques. Cet avancement réside dans la possibilité de construire et de renforcer des éléments de maçonnerie solides et qui accordent une stabilité à la structure, sans augmenter le poids propre de la structure.

Dans le renforcement traditionnel de structure de maçonnerie, des matériaux et des techniques traditionnelles ont était souvent utilisées pour renforcer la structure existante. La structure de maçonnerie contient des éléments qui aident à redistribuer les charges dans les zones de concentration de contraintes dans les murs. Par exemple, les ouvertures sont renforcées avec des chaînages verticaux qui sont reliées avec un arc de décharge. L'arc de décharge permet de distribuer les charges verticales vers les côtés de l'ouverture. Les ouvertures sont aussi renforcées avec des éléments tels que le linteau (composé d'un seul morceau de pierre) et la plate-bande (qui se compose de plusieurs morceaux de pierre). Le linteau peut être accompagné par un arc de décharge pour limiter les charges sur le linteau. L'utilisation du linteau ou de plate-bande nécessite d'avoir des sommiers très résistants sur les côtés. Si le mur est épais, une baie de fenêtre ou de portes s'effectue en faisant des portions de voûtes appelées les arrières voussures (Figure III.1.) Les arrières voussures sont de forme d'arc et leur intersection avec la face arrière du mur prend la forme d'un arc ou d'une droite.Les ouvertures ont été bouchées dans les murs traditionnels pour les renforcer dans le cas d'une faiblesse dans l'arc de décharge.



Figure III.1: Renforcement des ouvertures par (a) arc de décharge (b) arrières voussures plate-bande

III.1. Consolidation à base de briques

III.1.1 Utilisation des briques-liaison ou des moellons-liaison

Elle consiste à placer des briques-liaison ou des moellons-liaison, qui seront communs aux deux murs (Fig.III.2), Ces liaisons seront effectuées environ tous les 70 cm avec des pièces de même texture, caractéristiques mécaniques et caractéristiques physico-chimiques composition densité et capillarité . Scellée au mortier époxydique, la fissure ou le vide sera remplie de mortier injecté, défini en fonction du vide à remplir et de la nature minéralogique des matériaux utilisés (mortier de blocage et de rejointoiement) avec une pression appropriée pour ne pas accroitre les désordres de la structure



Figure III.2: Renforcement par des briques, liaison commune aux deux murs

III.1.2 Utilisation des Contreforts

Leur fonction équivaut à celle des tirants et il est pratiquement obligatoire de les appliquer lorsque le bâtiment ne dispose pas d'éléments suffisamment rigides, capables d'absorber les tensions ponctuelles créées aux points d'ancrage des tirants. Dans ces cas, l'absorption des poussées des voûtes, des arcs ou de tout autre élément qui introduirait des sollicitations inclinées dans les murs, peut être confiée aux contreforts, car ils sont capables de transmettre ces actions au terrain à travers leur section. Dans la conception et le calcul du contrefort, il faut tenir compte de la forte limitation de l'assise requise par le nouveau contrefort pour fonctionner correctement. (Fig.III.3).

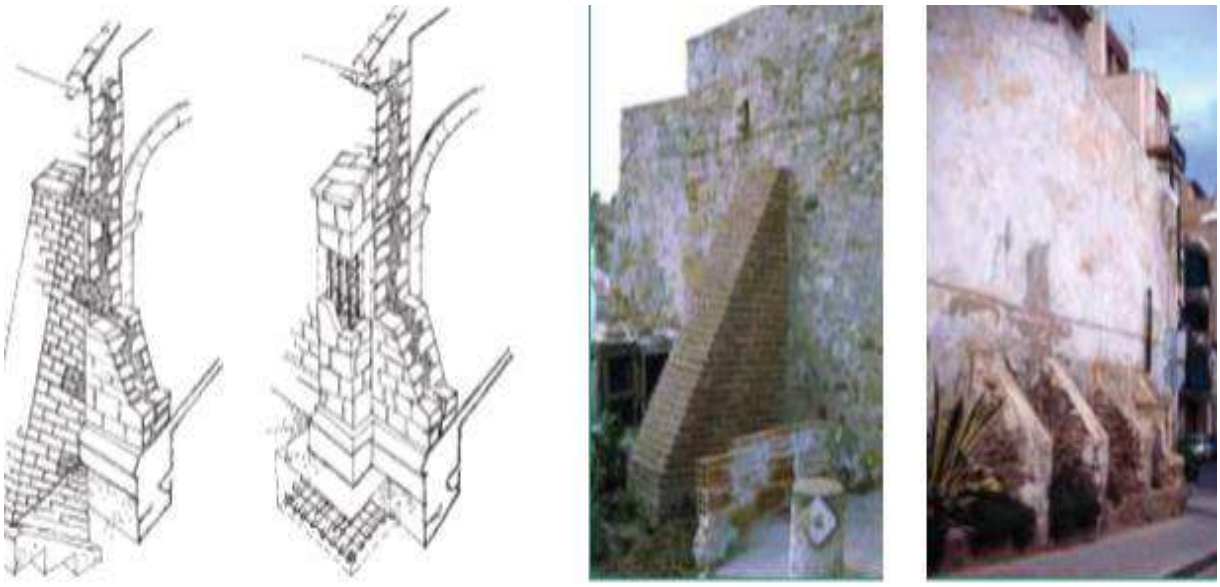


Figure III.3: Renforcement par des Contreforts.

