

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement supérieur
et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE DE BOUMERDES



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE DES MATERIAUX

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master II en Science Des matériaux
Pour La Construction Durable

Thème

*Renforcement Des Maçonnerie En Pierres Naturelles A L'aide D'un
Tissu En Fibre De Carbone*

Réalisé par :

- Amrane Massinissa
- Boubtina Ibrahim

ENCADREUR :
M^r : Y. GHARNOUTI

CO-ENCADREUR:
M^{me} : N. Haddadou

Boumerdés 2016

RESUME

L'objet de cette investigation concerne le renforcement des murs en maçonnerie sous l'action d'action latérale due au séisme, vent, ou toute autre charge de flexion pouvant être critique pour la stabilité du mur.

Cette étude présente les résultats d'une investigation expérimentale sur le comportement mécaniques sous compression diagonale des murs en maçonnerie de 400 mm de hauteur et 400mm de largeur, confectionnés à l'aide des pierres naturelles d'origine calcaire et renforcés par un tissu en fibres de carbone.

Pour mener à bien cette investigation, quatre configurations de renforcements des murs ont été étudiés et comparés avec des murs non renforcés afin d'évaluer les performances de la technique de renforcement avec tissu de carbone et le gain apporté en charge ultime et en ductilité.

Mots-Clés : Pierre, compression diagonale, joint, maçonnerie, muret, rupture, renforcement, fibre de carbone.



Remerciement

Ce n'est pas qu'il est difficile de remercier tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail, mais il faut avouer que les formules sont nombreuses et que le choix des bons mots a été toujours difficile. Entre vifs, sincères, profonds et je passe les obscures subtilités de la langue française, le choix de la formule de remerciements est difficile.

Nous commençons par remercier le dieu tous puissant, de nous avoir donné le courage et l'optimisme de finir ce travail.

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur :

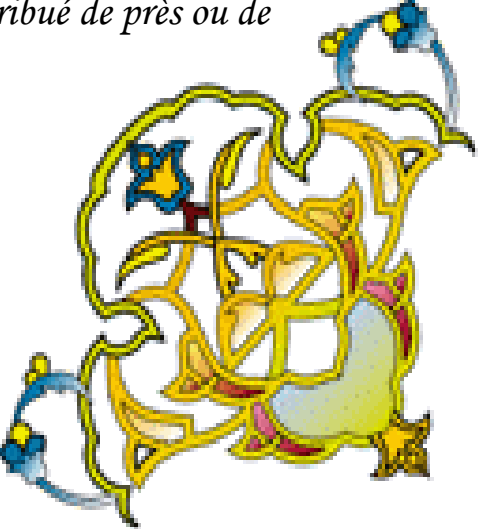

M^r: Gharnouti Y. pour ses conseils, ses orientations et sa disponibilité durant l'élaboration de ce travail.

. Nous tenons à remercier vivement notre co-promotrice :

M^m : Hadadou N.

Nous adressons aussi nos sincères remerciements à l'ensemble des enseignants de faculté de science de l'ingénieur(FSI) de boumerdes qui nous ont accompagnés tout au long de notre formation.

Nous remercions également toute personne ayant contribué de près ou de loin à la finalisation de ce travail.



Sommaire

Chapitre I - STRUCTURES EN MAÇONNERIE	3
Définition.....	3
I.Composants des murs en maçonnerie	4
I.1 Différents types de matériaux	4
I.1.1 Mortier	5
I.1.2 Typologie des joints.....	6
I.1.3 Blocs	7
I.1.4 DIFFERENTS TYPES D'EMPILEMENT	11
1.1.5 Différents types de forme et de structuration des murs	12
I.2 COMPORTEMENT MECANIQUE	14
I.2.1Comportement sous sollicitation de compression uni-axiale	14
I.2.2 Comportement sous sollicitation de compression bi-axiale.....	15
I.2.3 Comportement au cisaillement.....	16
I.3 PATHOLOGIE.....	19
I.3.1 Origines	20
Chapitre II - REPARATION ET RENFORCEMENT DES CONSTRUCTIONS EN MAÇONNERIE	21
Introduction	21
II. Définitions:	21
II.1 Préparation d'une opération de réparation ou de renforcement :	22
II.1.1 Réparation par injection	23
II.1.3 Réparation au moyen d'élément en béton armé	24
II.2. MATERIAUX COMPOSITES.....	26
II.2.1Généralités :.....	27
II.2.2 définitions :	27
II.2.3.Les caractéristiques générales :	27
II.3 Conclusion et commentaires:.....	29
II.4 Réparation et renforcement au moyen des matériaux composites.....	30

II.4.1 Efficacité du renforcement et de réparation avec le TFC.....	30
II.4.2 Ancrage des bandes de TFC avec des mèches	33
II.4.3 Procédé de renforcement	34
II.4.4 Composition de la mèche	35
II.4.5 Colle époxy bi-composante	35
II.4.6 Position des mèches ancrées	37
II.5 Justification expérimentale du renforcement de maçonnerie par bandes de TFC [34]	38
II.5.1 Réponse expérimentale des murets renforcés par tissu TFC.....	39
II.6 conclusion	41
III.1 matériaux utilisés :	42
III.1.1 provenance des matériaux :	42
III.2 Caractérisation des matériaux :	42
III.2.1 la pierre :	42
III.2.2 Le mortier :	45
III.3.1 tissu de fibres de carbone :	48
III.3.2.colle epoxydique structural pour le collage de renforts : (sikadur®-30).....	50
III.4 PROGRAMME DES ESSAIS SUR LES MURETS :	53
III.4.1 confection des murets :	53
III.5 Renforcement des murets :	57
III.6 CONCLUSION :	60
<i>CHAPITRE IV : RESULTAT ET INTERPRETATION</i>	61
IV.1 Essai de compression uni-axiale:	61
IV.2 Essai de compression diagonale:	63
IV.2.1 Calcule de la contrainte de cisaillement:	65
IV.3 Comportement des murets non renforcés :	65
IV.3.1 Mode de rupture :	65
IV.3.2 Résistance au cisaillement :	66
IV.4 Comportement des murets renforcés :	67

IV.4.1 Configuration 1 :	68
a) Mode de rupture :	68
b) Résistance au cisaillement et déplacement :	70
IV.4.2 Configuration 2 :	71
a) Mode de rupture :	71
b) Résistance au cisaillement et ductilité:	72
IV.4.3 Configuration 3 :	73
a) Mode de rupture :	73
b) Résistance au cisaillement et déplacement :	73
IV. Configuration 4 :	74
a) Mode de rupture :	74
b) Résistance au cisaillement et ductilité :	77
IV.5 Conclusion :	79
Conclusion générale :	81

INTRODUCTION

L'utilisation de la maçonnerie dans la construction des bâtiments est une pratique généralisée dans de nombreux pays. Dans les pays du tiers monde, la plupart des maisons de campagne et dans certains quartiers défavorisés des villes sont construites en maçonnerie porteuse.

Les structures en maçonnerie sont toujours sujettes à des détériorations inévitables et peuvent subir des désordres de diverses natures, qui ont dans la plupart des cas des conséquences néfastes sur la pérennité des ouvrages. Notant, que les changements d'utilisation et les modifications apportées à un bâtiment (ajout d'étages supplémentaires, utilisation industrielle d'un bâtiment, etc.) entraînant une augmentation des charges d'exploitation, ne sont pas sans causer certains problèmes au point de vue structurel. Face à de tels cas pathologiques, la nécessité de préserver un patrimoine existant et un héritage architectural important ainsi que les nouvelles constructions endommagées par le séisme s'est vue alors imposée, témoignent de la nécessité de réglementer la construction en maçonnerie aussi ajouter d'autre matériaux pour le renforcement ou la réparation comme les fibre de carbone ou de verre etc.

A cet effet, des projets de réparation et de renforcement ont vu le jour. Force et de constater que ces opérations ont été souvent réalisées sans résultats probants qui découlent du fait qu'elles étaient menées de manière inadaptée et en rupture ou en adéquation avec les techniques du passé. Elles sont conduites sans connaissances approfondies du bâti en question, du point de vue notamment structurel, et par l'absence d'outils méthodologiques (guide technique de réparation et de renforcement relatif à la maçonnerie), permettant de mener convenablement ce genre d'opération et de contribuer ainsi à l'amélioration de cet état de fait, et ce dans la logique des politiques de résorption du cadre bâti vétuste et des constructions neuves endommagées.

Au cours de la dernière décennie, il y a un développement des recherches sur des structures de maçonnerie. Ces travaux de recherche étaient principalement axés sur l'analyse du comportement mécanique de ces ouvrages ainsi que sur le développement de techniques leur permettant d'améliorer et de leur restituer leurs propriétés physico-mécaniques.

Dans le domaine spécifique à l'optimisation et à l'innovation, de nouvelles techniques de réparation et de renforcement, visant à accroître les propriétés de résistance des ouvrages en maçonnerie, font appel aujourd'hui à l'usage de résines époxy et de fibres améliorées.

Ces techniques consistent à procéder par collage, ou par confinement, de bandes de renfort constituées de ces composites, sur les parements des murs en maçonnerie vulnérables aux actions horizontales (séisme et vent) engendrant des contraintes de traction et de cisaillement.

Pendant de nombreuses années l'ingénieur avait recours à son expérience conjuguée à des calculs relativement grossiers afin d'utiliser et d'optimiser l'emploi de ces matériaux dont le coût jusqu'à aujourd'hui demeure non négligeable.

L'objectif de notre travail est de réaliser des essais expérimentaux sur des murs en maçonnerie en utilisant des blocs en pierre naturelle calcaire ces murs sont renforcé à l'aide d'un matériau composite TFC et étudiée l'influence du renforcement sur un mur soumis aux chargements de cisaillement dans le plan par le biais de l'essai de compression diagonale.

Ce travail est divis en quatre chapitres :

- Le premier chapitre définit la maçonnerie, ses types et ses constituants ainsi qu'une revue bibliographique sur le comportement de la maçonnerie.
- Le deuxième chapitre présente les différents types de renforcement et de réparation
- Le troisième chapitre introduit le programme expérimental effectuée au niveau du laboratoire en mettant en évidence les méthodes et matériaux,
- Le quatrième chapitre est consacré à l'interprétation et l'exploitation des résultats et Interprétations obtenus,
- Une conclusion générale clôt ce travail en identifiant quelques perspectives.