III.1.3 Rejointoiements des murs :

C'est une procédure de restitution de la résistance initiale applicable aux murs en pierre ou en brique qui consiste à rejointoyer au mortier les parties détériorées par l'érosion ou par les racines de plantes qui ont poussé entre les pierres. Des produits de densité ou de viscosité variables sont introduits par gravité ou par infusion, en fonction de la technique d'exécution employée.

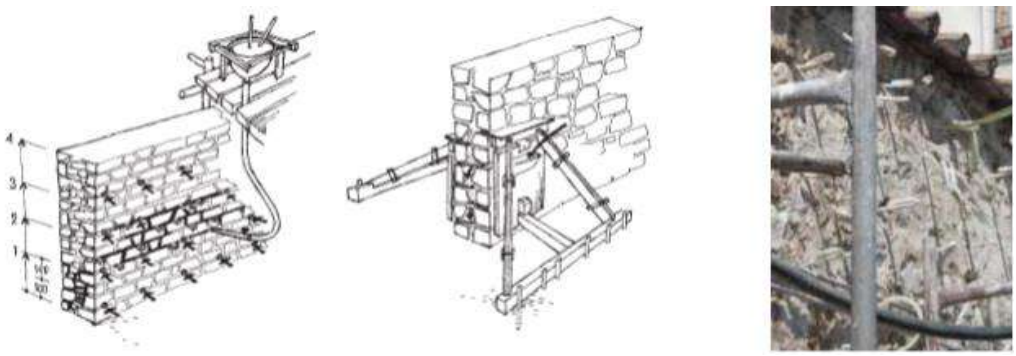


Figure III.4 : Rejointoiements des éléments de la maçonnerie

III.1.4 Reprise de fissures :

La méthode consiste à intercaler entre les lèvres de la fissure du mur des éléments plus résistants et plus rigides en guise de sutures, tels que des agrafes métalliques, des morceaux de brique, etc. Il s'agit de retrouver la continuité perdue du mur endommagé, de sorte que les

tensions puissent être de nouveau transmises et distribuées de manière homogène dans la partie lézardée. Pour que cette méthode soit efficace, il faut que la fissure soit passive comme nous venons de l'expliquer, c'est-à-dire que la cause de son apparition n'agisse plus sur la partie à réparer.

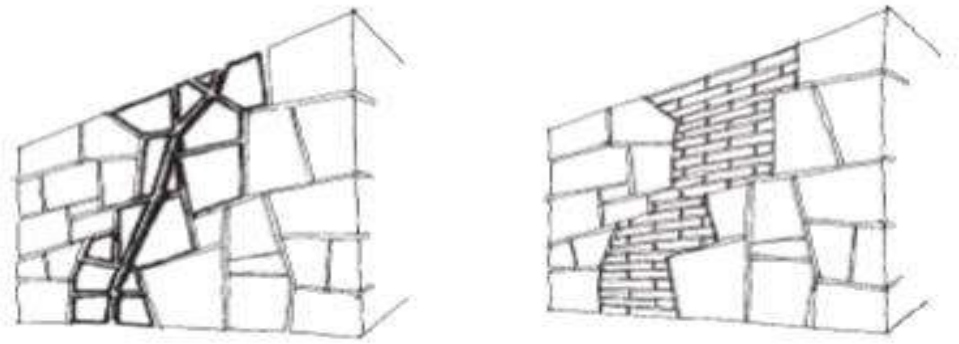


Figure III.5 : intercaler entre les lèvres de la fissure du mur

III.3 : Le renforcement avec des FIBRE POLYMERE RENFORCE (FRP)

- **Définition**

Les FRP « fiber reinforced polymer » représentent de fibres à haute résistance imprégnés par une matrice polymérique (époxy, polyester, …). Les fibres de FRP utilisées dans le renforcement en génie civil sont des fibres en carbone (CFRP), verre (GFRP), et aramide (AFRP).

Le FRP utilisé pour le renforcement des structures se trouve sous forme de tissus, de composite en lamelle ou en barre. L'application de tissus de FRP s'effectue par collage sur la surface extérieure de l'élément avec la technique « wet lay-up » ou « pre-cured ». Les tissus sont secs ou pré-imprégnées par une matrice polymérique. Alors que les lamelles sont des plaques rigides préfabriquées qui s'installent par collage avec une résine chargée époxy . Les lamelles offrent la possibilité de s'appliquer par collage sur la surface extérieure EB « externally bonded » ou dans l'élément par la technique NSM.

Les lamelles de FRP s'appliquent dans les éléments par encrage dans la brique ou par la technique NSM qui seront utilisés dans cette étude.

La Figure II.7 représente un mur historique renforcé par collage de tissus de CFRP sur la surface extérieure . Les barres de FRP peuvent avoir une surface sablée, déformée ou lisse. La

rugosité de la surface des barres influence le comportement d'adhésion entre la barre et l'adhésive. La Figure II.7 représente quelques formes de barres et de lamelles de FRP.



Figure III.6: Renforcement avec bandes de CFRP



Figure III.7: Formes de quelques barres, et de lamelles de FRP utilisées dans le renforcement NSM

Chapitre IV:

Modelisation Numérique

IV.1. Introduction :

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

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

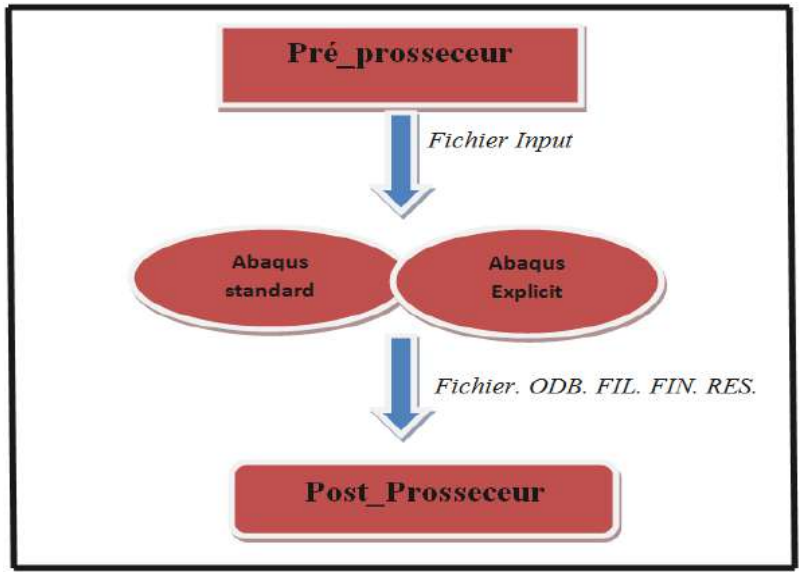


Figure **IV**- 1: les étapes d'une analyse complète avec ABAQUS.

D'aprés ce chapitre nous allons présenter et discuterles résultats trouvés à l'aide des simulations numériques menées sur le comportement des murets en maçonnerie renforcés par des lamelle en CFRP. Une étude numérique validée par des travaux disponibles dans la littérature est réalisée en utilisant logicielle ABAQUS. Les résultats de la simulation en

termes d'évolution des contraintes, des déformations et d'évolution des variables d'endommagement des différents Murets sont présentés et discutés.

IV.2. Description du modèle d'éléments finis :

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

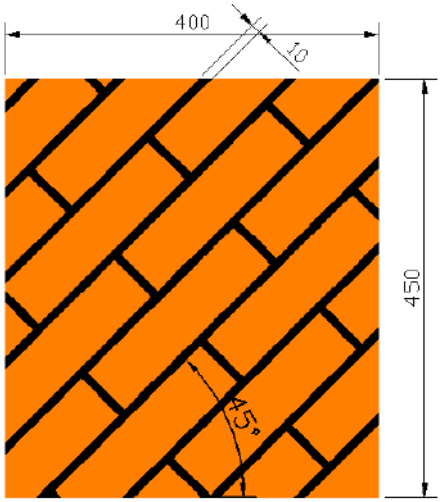


Figure **IV**- 2: Dimensions de muret.

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

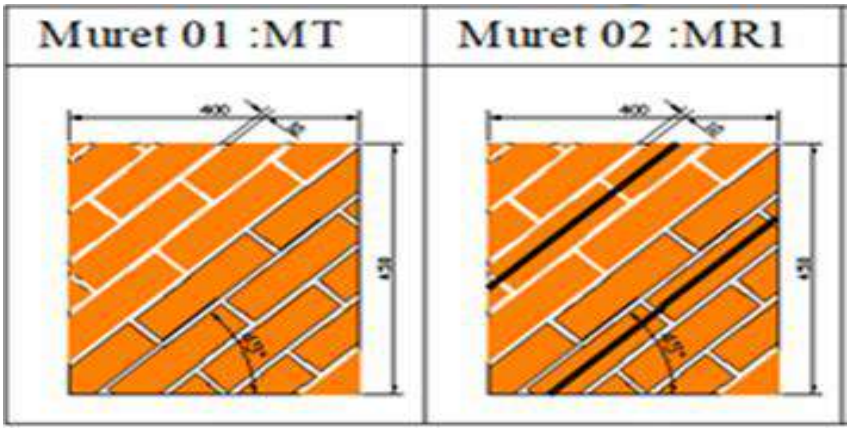


Figure **IV**- 3: les différents types de disposition des lamelles pour renforcer les murets