CHAPITRE I - STRUCTURES EN MAÇONNERIE**DEFINITION**

On appelle maçonnerie, un ouvrage composé de matériaux tels que le bloc en béton, la brique de terre cuite et la pierre, hourdés par un mortier à base de liant (ciment, chaux et plâtre). Cet assemblage est donc réalisé à partir de deux matériaux de caractéristique et de comportement différent pour lequel on recherche une homogénéité destinée à assurer une durabilité de l'ouvrage en maçonnerie.

La maçonnerie est considérée comme la technique de construction la plus ancienne et la plus répandue. En effet, comme elle n'utilise pour l'essentiel que des petits éléments, elle ne nécessite pas de moyen de manutention important sur le chantier. Elle est donc applicable par toutes les entreprises, et en particulier par l'artisan maçon qui réalise d'ailleurs la plupart des constructions pavillonnaires.

L'expertise de l'exemple des maçonneries à base de pierres naturelles a montré que ces dernières sont le plus souvent d'origine locale. Le comportement de l'ouvrage dépend donc de leurs caractéristiques physico-chimiques (porosité, capillarité, perméabilité, gélivité, comportement thermique) et mécaniques. Les résistances à la compression simple varient fortement selon les roches (de 20 à 60 MPa).

De la même manière pour les maçonneries à base de produits manufacturés, ces derniers sont, pour l'exemple des produits de terre cuite, des blocs d'argile durcie naturellement (briques crues) ou artificiellement dont la résistance à la compression simple est généralement plus faible que la pierre, de l'ordre de 2 à 15 MPa.

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

La compression uniaxiale

La traction uniaxiale

Le chargement biaxial

Le cisaillement

I.COMPOSANTS DES MURS EN MAÇONNERIE

I.1 Différents types de matériaux

Un mur de maçonnerie est composé de rangées de blocs reliées par le biais d'un liant de mortier. Les blocs se distinguent selon leur forme, leur position et leur composition minérale.

La résistance de mur dépend de celle de ses matériaux constitutifs. Dans la norme technique de construction [1], le mortier est classé selon la composition chimique présentée dans le Tableau 1. Les valeurs présentées dans ce tableau sont valables pour la maçonnerie dont le mortier a une épaisseur de 5 à 15 mm

Plus précisément dans le Tableau 2, la résistance de la maçonnerie est donnée en fonction de la résistance de la pierre et du mortier. La résistance caractéristique en compression de la pierre vaut 75% de sa résistance moyenne, et l'interpolation linéaire et extrapolations sont autorisées pour les valeurs non mentionnées dans le Tableau 2 [1].

Tableau 1. Classification du mortier selon sa composition chimique [1]

Classification	Type de mortier	Composants en volume				
		ciment	Chaux aérienne	Chaux hydraulique	sable	Pouzzolane
M2.5	hydraulique	-	-	1	3	-
M2.5	Pouzzolane	-	1	-	-	3
M2.5	Bâtard	1	-	2	9	-
M5	Bâtard	1	-	1	5	-
M8	Ciment	2	-	1	8	-
M12	Ciment	1	-	-	3	-

Tableau 2. Résistance en compression de la maçonnerie en fonction de la typologie de mortier et de la résistance caractéristique en compression de la pierre. [1]

Résistance caractéristique en compression de la pierre (MPa)	Typologie de mortier			
	M15	M10	M5	M2.5
2.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
≥40.0	14.3	12.0	10.4	--

I.1.1 Mortier

Le mortier représente le matériau qui relie les éléments de maçonnerie et qui contribue à transmettre et distribuer les charges dans la maçonnerie. La résistance du mortier est influencée par sa composition chimique.

Le mortier ancien utilisé avant la fabrication du ciment en 1850, est classé en quatre types [2] qui sont le mortier de chaux aérienne, le mortier de chaux hydraulique, le mortier de terre stabilisée, et le mortier de plâtre.

Le mortier de chaux aérienne est composé de calcaire pur, il ne convient pas aux milieux humides car il prend sa résistance dans l'air. Alors que la chaux hydraulique est constituée de calcaire d'origine et n'est pas pur. Le durcissement du mortier de chaux hydraulique se passe dans l'eau à cause de la présence d'argile qui s'hydrate dans l'eau. En comparaison avec la chaux aérienne, le durcissement du mortier de chaux hydraulique est plus lent, il est aussi moins élastique après sa prise mais son comportement vis-à-vis de l'humidité et sa résistance mécanique est supérieure. Les cycles chimiques de mortier de chaux sont définis par Domed, 2006 [2] et Stablon, 2011 [3].

Le mortier à base de chaux a une bonne ductilité et perméabilité à l'eau. Il est moins sensible à la température que le ciment mais sa résistance mécanique est plus faible que celle du ciment. D'ailleurs, le mortier bâtard composé d'un mélange de ciment et de chaux est

actuellement utilisé dans la restauration de la maçonnerie. Le mortier bâtard possède des comportements mécaniques et physiques adaptés à la maçonnerie en termes de résistance et d'imperméabilité. Les codes ASTM C 270 [4], et le code Canadien CSA A179 [5] définissent plusieurs types de mortiers de la maçonnerie selon le taux volumique des composants.

Dans la restauration du vieux bâti, on peut utiliser aussi des mortiers à base de polymères qui présentent des résistances meilleures que le mortier traditionnel ; cependant, ils ne sont pas conseillés car ils pourraient réduire la perméabilité dans le mur [6]. Le mortier de restauration doit être préparé en tenant compte des caractéristiques de la maçonnerie de structure, et quelques paramètres de ce mortier doivent être mesurés tels que la résistance mécanique, le contenu de sel soluble, la distribution du volume des pores, l'absorption d'eau par capillarité et la perméabilité à la vapeur d'eau et la résistance de vieillissement [6]. La caractérisation du mortier utilisé dans les structures anciennes nécessite différentes techniques (microscopique, chimiques, thermiques, ou par x-ray diffraction méthodes) présentés en [7].

Alecci et al, 2013 [8] ont testé l'influence de la composition chimique du mortier sur la résistance de la maçonnerie. Trois types de mortier sont utilisés dans la maçonnerie ; un mortier à base de chaux, un mortier de mélange (chaux+ciment) et un mortier de ciment. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3 qui montre que le mortier de ciment a les résistances en compression σ_{cm} et de flexion σ_{fm} les plus élevées. En plus la résistance au cisaillement de joints de la maçonnerie $\tau_{maç}$ a la valeur la plus importante, aussi, pour le mortier de ciment.

Tableau 3. Influence de composition chimique de mortier sur la résistance au cisaillement de la maçonnerie selon les résultats expérimentaux d'Alecci et al [8]

Composition du mortier : <i>Eau/ciment/chaux/sable</i>	σ_{cm} (MPa)	σ_{fm} (MPa)	$\tau_{maç}$ (MPa)
Mortier de chaux : 2/-/2/8	0.96	0.17	0.044
Mortier de ciment-chaux : 2/1/1/8	2.75	0.89	0.212
Mortier de ciment : 2/2/-/8	8.33	2.63	0.531

I.1.2 Typologie des joints

Les joints sont constitués de mortier de chaux ou de mortier de ciment. On distingue les chaux aériennes et les chaux hydrauliques.

Les types de joints

Les joints de mortier servent à la fois à lier les éléments de maçonnerie et à assurer l'étanchéité du mur. La durabilité d'un joint dépend, entre autres, de son profil et de la façon dont il est réalisé. Voici les principaux types de joints de maçonnerie de pierre:

A) **Le joint plein affleuré.** L'excédent de mortier en surface est arasé à la truelle, donnant un profil plat

B) **Le joint concave ou rond.** C'est le profil qui résiste le mieux à la pénétration de l'eau.

Il est réalisé avec un fer rond spécial pour presser le mortier.

C) **Le joint en V ou creux en anglet.** Ce type de joint est aussi très efficace contre la pénétration de l'eau et il est réalisé à l'aide d'un fer spécial.

D) **Le joint creux chanfreiné.** Il est exécuté avec une truelle pour presser le mortier.

E) **Le joint à baguette.** La façon traditionnelle de réaliser ce joint est de poser une baguette devant le mortier tout en montant le muret de la retirer ensuite. Aujourd'hui. On imite ce joint en grattant le mortier non durci sur une certaine profondeur.

F) **Le joint rustique ou «baveux ».** Ce profil retient l'eau, qui peut alors pénétrer dans le mur. Il est fortement déconseillé de l'utiliser

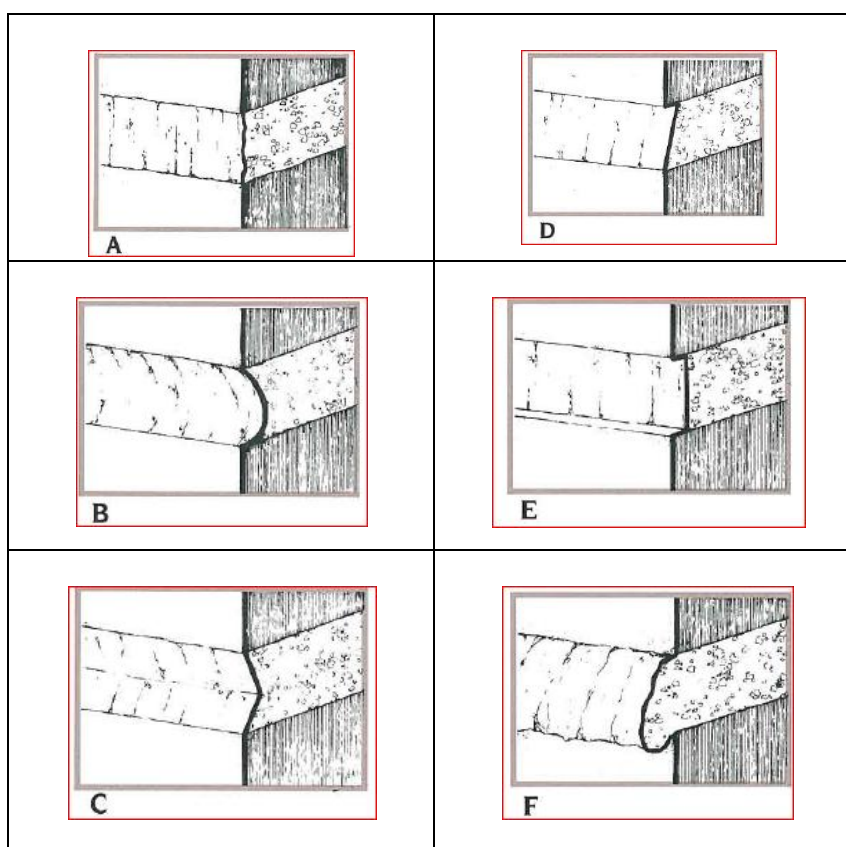


Figure I.1 : types de joints

Les calcaires purs donnent de la chaux grasse alors que les calcaires contenant de l'argile ou de la silice donnent des chaux maigres. La chaux présente un très bon accrochage vis-à-vis des blocs et laisse passer l'air. Pour elle, le durcissement se fait au contact de l'air par carbonatation. Bien que la réaction ne nécessite pas d'eau dans son bilan stœchiométrique, la présence d'eau est toutefois nécessaire pour assurer la dissolution de la portlandite.