IV.2.1.1. Présentation du modèle numérique :

IV.2.1.1.1. Géométrie du modèle :

Le modèle analysé est formé d'un mur en maçonnerie (brique + mortier) et les renforts de CFRP tel qu'indiqué par la figure III-5.

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

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

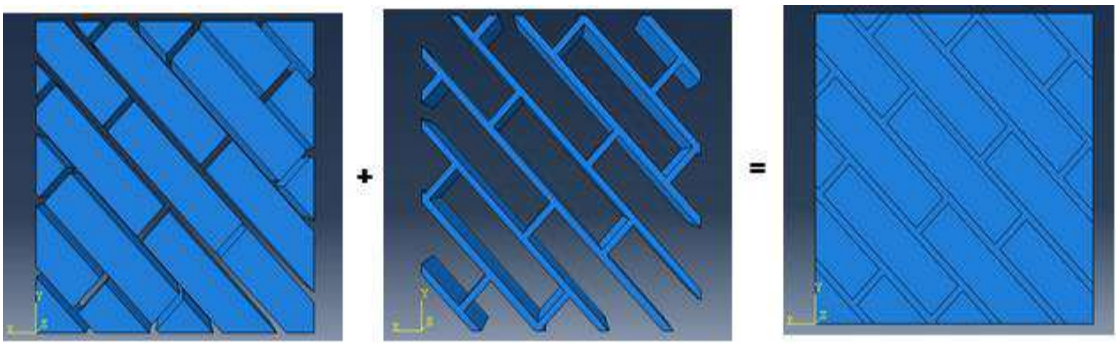


Figure **IV**- 4:assemblage briques – mortier.

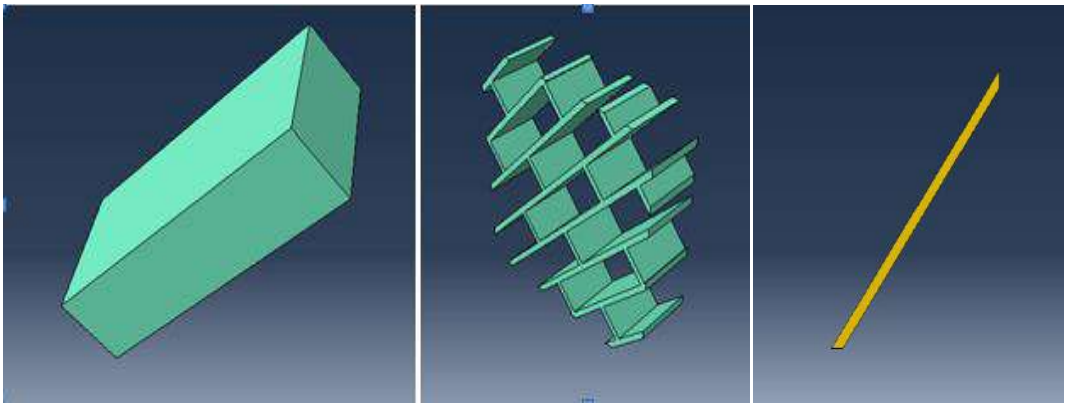


Figure **IV**- 5:Différentes parties constituant le modèle.

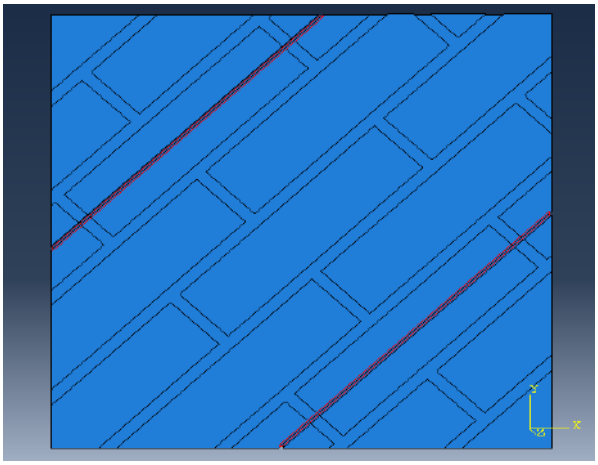


Figure **IV**- 6: Assemblage mur incliné renforcé par des lamellesen CFRP

IV.2.1.1.2. Maillage et conditions aux limites :

Le code de calcul ABAQUS contient une large gamme d'éléments. Il contient des éléments linéiques, surfaciques et volumiques comme indiqué sur la figure III-7.

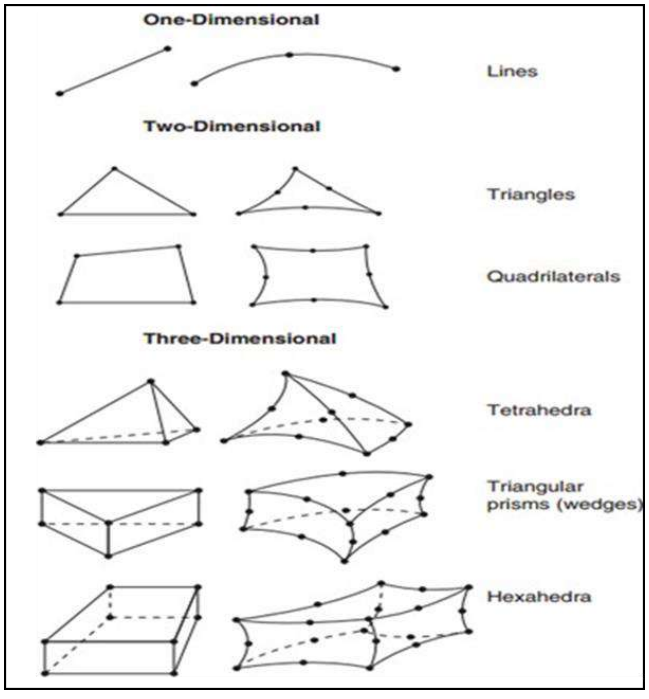
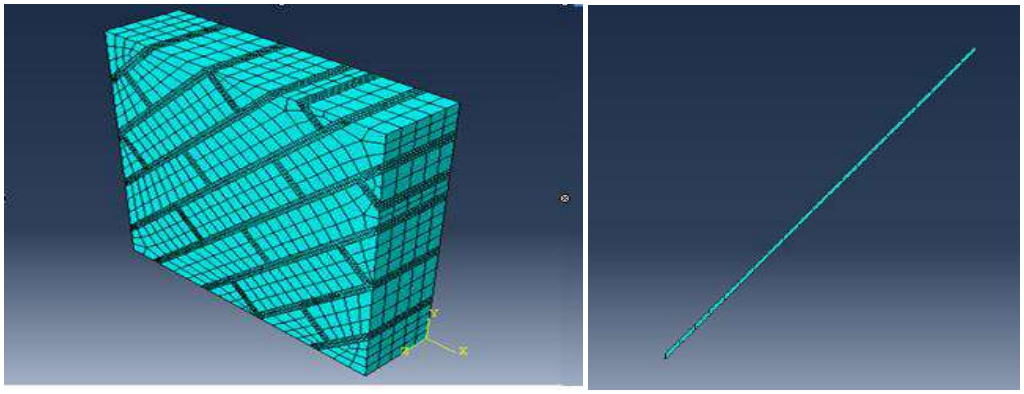


Figure **IV**- 7:Différents éléments de ABAQUS (ABAQUS Manual,2010).



(a) (b)

Figure **IV**- 8 :(a) Maillage du mur non renforcé ; (b) Maillage de la lamelle de CFRP.

Dans ce modèle, nous mettons la charge sous forme de déplacement de 5 mm a l'axe y (U2) et la base est fixée sous forme encastrement. Voir figure **IV**-9

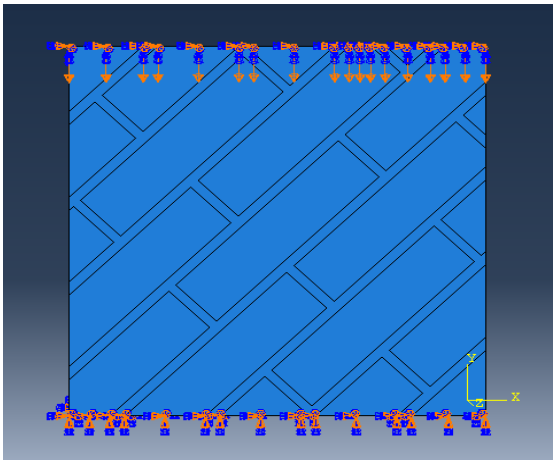


Figure **IV**- 9:Conditions aux limites

IV.2.1.2. Modèles décrivant les matériaux :

IV.2.1.2.1. Modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity) :

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

Les modèles CDP suppose un écoulement plastique potentiel non associé qui est une adoption de la fonction hyperbolique de Drucker-Prager pour le potentiel d'écoulement**.** Les modes de défaillance reconnus par les modèles CDP sont des fissures en traction ou des écrasements en compression pour l'unité de maçonnerie. La relation contrainte-déformation uni-axiale équivalente et le paramètre d'endommagement correspondant pour les modèles utilisés dans cette étude ont été basés sur les modèles primaires trouvés dans littérature**.**

IV.2.3. Modèle d'éléments finis renforcés par des lamelles en CFRP :

Dans ce modèle, on a essayé de modéliser une seule disposition de renforcement : renforcement par des lamelles parallèles au joint de mortier. (Voir figure IV-10).