Pour constituer un mortier de chaux aérienne, un volume de chaux est habituellement additionné à deux volumes de sable. Pour le mortier de chaux hydraulique, 1 m³ de sable sont utilisés et 300 kg (parties de l'ouvrage à l'air libre) à 400 kg (pour les fondations immergées) de chaux hydrauliques. Pour le mortier de ciment (Portland) pour 1 m³ de sable, sont ajoutés 300 kg (derrière les parements) à 600 kg (pour le rejointoiement) de ciment (Prescriptions techniques pour la surveillance et la maintenance des ouvrages d'art en maçonnerie).

En général, les proportions sont d'un demi-volume de chaux (grasse) pour un volume de ciment. Les avantages sont liés à la combinaison de ces deux liants : le mortier bâtard a une prise relativement rapide et une onctuosité appréciable.

La chaux aérienne présente des inconvénients pouvant entraîner des dégradations : extinction imparfaite et prise très lente. Lors de la pose du mortier de chaux aérienne, l'air ne

va pas au cœur du joint donc la prise n'est pas totale et homogène : il peut rester des nodules de chaux vive dans la chaux éteinte. Lors de la vie de l'ouvrage, la chaux aérienne se dissolvant avec l'eau, une partie du mortier peut disparaître par lixiviation. Les chaux et ciments hydrauliques proviennent d'un mélange de calcaire et d'argile (plus de 20 % pour les ciments) et sont moins sujets aux intempéries. En effet, la réaction d'hydratation est plus homogène et la lixiviation des joints, par les eaux, est moins importante.

L'épaisseur du joint est souvent variable d'un ouvrage à un autre : elle dépend du type de maçonnerie. La forme du joint dépend de la localisation de l'ouvrage et de l'époque de construction. Elle a été imposée par le cahier des charges des compagnies ferroviaires.

I.1.3 Blocs

Les structures en maçonnerie utilisent différents types de blocs. La maçonnerie de blocs de béton, la maçonnerie en brique et la maçonnerie en pierre.

Les étapes de transformation de la pierre sont les suivantes: extraction, débitage, équarrissage et finition. Du moellon brut à la pierre de taille, le travail et la finition du matériau varient selon les époques et l'usage auquel il est destiné,

A) Le moellon brut est une roche de forme irrégulière, telle qu'elle a été extraite de la carrière,

B) Le moellon ébauché est une pierre de forme plus ou moins régulière, ébauchée au maillet.

C) Le moellon équarri est de forme régulière, ses arêtes sont taillées avec un ciseau et un maillet.

La pierre de taille présente des faces lisses et sans aspérités dont tous les coins sont d'équerre.

Il existe de nombreux types de finition des faces visibles des pierres de taille selon les techniques et les outils employés:

D) Pierre bouchardée

E) Pierre ciselée

F) Pierre piquée

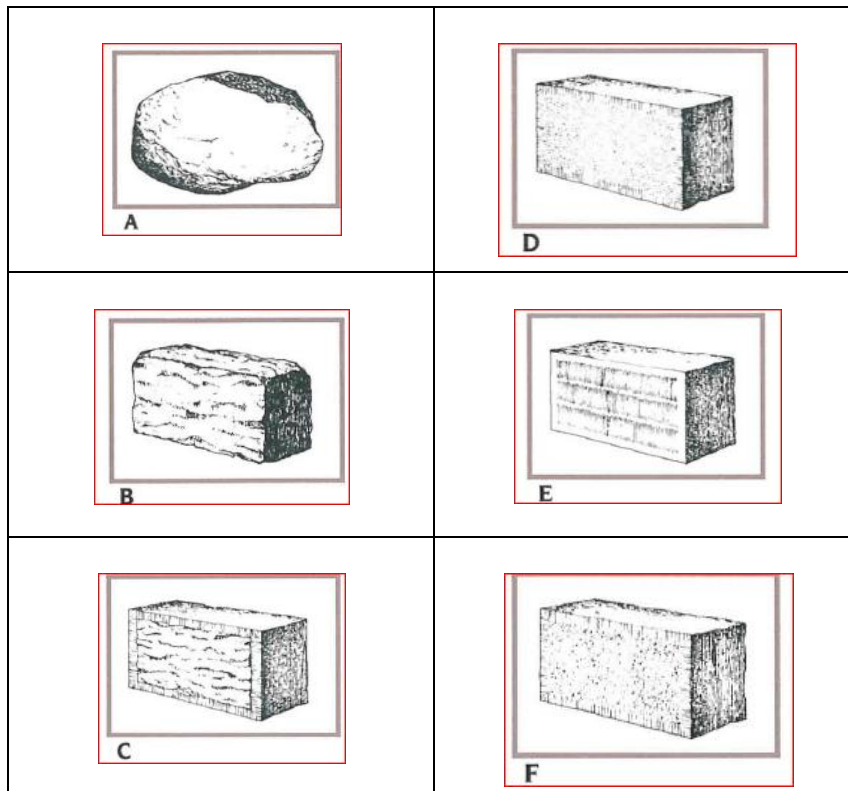


Figure I.2 : taille et finition de surface.

❖ Brique

L'utilisation de la brique dans les structures modernes est appropriée grâce à ses propriétés d'isolation thermique. Ainsi, la construction des murs en briques peuvent varier suivant plusieurs configurations. La technique consiste à l'extraction de l'argile à la pioche en la stockant pendant l'hiver sous la pluie. Puis, la préparation de la pâte, se passe au printemps suivant en moulant les briques dans un moule en bois sablé. Le séchage des briques se passe à l'air libre puis ils sont cuits dans un four pendant trois jours. Après avoir sorti les briques du four, on les laisse refroidir pour une semaine d'environ [9].

Actuellement, les briques industrielles se trouvent en forme pleine ou creuse et sont classées dans plusieurs codes tels que le code européen EN 96 [9].

❖ Pierre

L'utilisation de la pierre occupe une large partie dans les structures anciennes. Les pierres sont classées en trois typologies principales selon la composition minérale de la roche d'origine : pierre calcaire, magmatique et métaphorique. Les pierres utilisées dans une structure de la maçonnerie doivent avoir une résistance mécanique suffisante, une texture compacte et homogène et une bonne adhérence avec le mortier.

La résistance en compression σ_c peut être calculée avec des formules empiriques existantes en tenant compte de celle des blocs et des joints [10].

I.1.4 DIFFERENTS TYPES D'EMPILEMENT

La position de la pierre dans le mur peut jouer un rôle structurel important. Par exemple, une «boutisse » sert à relier plusieurs couches de murs dans son épaisseur, par conséquent, cela permet d'augmenter la rigidité du mur. Le Tableau 4 définit quelques mots de vocabulaires utilisés dans la dénomination de la pierre. Ces notations sont adaptées pour une pierre couchée ou dressée.

Tableau 4. Vocabulaire de la pierre dans les structures de la maçonnerie.

Nature de vocabulaire	Le vocabulaire	définition
Face de la pierre selon le contact de la pierre avec les éléments	« parement »	face visible de la pierre
	« lit d'attente »	la face par laquelle l'élément supporte les éléments placés dessus
	« le lit de pose »	la face par laquelle l'élément repose sur les éléments placés en-dessous
	« les faces de joints »	Les faces qui sont en contact avec les autres éléments
Face de la pierre selon la longueur de l'arrêt	« joue »	La face déterminée par les deux plus longs arrêts
	« chant »	La face entouré par l'arrêt le plus long et l'arrêt le plus court.
	« bout »	La face déterminée par les deux plus courts arrêts.
Nom de la pierre	« Boutisse »	Dans le cas où la face visible de la pierre est le « bout » (la face de la surface la plus petite)
	« Carreau »	la face visible est le « joue » (ayant la plus grand surface)
	« panneresse »	le « chant » constitue la face visible

Les pierres se trouvent sous formes variées entre pierres régulières et irrégulières. Les pierres régulières appelées aussi « pierre de taille » sont préférées pour les façades. Leur taille va être d'une dimension de moins de 200 mm pour les petits appareils et plus que 350 mm pour les grands appareils. Alors que les pierres irrégulières se trouvent en moellon équarris avec joints orthogonaux, en pierres ébauchées ou en pierre plate [11]. En plus, les pierres en caillou sont utilisées pour construire « les murs de caillou en bain de mortier ». Ces murs ont des comportements mécaniques faibles à cause de la quantité élevée de mortier dans le mur.

1.1.5 DIFFERENTS TYPES DE FORME ET DE STRUCTURATION DES MURS

La construction du mur est distinguée par la position de la pierre, la régularité des joints, et l'existence d'un liant et la composition de l'épaisseur du mur.

Premièrement, la hauteur de la pierre, la continuité et régularité des joints horizontaux influencent les caractéristiques mécaniques du mur de la maçonnerie. Les deux typologies principales de l'assemblage des pierres sont « rubble » & « ashlar ». La maçonnerie « rubble » ou de blocage est constituée de pierres de joints irréguliers et possède une quantité élevée de mortier. La maçonnerie dite « ashlar » est caractérisée par des joints horizontaux continus perpendiculaires aux charges en compression. Les murs d'assemblage régulier possèdent des comportements mécaniques meilleurs que les murs de blocage [12]. Les murs construits sans l'utilisation de mortier s'appellent « murs de pierres sèches ». Ils sont bâtis par le remplissage de pierres de terrain.

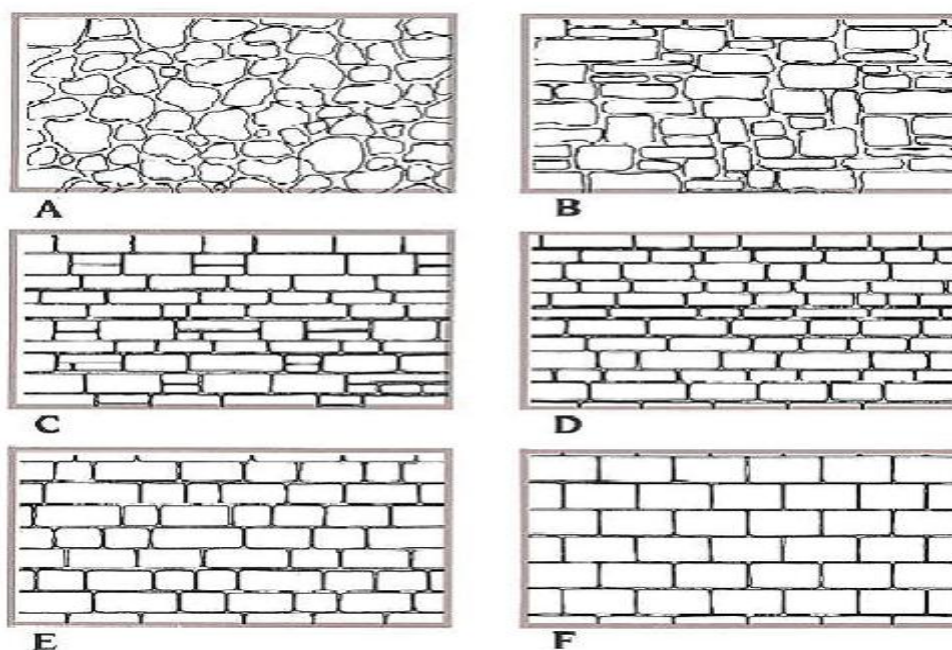


Figure I.3 Principaux appareils de la maçonnerie en pierre. « La maçonnerie de la pierre » [13]

Les principaux appareils de maçonnerie de pierre montrés à la figure I.3 sont les suivants :

Appareillage de type A ou appareillage « irrégulier ou à tout-venant » : les pierres de grosseur et de forme irrégulières sont disposées librement.

Appareillage de type B ou appareillage « assisé » : les pierres de grosseur variable sont ébauchées ou équarries et posées sans ordre particulier.

Appareillage de type C ou appareillage « réglé » : les pierres ébauchées ou équarries sont mise en place comme dans l'appareil assise. Mais les pierres d'un même rang ont plus ou moins la même hauteur.

Appareillage de type D ou appareillage « alternance d'assises régulières » : les pierres sont disposées sur des rangs dont la hauteur varie en alternance.

Appareillage de type E ou appareillage « assises régulières » : les pierres sont taillées de longueur variable mais ont toutes la même hauteur.

Appareillage de type F ou appareillage « régulier » : les pierres ont toutes les mêmes dimensions en longueur et en hauteur et sont disposées en assises régulières.

La structuration des murs de la maçonnerie varie selon la composition de l'épaisseur du mur entre :

- Le mur simple composé d'un seul appareil dans son épaisseur.
- Le mur à double appareil dont la connexion, entre les deux parements, est assurée par des « boutisses » qui traversent la section de mur [14].
- Les murs composés en plusieurs couches. La couche de milieu se compose souvent de blocage alors que les couches extérieures sont souvent construites avec des pierres plus taillées [15].

Bindaa et al 2006, [15] ont étudié les murs composés de trois couches sous charges de compression et cisaillement. Les résultats montrent que l'existence de connecteurs de cisaillement entre les couches dans l'épaisseur du mur donne une distribution uniforme de déformation verticale en compression.

Dans le dimensionnement des murs de maçonnerie, l'EN 96 [9] définit le coefficient d'élançement comme le rapport entre la hauteur effective du mur h_{eff} et l'épaisseur effective t_{eff} . L'EC 6 considère que dans les bâtiments le coefficient d'élançement doit avoir une valeur maximale de 27 pour résister les charges de flexion hors plan. t_{eff} dépend du nombre des parements qui composent l'épaisseur du mur, sa connexion ainsi que de la cavité des blocs. Alors que h_{eff} dépend du degré de liberté des côtés du mur.

$$\text{Le coefficient d'élançement} = \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \quad \text{Équation (1)}$$

Dans le cas d'une large ouverture dans le mur, le côté du mur près de l'ouverture est considéré libre. Le EC 6 considère qu'une ouverture est large s'il vérifie l'une des conditions suivantes ;

La hauteur de l'ouverture est plus que 25% de la hauteur d'un étage.

Le largeur de l'ouverture est plus que 25% du largeur du mur.

La surface de l'ouverture est plus que 10% de la surface du mur.

I.2 COMPORTEMENT MECANIQUE

I.2.1 COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATION DE COMPRESSION UNI-AXIALE

La résistance à la compression des maçonneries dans la direction normale aux joints horizontaux est généralement considérée comme le seul critère qui permet de définir la résistance globale de la structure qui est un matériau composite. Les essais usuels qui sont utilisés pour obtenir cette résistance à la compression uni axiale sont présentés sur la (Figure I.3)

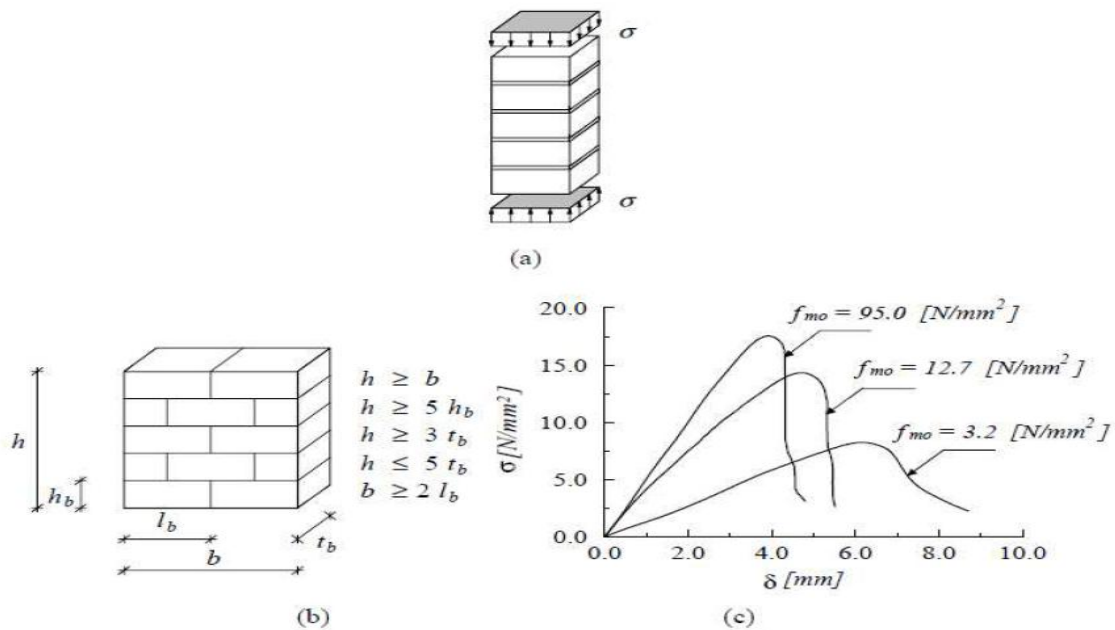


Figure I.4 Comportement de la maçonnerie sous l'effet d'un effort normal aux joints horizontaux (a) cas d'un empilement simple de briques. (b) Spécimen RILEM. (c) Diagramme contrainte - déformation d'un essai compression sur un prisme de maçonnerie (500* 250* 600 mm³) fm0 : [9] : résistance µa la compression du mortier. D'après [16]

Le premier cas représenté est un essai sur une pile de briques Figure 2- a qui reste un essai peu représentatif de la maçonnerie du fait de la résistance de l'échantillon pendant l'essai [17]. Le deuxième cas d'essai (montré sur la figure I.4.-b) est appelé essai de RILEM [16]. Le spécimen RILEM est assez large et représentatif. Depuis les travaux de Hilsdorf [18], 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 [17] que des fissures verticales apparaissent initialement sur les briques tout au long de la ligne médiane du spécimen, qui se continuent au niveau des joints de mortier verticaux. Avec l'évolution des déformations, les fissures verticales apparaissent de plus en plus, ce qui conduit à la rupture du prisme par une cassure au milieu de celui-ci. L'exemple illustrant ce cas est montré par la Figure I.4 -c.

Le diagramme force-déplacement est obtenu sur un prisme de $500 * 250 * 600 \text{ mm}^3$, composé de briques pleines. 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 est apprécié avec peu d'importance par la communauté scientifique. Cependant, la maçonnerie représente un matériau anisotrope et la résistance à l'effort de compression appliqué suivant les joints horizontaux peut avoir une influence sur la force ultime de rupture. D'après Hofmann et Schubert [19], 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.

I.2.2 COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATION DE COMPRESSION BI-AXIALE

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 biaxial sont montrés par la Figure 5. [20, 21]. 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.