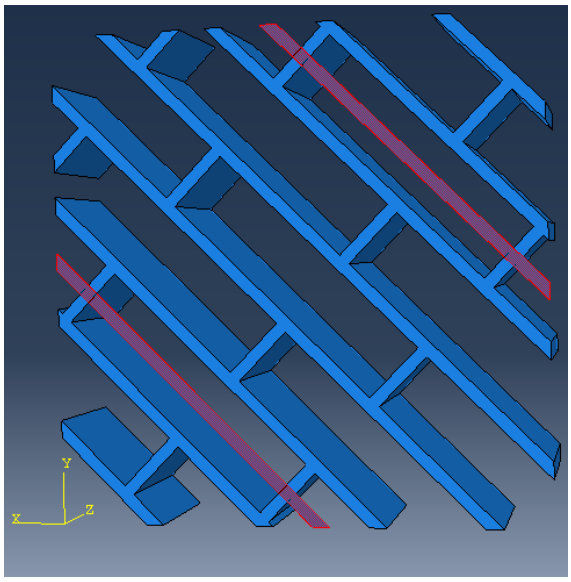


Figure **IV**-10 :les lamelles de CFRP parallèles au joint de mortier.

IV.3.Resultats et descussion :

IV.3.1. Résultat des murets renforcé « MR » :

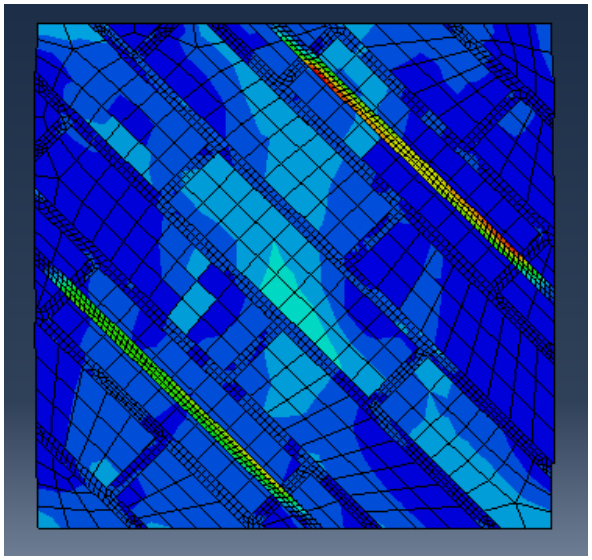


Figure IV- 11:distribution des contraintes du mur renforcé parallèle au joint du mortier horizontal.

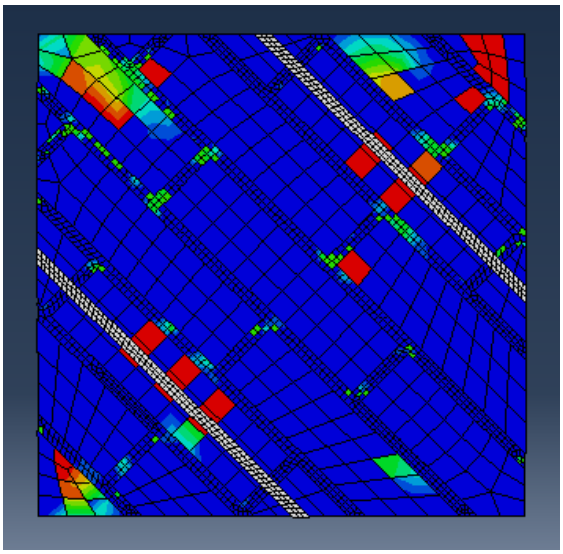
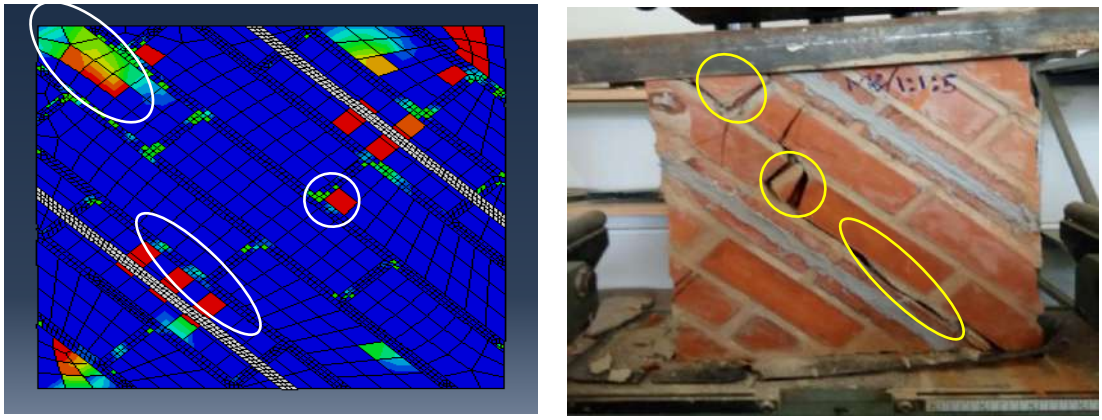