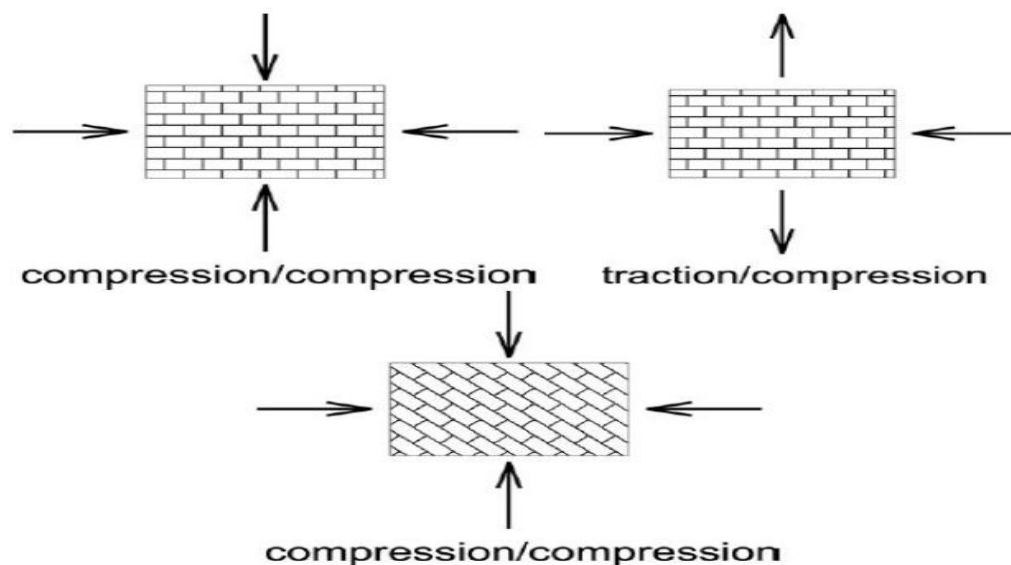


Figure I.5 *Essai biaxial sur des panneaux de maçonnerie. D'après [20, 21]*

I.2.3 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 durabilité 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 biaxial est simplifié par le schéma proposé par la Figure I.6. Le mur est soumis à un chargement vertical uniforme le long de la partie supérieure qui vient s'ajouter une charge horizontale concentrée.

Les différents modes de rupture obtenus sont :

Rupture due au frottement et au cisaillement horizontal au niveau des joints

Horizontaux ;

Rupture en traction dans les joints inférieurs du mur causée par le moment d'encastrement ;

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.

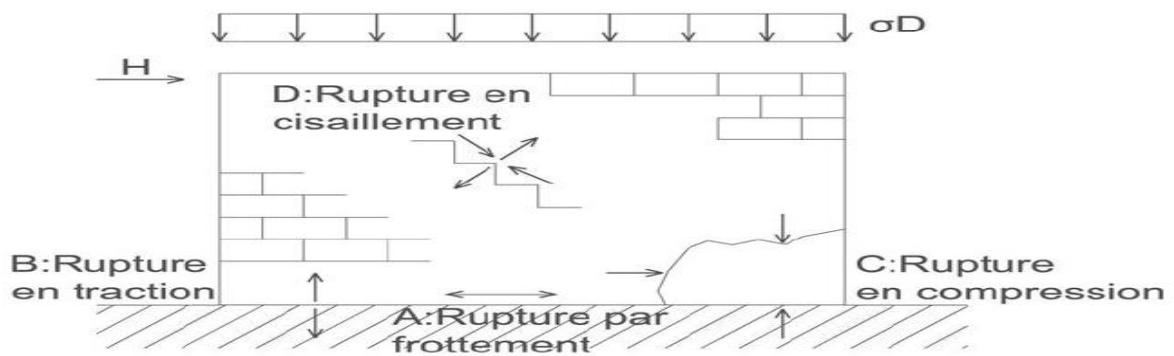


Figure I.6 Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement biaxial

Tableau 5. Modes de rupture d'une maçonnerie constituée de briques à base d'argile soumise à un chargement biaxial. D'après [22]

Angle θ	Traction uniaxiale	Traction/compression	Compression uniaxiale	Compression biaxiale
$\theta = 0^0$				<p>Rupture au milieu</p>
$\theta = 22,5^0$				
$\theta = 45^0$				
$\theta = 67,5^0$				
$\theta = 90^0$				

I.3 PATHOLOGIE

L'étude des pathologies est une étape primordiale pour l'élaboration du projet de réparation ou de renforcement ou autres. Ces pathologies se manifestent généralement en surface des éléments constructifs, mais il arrive parfois où le matériau de construction est affecté de l'intérieur.

Les ouvrages en maçonnerie sont des ouvrages anciens ayant subi les épreuves du temps à cause desquelles des pathologies sont apparues. D'une manière générale, les causes des pathologies les plus courantes peuvent être résumées à :

- Défaut ou absence d'étanchéité,
- Absence de drainage des remblais,
- Hauteur excessive de ballast,
- Poussées latérales sur les tympans dues aux charges,
- Tassement d'appui,
- Glissement de terrain,
- Action du gel.

I.3.1 ORIGINES

De nombreuses structures en maçonnerie ont subi les caprices du temps ainsi que l'accroissement des facteurs de dégradation et des charges appliquées. Certains ouvrages ont alors développé des pathologies pouvant dans certains cas induire de fortes perturbations vis-à-vis de leur résistance globale.

En premier lieu, on peut citer les défauts relevant de la conception générale des ouvrages :

- Défaut de contreventement général : du fait de la faible résistance à la traction des ouvrages en maçonnerie, il est nécessaire de tenir compte des autres sollicitations que celles qui découlent des forces verticales, et donc des forces transversales, pression du vent, poussée des terres ou des remblais dans le cas des murs de sous-sols ou encore poussée de matériaux stockés dans les bâtiments... ;

- Absence de joint de tassement ou de dilatation, ou bien, dans ce dernier cas, leur trop grand écartement conduit à des fissurations des maçonneries porteuses qui peuvent mettre en cause la stabilité des constructions. C'est le cas lors de la construction, sur des terrains compressibles, d'ouvrages dont les parties sont très dissemblables ou encore construites de façon non simultanée. C'est aussi le cas de bâtiments de trop grande longueur.

Les sinistres peuvent aussi provenir des conditions de déroulement du chantier : les incidents de très loin les plus fréquents concernent le renversement, par le vent, de pans de maçonneries avant qu'ils ne soient rendus stables par le reste de l'ouvrage (angles ou murs perpendiculaires) ou par la réalisation d'étaie provisoire dans l'attente des éléments concourant à leur stabilité. Le risque est bien entendu accentué par l'élancement des parois

Considérées, mais aussi par tout retard apporté au durcissement du mortier de hourdage (froid ou, pire encore, gel nocturne par exemple).

Le vent n'est pas la seule cause de ce genre de désordres ; on compte également avec la poussée horizontale due au remblaiement des fouilles périphériques du bâtiment sur les murs de sous-sol. Des dispositions insuffisantes, l'absence de précautions ou encore de fausses manœuvres intempestives telles qu'un enlèvement prématuré d'étais disposés en attente de la réalisation de partie d'ouvrage sont particulièrement cruciales lors des ouvrages enterrés le maintien en place d'étais pendant de longues périodes est parfois très gênant et le choix d'autres techniques de réalisation que la maçonnerie peut, dans certains cas, être judicieux.

5CHAPITRE II - REPARATION ET RENFORCEMENT DES CONSTRUCTIONS EN MACONNERIE

Introduction

Dans le secteur du bâtiment, il existe plusieurs interventions de réhabilitation, de maintenance, de réparation et de renforcement, correspondant à des métiers différents. Mais dans tous les cas, il est indispensable de bien connaître l'existant, d'être « réactif » aux gens et aux choses et de mesurer l'enjeu véritable de chaque opération envisagée.

Toutefois, il faut noter que les domaines d'action aux quels correspondent ces interventions, bien que comportant une partie commune qui est bien sûr le diagnostic, doivent être distingués l'un de l'autre

De nombreuses structures en maçonnerie doivent être renforcées pour supporter des charges extrêmes comme des tremblements de terre. Plusieurs solutions sont susceptibles de répondre à ce besoin, néanmoins c'est bien l'emploi de composite PRF (Polymère Renforcé de Fibres) qui est actuellement en plein essor notamment du fait de performances mécaniques élevées et d'une facilité relative de mise en œuvre. Les composites PRF (constitué de Tissu de Fibre de Carbone (TFC) associé à une résine époxydique qui sera étudiée dans la suite du présent projet de recherche) peuvent être appliqués suivant plusieurs schémas à la surface des structures maçonnées dans le but d'entraver, de différer voire d'empêcher le glissement et le cisaillement des joints sous un chargement prioritairement de cisaillement plan

II. Définitions:

Renforcement:

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier (augmentation de la ductilité, de la résistance) d'une construction pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre des sollicitations dont il n'a pas été tenu compte dans les calculs **CGS1 92** [23]

Réparation:

La réparation d'une structure est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu, la baisse du niveau de service peut résulter de toutes sortes de causes ; les plus fréquentes sont la dégradation progressive des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux), l'utilisation intensive

(effet de répétition des charges) voire abusive (utilisation au delà des charges prévues), les accidents et sinistres (incendies, choc ,séisme, ...) CGS1 92[23] , CGS2 92[24].

II.1 Préparation d'une opération de réparation ou de renforcement :

Pour savoir si une structure est réparable, il faut donc commencer par dresser un état détaillé et précis des désordres qui sont apparus, s'efforcer d'en déterminer les causes, estimer l'intensité des charges que la structure est encore en état de supporter (dans le but de prendre le plus rapidement possible d'éventuelles mesures de protection) et enfin procéder à l'étude des moyens propres à lui restituer ses caractéristiques de résistance initiale.

Quand la cause de dégradation a été déterminée et que l'on a vérifié la résistance de l'ouvrage il faut décider :

Soit de laisser la dégradation se poursuivre ;

Soit de renforcer la construction ;

Soit de reprendre des mesures pour conserver l'ouvrage dans son état actuel sans essayer de le renforcer ;

Soit si la dégradation est exceptionnellement avancée – de reconstruire ou éventuellement d'abandonner l'ouvrage.

Cette décision est prise en fonction de facteur de sécurité, d'économie et d'esthétique.

Le choix d'une méthode de réparation n'est pas facile ; il s'agit de choisir le procédé le moins coûteux qui atteigne efficacement le but poursuivi. Il convient de tenir compte des considérations suivantes **SID 69[25]**, **CHA 83[26]**:

1. Le coût n'est pas représenté par la seule mise de fonds initiaux : il faut considérer l'ensemble des frais, qui comprend la première mise de fonds, les frais d'entretien et l'intérêt produit par les sommes non dépensées immédiatement.

2. Le travail doit être fait à temps, sans attendre qu'il y ait urgence.

Une réparation, pour être bien faite, demande réflexion et soin, ce qui prend du temps.

En outre le coût de la réparation s'accroît à mesure que la situation se dégrade.

3. Si les dégâts sont relativement peu nombreux et isolés, des réparations partielles sont à préconiser. Si les dégâts sont étendus, il faut envisager de reprendre l'ouvrage dans son ensemble.

4. Il faut s'assurer que la réparation empêchera les dégâts de s'étendre, si non il faut essayer de prendre une marge de sécurité supplémentaire lors de la réparation pour tenir compte de la persistance du phénomène de dégradation ou de l'apparition d'une autre sorte d'altération.

5. Si l'ouvrage a été dangereusement affaibli, la réparation doit lui rendre sa résistance initiale et ne pas se borner à empêcher que la dégradation se poursuive.

6. L'esthétique pose-t-elle un problème ? Si tel est le cas, les types de réparation possibles sont en nombre limité, et il peut être nécessaire de cacher la réparation par quelques procédés d'architecture (ce camouflage ne doit pas dissimuler de dégradations profondes ou permanentes, ni barrer l'accès à l'ouvrage qu'il cache.

7. Il faut s'assurer que les réparations, pendant leur exécution, ne gêneront pas l'utilisation de l'ouvrage. Dans le cas contraire, il est nécessaire de prendre des mesures pour que l'ouvrage reste en service.

8. Une réparation implique souvent l'accroissement de section d'un élément. Ceci augmente la rigidité de l'élément, modifie la distribution des efforts et des moments résultants des surcharges soulageant certains autres.

Ces changements peuvent être importants, il faut s'assurer qu'ils n'endommagent pas d'autres ouvrages ou d'autres parties du même ouvrage.

II.1.1 Réparation par injection

La technique de réparation minimale des fissures consiste à les injecter d'un coulis de ciment ou de mortier. On rend ainsi à la maçonnerie son intégrité et par conséquent, sa raideur initiale. Le coulis doit avoir une fluidité suffisante, une résistance élevée, un faible retrait et des caractéristiques stables dans le temps.



Figure II.1 Réparation des maçonneries de briques et de pierre par injection

Objectif et intérêt

Le pourcentage de vides au cœur d'une maçonnerie ancienne est parfois important : il peut dater de l'origine de la construction ou avoir été aggravé au fil du temps et des intempéries, en particulier dans les ouvrages très exposés.

Un apport de mortier par coulis d'injection permet de redonner une cohésion nouvelle aux maçonneries anciennes, et de leur restituer leurs propriétés mécaniques initiales, sans procéder à leur démontage. Elles peuvent ainsi conserver leur déformation et toute leur authenticité; à ce titre, l'injection de coulis peut être considérée comme un des outils de la restauration moderne, respectant les principes de la Charte de Venise.

CARACTERISTIQUES DES COULIS

Les coulis doivent posséder les qualités suivantes :

- 1- facilité d'injection : le coulis doit rester fluide pendant toute la durée d'injection.
- 2- stabilité : le coulis doit effectuer le moins de retrait possible, être stable dans le temps et ne pas perdre ses caractéristiques mécaniques sous l'action d'agents extérieurs.

II.1.2 RENFORCEMENT ET CONSOLIDATION A BASE DE RESINES

Les résines synthétiques actuellement utilisées dans le domaine du collage, du goujonnage ou de l'injection des pierres ou des maçonneries sont des polymères qui appartiennent à la famille des résines polyesters, des résines polyuréthanes et surtout des résines époxydiques qui présentent des propriétés de mouillabilité et d'adhérence superficielle remarquable, même lorsqu'elles sont appliquées en couches minces. Les résines synthétiques thermoplastiques (polychlorure de vinyle, polystyrène,..) ou encore les résines silicones n'ont pas d'application dans ces domaines tandis que les résines acryliques (polymères acrylates et méthacrylates comme le Paraloid) sont depuis plusieurs décennies employées pour la restauration des verres ou des couches picturales (collages ponctuels, refixages).

Les résines époxydiques se présentent sous la forme de liquides prépolymérisés qui vont former, après réaction, des polymères solides. Outre leurs qualités mécaniques, l'intérêt de ces polymères réside dans la possibilité de conserver le produit dans le même état de fluidité pendant un laps de temps qu'il est possible de prédéterminer. Les propriétés intrinsèques des polymères (viscosité, étalement, durée d'emploi, vitesse de polymérisation, qualité de l'adhésion, retrait, tenue à la température et à l'humidité, tenue aux UV...) sont autant de facteurs qui vont aider à la sélection d'un produit en fonction de son usage, de sa destination et des sollicitations auxquelles ces résines vont être soumises.

Les résines époxydiques sont constituées de deux composants, l'un comprenant le groupe époxyde, l'autre correspondant au durcisseur qui va réagir avec l'époxyde pour former un réseau tridimensionnel et rigidifier le produit (macromolécules). Ces deux composants (résine et durcisseur) peuvent être optimisés en fonction des volumes à remplir et des délais nécessaires à la réalisation de l'injection ou du goujonnage.

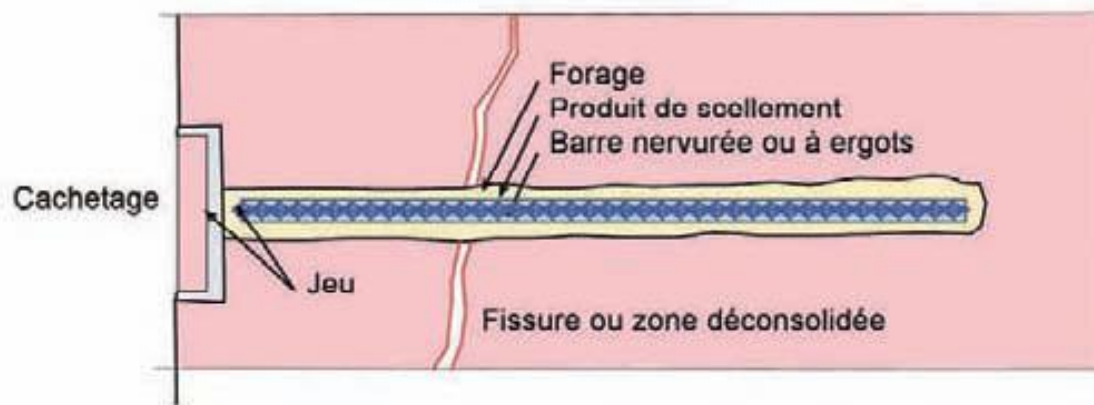


Figure II.2 Réparation d'une fissure par goujonnage et injection de produit de scellement résineux

Ces produits assurent une bonne compatibilité avec les pierres du point de vue chimique (innocuité). Dans le cas de collage, on s'oriente dans la mesure du possible vers une application de colle aussi réduite que possible en épaisseur, en favorisant la mise en place d'un film mince " sans épaisseur ". Cette particularité est pratiquement impossible par assemblages hydrauliques. Dans le cas d'injections, il peut être intéressant d'ajouter une charge (poudre de pierre) qui limitera les retraites lors du durcissement final et par suite les risques de fissuration.

En contrepartie, ce procédé induira une augmentation de la viscosité, ce qui peut être problématique lorsqu'il s'agit d'atteindre de fines fissures difficiles d'accès. Dans le cas d'un scellement à l'aide de goujons de petite taille (<15 mm), il n'est pas toujours conseillé de remplir complètement les interstices entre le goujon et la pierre à cause des probables contraintes différentielles entre les matériaux. Ces résines présentent un large spectre de viscosité, des durées d'utilisation variables (10 minutes à plusieurs heures), un retrait linéaire très faible (0.2%) et une température de transition vitreuse (Tg) variable permettant de s'affranchir des risques de changement d'état liés aux élévations de température. Bien que ces produits présentent des propriétés compatibles sinon peu éloignées de celles des pierres, ils se caractérisent à l'état durci, par un module d'élasticité 10 à 100 fois plus faible que celui des pierres, des résistances mécaniques en traction significativement plus élevées et des

dilatations thermiques 10 à 20 fois supérieures à celles de la majorité des pierres calcaires. Le risque majeur lié à l'emploi de ces résines réside par conséquent en la création de " points durs " au sein du réseau poreux de la pierre provoqués par les contraintes liées aux éventuelles variations de température. Le développement de ces contraintes d'origine thermique est toujours préjudiciable à la pierre, moins élastique. Si le coefficient de viscosité dynamique de la résine est choisie de l'ordre de 300 000.00 MPa, elle reste à la surface de la pierre " pénétration inférieure à 0.5 mm " et ne provoque alors pas de point dur.

Dans toutes ces situations de renforcement, la compatibilité et la durabilité des systèmes introduits doivent être préalablement évaluées.

II.1.3 Réparation au moyen d'éléments en béton armé

L'intervention consiste à réaliser des structures en béton armé liaisonnées à la structure existante et collaborant avec celle-ci.

Ces éléments peuvent être des poutres ou des équerres en béton armé traversant la zone fissurée et liaisonnée de part et d'autre de celle-ci.

On peut aussi recouvrir la maçonnerie à réparer d'une ou deux couches de béton armé réalisées en béton normal ou projeté et soigneusement liaisonnées à la maçonnerie. Les meilleurs résultats sont obtenus lorsqu'on ajoute un élément stabilisateur de volume (anti retrait). Dans ce cas, l'épaisseur des couches de renforcement peut être très faible, de l'ordre de 3 cm.