Figure IV- 12:Evolution des dommages dans le mur renforcé parallèle au joint du mortier horizontale (DAMAGET).

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

Tableau IV- 1: Les résultats numérique et expérimentale du muret renforcé parallèle au joint du mortier horizontal.



b) a)

Figure IV- 13: Comparaison entre les résultats numérique et expérimental concernant le mode de rupture pour le mur renforcé MR: (a)- rupture expérimentale ; (b)- rupture numérique

Les résultats numériques montrent que les zones de déformation maximale coïncidente avec les zones de fissuration observées expérimentalement (voir Figure IV-13). Les fissures s'amorcent au centre du mur puis se propagent le long de la diagonale comprimée ou le long de la frontière de la zone non renforcée. De plus, on peut observer la déformation conséquente des briques du côté bas droit conformément à l'écrasement expérimental des briques à cet endroit. les résultats numériques montrent un accord avec les résultats expérimentaux dans la partir initiale concernant la résistance et la rigidité initiale mais dans les résultats numérique après de la rupture initiale de ce mur on remarque que le renforcement CFRP est travaillé et résisté bien aux tractions du mur par contre les résultats expérimentales.

D'après le TableauIV-2 on a remarqué que les résultats numériques pour le mur MR ont un bon accord avec les résultats expérimentaux. En outre, le modèle a capturé la fissure motif du mur suffisamment. Le modèle numérique a permis de prédire la contrainte maximale. De plus, la forme déformée du le mur MR sont presque identiques à ceux capturés expérimentalement. . En ce qui concerne les états de contrainte et de déformation sur la Figure IV-11 on peut constater que ces renforts contribuent de manière importante à supporter des efforts en traction au niveau des joints horizontaux du côté gauche (côté en traction). Ces résultats sont raisonnables puisque les renforts (CFRP) pallient la faiblesse mécanique des joints de mortier sous l'effet de traction. Ils assurent un mécanisme de pontage des fissures des joints et permettent ainsi un gain de capacité portante.

IV.4. Conclusion :

Il existe un potentiel important pour l'application de CFRP dans l'industrie de la maçonnerie, à la fois dans la construction et la réhabilitation des anciennes structures. CFRP peuvent améliorer non seulement la capacité de résistance du matériau, mais aussi conserver l'intégrité structurelle et d'augmenter la ductilité par une résistance accrue.

Sur la base de différents résultats de tests expérimentaux de ce modèle ont utilisé Les propriétés élastiques et inélastiques de la maçonnerie et les contraintes – déformations pour mieux comprendre le comportement des assemblages de maçonnerie.

Dans ce chapitre, on conclure que :

- La micro-modélisation détaillée du mur en maçonnerie a permis de mettre le comportement et le mode de rupture du mur en maçonnerie. Cela veut dire que le modèle est capable de prédire la contrainte maximale et les déformations du mur en maçonnerie.
- Les résultats ont prouvé que l'application des bandes NSM-CFRP sur le mur de maçonnerie influence considérablement la résistance, la ductilité et le comportement post-pic, ainsi que la modification des modes de rupture

Conclusion Générale

Conclusion générale

Les méthodes disponibles d'application CFRP sur les membres de maçonnerie, sont très efficaces et constituent un bon potentiel. La résistance de cisaillement peut être augmentée jusqu'à 200% par les fibres de carbones et peut augmenter la ductilité jusqu'à 350%.

La maçonnerie présente un comportement très complexe, ceci est du essentiellement à l'hétérogénéité des matériaux et des techniques presque artisanales associées à sa production, qui en font un matériau très variable, difficile à normaliser.

Un modèle « concrete » en traction et multilinéaire en compression pour le mortier, couplé à un comportement élastoplastique bilinéaire pour les briques permet de rendre compte correctement du comportement dans le plan de maçonneries non renforcées, sous charge monotone. Toutefois, ce modèle conduit à des surestimations importantes des charges ultimes des murs renforcés par matériaux composites (FRP).

Une fois l'endommagement des briques pris en compte, la modélisation des renforts FRP par des lois élastoplastique linéaires conduit à une estimation correcte du comportement des murs renforcés. Le modèle proposé trouve ses limites dans la prédiction de la ductilité des murs renforcés. En concordance avec la littérature, nous avons observé les mêmes modes de rupture.