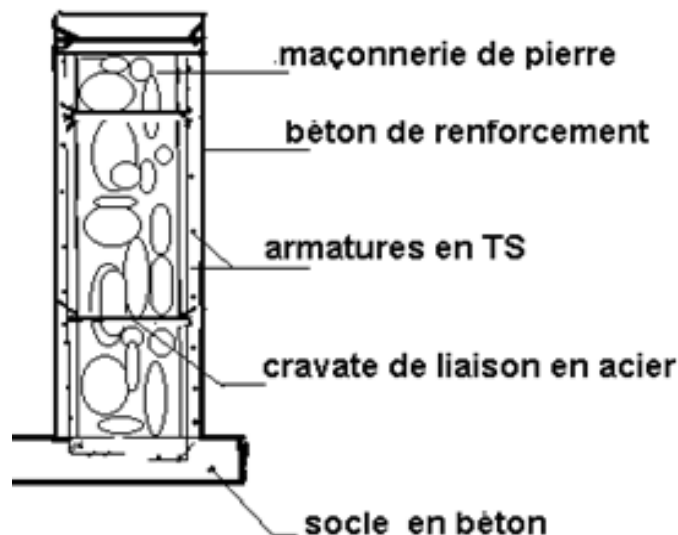


Figure II.3 : Renforcement de la maçonnerie par projection de couches de béton

Cette technique a l'inconvénient de modifier l'aspect du mur. Son efficacité dépend du soin de son exécution et de la manière dont le mur renforcé est liaisonné au reste de la

structure. Il convient en particulier de porter la couche de renforcement d'un mur sur 50 cm au moins des murs perpendiculaires et éventuellement de prévoir une liaison au plancher ou à la fondation.

II.2. MATERIAUX COMPOSITES

II.2.1 Généralités :

Les matériaux composites disposent d'atouts importants par rapport aux matériaux traditionnels.

Ils apportent de nombreux avantages fonctionnels : légèreté, résistance mécanique et chimique, maintenance réduite, liberté de forme. Ils permettent d'augmenter la durée de vie de certains équipements grâce à leurs propriétés. Ils offrent une meilleure isolation thermique, et pour certains d'entre eux une bonne isolation électrique. Ils enrichissent aussi les possibilités de conception en permettant d'alléger les structures et de réaliser des formes complexes aptes à remplir plusieurs fonctions.

Dans chacun des marchés d'application (bâtiment, automobiles, équipements industriels...) ces performances remarquables sont à l'origine de solution innovante.

Les matériaux composites offrent aux industriels et aux concepteurs des possibilités nouvelles d'associer fonctions, formes et matériaux au sein de la réalisation. C'est un système de plus en plus performant.

Le poids, la plurifonctionnalité sont autant d'atouts de principes de processus nouveaux de conception, d'industrialisation, qui permettent d'étendre les possibilités techniques et de mieux satisfaire des besoins parfois contradictoires (poids – fonction ...) auxquels les matériaux homogènes classiques répondent difficilement.

II.2.2 DEFINITIONS :

Dans un sens large, le mot " composite " signifie, constitué de deux ou plusieurs parties différentes. En fait l'appellation "matériau composite" ou "composite" est utilisée dans un sens beaucoup plus restrictif, qui sera précisé tout au long de ce travail. Un matériau composite est constitué de l'assemblage de deux matériaux de natures différentes, se complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément. Des exemples de matériaux composites pris au sens large sont donnés au tableau (6). Et dans un sens plus précis, un matériau composite utilisé dans la réparation des structures est par définition, toute matière première comportant un renfort sous forme filamentaire et nécessite l'association intime d'au moins deux composants: le renfort et

la matrice, qui doivent être compatibles entre eux et se solidariser, ce qui introduit la notion d'un agent de liaison.

Contrairement aux matériaux classiques dont on connaît à l'avance les caractéristiques mécaniques, celles des composites ne sont réellement connues qu'après fabrication, car on réalise en même temps, le matériau et le produit bien définis.

Actuellement, les composites à matrice organique représentent plus de 99% des matériaux composites; toutefois, il existe également des composites à matrice inorganique (métallique ou céramique) dont la diffusion reste encore marginale.

Les principaux constituants des matériaux composites reçoivent des additifs ou charges pour assurer une adhérence suffisante entre le renfort fibreux et la matrice; ils permettent également de modifier l'aspect ou les caractéristiques de la matière à laquelle ils sont ajoutés: les pigments de coloration, l'isolation thermique ou acoustique.

Tableau 6 : différents types de composite

Type de composite	Constituant	Domaine d'application
1/ Composite matrice organique -Papier -Carton -Panneaux de fibre toiles enduites -Matériaux d'étanchéité et pneumatique	-Résine/fibre cellulosique -Résine/copeaux - Résine/tissus -Elastomère -Caoutchouc/acier	-Imprimerie -Bâtiment -toitures -Automobile
2/Composite à matrice minérale -Béton -composite –carbone	-Ciment/Sable/Granulats -Carbone/Fibre	-Génie civil -Aviation -Espace
3/Composite à matrice métallique	-Aluminium/fibre de bore -Aluminium/fibre de carbone	-Aéro-spéciale

II.2.3. Les caractéristiques générales :

Un matériau composite consiste dans le cas général d'une ou plusieurs phases discontinues réparties dans une phase continue. La phase discontinue est habituellement plus dure avec des propriétés mécaniques supérieures à celles de la phase continue. La phase continue est appelée " la matrice ", la phase discontinue est appelée "le renfort ".

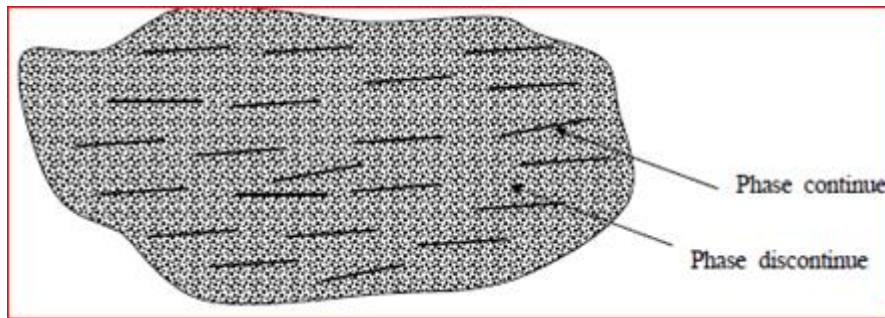


Figure II.4 : différent type de composite

Les propriétés des matériaux composites résultent en:

Les propriétés des matériaux constituants

Leurs distributions géométriques.

Leurs interactions.

Ainsi, pour accéder à la description d'un matériau composite, il sera nécessaire de spécifier:

La nature des constituants et leurs propriétés.

La géométrie du renfort, et sa distribution.

La nature de l'interface: matrice-renfort.

La géométrie du renfort sera caractérisée par : sa forme, sa taille, sa concentration et sa disposition (son orientation).

La concentration du renfort est habituellement mesurée par la fraction volumique (fraction en volume) ou par la fraction massique (fraction en masse), la concentration du renfort est un paramètre déterminant des propriétés mécaniques du matériau composite.

Pour une concentration donnée, la distribution du renfort dans le volume du composite est également un paramètre important, sa distribution uniforme assurera une homogénéité du matériau composite.

Dans le cas d'une distribution non uniforme du renfort, la rupture du matériau sera initiée dans des zones pauvres en renfort, diminuant ainsi la résistance du composite.

Dans le cas des matériaux composites dont le renfort est constitué de fibres, l'orientation des fibres détermine l'isotropie du matériau composite.

Cet aspect constitue une des caractéristiques fondamentales des composites : la possibilité de contrôler l'anisotropie du produit fini par une conception et une fabrication adaptée aux propriétés souhaitées [27] [28].

II.3 Conclusion et commentaires:

La liaison covalente carbone-carbone est la plus forte que nous trouvons dans la nature, puisque c'est le sixième élément chimique classé dans le tableau de Mendeleïev. L'étude théorique des liaisons prévoit dans la direction parallèle aux plans cristallographiques un module de Young de 1200 KN/mm² et une résistance à la rupture de 20000 N/mm² ; ainsi qu'une faible masse volumique, de l'ordre de 2000 Kg/m³, conduisant à des propriétés mécaniques spécifiques remarquablement élevés.

Ces faits expliquent les nombreux développements et d'élaboration, permettant d'obtenir des fibres de carbone les plus parfaites possibles.

Les fibres industrielles n'atteignent toutefois pas ces valeurs numériques, théoriques, du fait des imperfections des structures cristallines. Les caractéristiques des fibres ainsi élaborées restent cependant élevées et peuvent atteindre, une performance de l'ordre de 650 KN/mm² pour le module de Young et 4000 N/mm² pour la contrainte de rupture.

II.4 Réparation et renforcement au moyen des matériaux composites

Un matériau composite est l'assemblage de deux matériaux de nature différente, se complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément. Les matériaux composites sont composés de fibres noyées dans une matrice.

Une fibre est constituée de plusieurs filaments élémentaires, le diamètre est de l'ordre de 5µm. La fibre a un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture, les lois de comportement sont de type 'élastique fragile'.



Figure II.5 : Fibre constituée de filaments



Figure II.6 .Renforcement par fibres de carbone de divers éléments structuraux
(Éléments en béton armé et maçonnerie)

Le comportement mécanique des matériaux composites dépend du type de fibres et de type des matrices, qui doivent être compatibles entre eux.

La matrice est le matériau qui donne le monolithisme à l'ensemble, et permet d'assurer le collage des fibres entre elles et transférer les efforts extérieurs à celles-ci. De plus la matrice joue un rôle très important pour résister aux efforts tranchants. Par ailleurs, elle protège les fibres en l'isolant de l'humidité de l'oxydation et des agents agressifs chimiques.

Le renforcement et la réparation d'ouvrages en maçonnerie par collage de matériaux composites sont devenus des opérations relativement courantes. La technique consiste à coller sur la structure existante un matériau relativement léger et présentant des performances mécaniques nettement supérieures à celles de la maçonnerie. Ce type de matériau dit « composite » est le plus souvent constitué d'une matrice époxy et de fibres de carbone.

Dans le cas des maçonneries, l'intérêt du renforcement par composites peut paraître moins évident car les renforts sont très couteux mais présentent des performances mécaniques très intéressantes.