A la fin, d'après les résultats obtenus nous pouvons dire que logicielle ABAQUS permet de simuler les murs en maçonnerie et peut nous donner les mêmes résultats que l'expérimentales.

REFERENCES

1. Corradi M., Tedeschi C., Binda L., Borri A., Experimental evaluation of shear and compression strength of masonry wall before and after reinforcement: Deep repointing. Construction and Building Materials, 22 p. 463–472, 2008."
2. Binda L., Pina-Henriques J., Anzani A., Fontana A., Lourenc P.B., A contribution for the understanding of load-transfer mechanisms in multi-leaf masonry walls: Testing and modeling. Engineering Structures 28 p. 1132–1148, 2006."
3. EC 96: Eurocode 6: Design of masonry structures—part 1-1: common rules for reinforced and unreinforced masonry structures, 2006."
4. Farid Brahim HOUTI ,COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE SOUS SOLLICITATION UNIAXIALE,03 Novembre 2002
5. "Coignet J., Coignet L., Maçonnerie de pierre Matériaux et Techniques, désordres et interventions. Livre, 2007."
6. "Utilisation de la thermographie infrarouge et de l'émission acoustique pour l'identification de l'endommagement d'un composite stratifié carbone-époxy. (2014) In: VIIIèmes Journées d'Etudes Techniques - International congress for applied mechanics JET 2014, 28 April 2014 - 30 April 2014 (Marrakech, Morocco).
7. ASTM C 270-84 ≪ standard test method of mortar for unit masonry≫.
8. "Zimmermann T., Strauss A., Bergmeister K., Structural behavior of low- and normalstrength interface mortar of masonry, Materials and Structures, p.45:829–839, 2012."
9. "Masia M.J., Han Y., Player C.J., Correa M.R.S., Page A.W., Torsion shear test for mortar joints in masonry: Preliminary experimental results. In Tenth North American Masonry Conference, St Louis, Missouri, U.S.A., June 2007."
10. "Corradi M., Borri A., Vignoli A., Experimental study on the determination of strength of masonry walls, Construction and Building Materials p.17 325–337, 2003."
11. "RILEM TC 76-LUM. Diagonal tensile strength of small walls specimens. RILEPublications SARL; 1994."
12. "Frocht MM. Recent advances in photoelasticity. ASME Trans 1931;55:135–53 (September–December)."

13. "De Lorenzis L., Teng J.G., Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures Composites: Part B 38 (2007) 119–143"
14. "Reparación y refuerzo de paredes de obra de fábrica. estudio experimental de la respuesta ante tensiones de corte"
15. Renforcement des structures historiques en ma connerie par mat eriaux composites : application aux murs en pierres calcaires
16. César DÍAZ GÓMEZ Docteur architecte Professeur des universités au Département des Constructions architecturales I de l'École technique supérieure d'Architecture de Barcelone, Université polytechnique de Catalogne

17.FOUCHAL. Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées. Ingénieure en Génie Civil diplômée de l'Université des Sciences et de Technologie USTHB d'Alger-ALGERIE. DOCTEUR de l'UNIVERSITÉ de REIMS CHAMPAGNE-ARDENNE

18.RILEM. LUMB1-Compressive strength of small walls and prisms. Technical Report, RILEM; 1994.

19.RILEM. LUMB5-Short-term shear test for the interface between the masonry units And mortar or moisture-insulating interlayer. Technical Report, RILEM; 1994.

Lisle des norms utilises

- ASTM C 270-84 << standard test method of mortar for unit masonry >>.

- ASTM C 469-83 << standard test method of static modulus of elasticity and poisson's ratio of concrete in compression>>

- RILEM. LUMB1-Compressive strength of small walls and prisms. Technical Report, RILEM; 1994.-) RILEM. LUMB5-Short-term shear test for the interface between the masonry unit and mortar or moisture-insulating interlayer. Technical Report, RILEM; 1994.

-RILEM. LUMB6-Diagonal tensile strength tests of small wall specimens.

-[NA 2607], Normes Algérienne : « Granulats - Analyse granulométrique par tamisage », 1990.

-[NF P 18-412], 1981, << Essais pour béton frais .partie 6 : masse volumique >>.

-[XP P18-598], Norme françaises : Granulats équivalent de sable (indice de classement P18-3938), Octobre 1991.

-[NF P 18-404], Normes AFNOR : « Essais pour béton durci - Partie 1 : Forme, dimensions et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules », Décembre 1989.

-Fiche technique : « Ciment MATINE CEM II/A 42.5 », Alger 2009.

-[NF EN 1052-3], Avril 2003 Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 3 : détermination de la résistance initiale au cisaillement –