Figure II.7 Renforcement de la maçonnerie par collage de matériaux composites

Cependant, les évolutions technologiques en cours (amélioration des techniques de mise en œuvre et de la qualité des adhésifs, apparition de composites à haut module d'élasticité et à bas prix) laissent penser que cette méthode de réhabilitation pourrait être davantage appliquée sur les structures en maçonnerie à l'avenir.

Dans le cas de maçonnerie ancienne, la méthode semble particulièrement séduisante comparée aux techniques de réparation traditionnelles, puisqu'elle permet de pallier à la non modification de la forme architecturale initiale de la structure et sans apport de masse.

En outre, de nombreux auteurs s'accordent sur la validité de la technique de collage de composites pour le renforcement de structures en maçonnerie vis-à-vis de la durée de vie.

Les avantages du renfort au moyen de matériaux composites offrent :

Une légèreté 5 fois plus que l'acier ;

Une résistance plus optimale que les bétons projetés ;

Une grande flexibilité avec une faible épaisseur ;

Une facilité de transport ;

Un poids de l'ordre de 800gr le mètre carré (épaisseur d'environ 1mm) ;

Une mise en place et un découpage à la forme désirée ;

Une mise en œuvre aisée ;

Adaptation aux supports ;

Non sensibilité à la corrosion et d'autres attaques chimiques ;

Meilleure résistance au feu et à la fatigue.

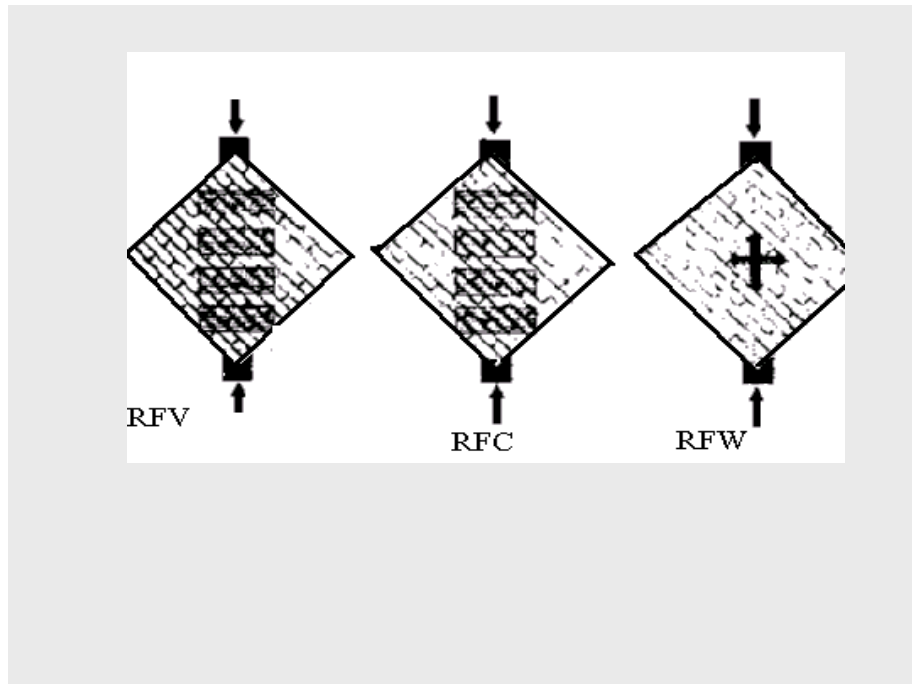


Figure II.8 Renforcements des maçonneries par fibre : renfort par fibre de verre (RFV), renfort par fibre de carbone (RFC) et renfort bidirectionnel par fibre de verre (RFW)

II.4.1 Efficacité du renforcement et de réparation avec le TFC

Pour rendre efficace une opération de renforcement de ce genre, il faut faire de sorte que :

- ✓ les renforts recouvrent le plus de joints inter-blocs dans les deux sens : vertical et horizontal ;
- ✓ Cette méthode soit importante du point de vue de la capacité portante ;
- ✓ rapide du point de vue du temps de mise en place ;
- ✓ Le renforcement soit assuré dans les deux directions, verticale et horizontale avec une seule couche ;
- ✓ Le décollement ne soit pas possible.

La figure 11 donne des exemples de renforcement de murs avec des bandes de TFC selon une configuration horizontale et/ou verticale.

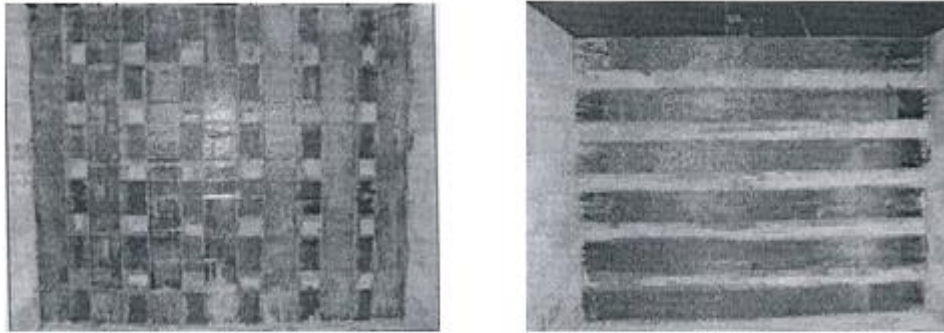


Figure II.9 : Exemples de renforcement avec des bandes TFC

II.4.2 Ancrage des bandes de TFC avec des mèches

La phase importante dans un procédé de renforcement des structures en maçonnerie est l'opération d'introduction des mèches d'ancrage des bandes TFC [29]. Afin d'éviter le décollement des bandes de TFC et d'assurer l'efficacité du renforcement jusqu'à l'atteinte du comportement postcritique (effondrement), des mèches d'ancrage sont mises en place sur les bandes horizontales et sur les bandes verticales. Ainsi chaque bande est ancrée à ses extrémités, avec au moins trois mèches par extrémité. En partie basse, l'ancrage des bandes verticales est réalisé dans la dalle en béton et sur les côtés l'ancrage des bandes horizontales est assuré dans les poteaux d'extrémité. En partie haute l'ancrage est assuré par un simple retour de bande en tête de mur. Figure II.10 illustre les deux cas d'ancrage des bandes de TFC (trois mèches par bande) selon la configuration horizontale ou verticale.

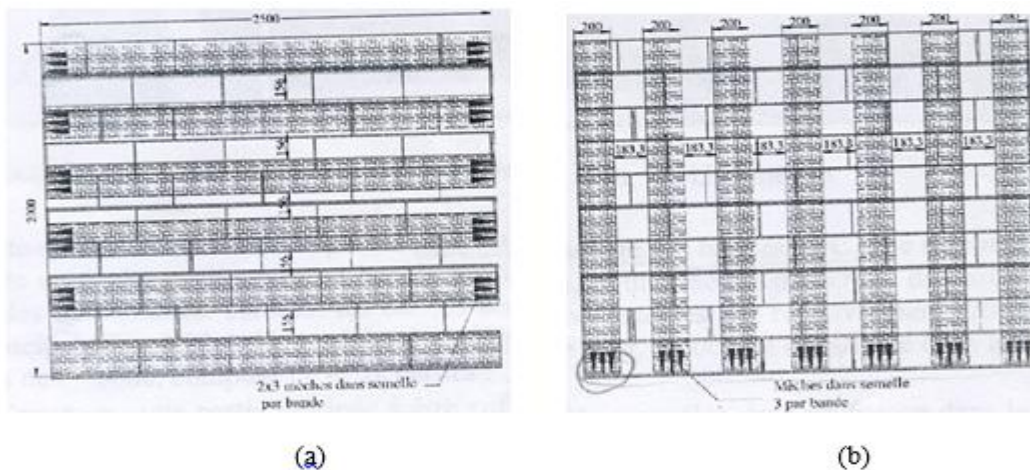


Figure II.10 Disposition des mèches pour l'ancrage des bandes TFC : 3 mèches/bande
 a) Configuration horizontale b) Configuration verticale

II.4.3 Procédé de renforcement

Le procédé de renforcement est constitué de plusieurs étapes :

- ✓ **Découpe des bandes** : elles sont effectuées dans le sens de la largeur. Celle-ci est illustrée sur la Figure II.11. Avant de couper les tissus, une bande d'adhésif est positionnée sur la partie lisse afin d'éviter l'effilochage des fibres du tissu lors de l'opération de découpe. Figure II.11 illustre l'opération de découpage des bandes de TFC

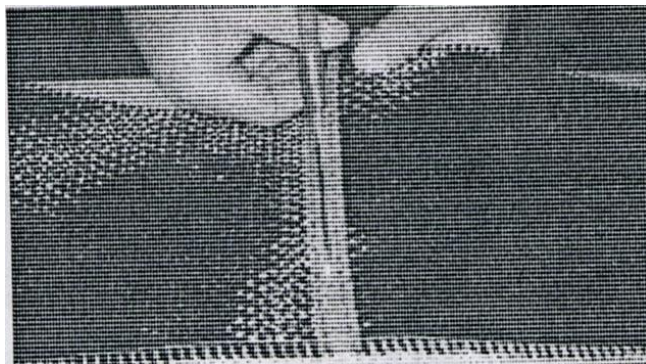


Figure II.11 Opération de découpage des bandes de TFC

Préparation des mèches : Les mèches sont préparées pour l'ancrage des bandes de TFC, une mèche est généralement préparée pour chaque bande verticale en bas de bande. Pour les bandes horizontales, elles sont préparées de part et d'autre de celles-ci.

En haut les bandes seront ancrées par recouvrement de 20 cm environ sur le mur principal.

II.4.4 Composition de la mèche

Une mèche d'ancrage est constituée d'un assemblage de fibres de carbone, composée de deux parties :

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

L'étude sur l'importance du système d'ancrage pour des structures maçonnées renforcées par TFC est encore limitée. Laursen et al. [30] ont étudié les connexions ductiles et fragiles utilisées en combinaison avec les renforts TFC. Les connexions sont utilisées sur les murs maçonnés renforcés pour des sollicitations de type flexion hors plan. Les bandes verticales de carbone ont été collées au mur de maçonnerie et ancrées à la fondation en utilisant différentes

techniques d'ancrage. A partir de ces essais, il a été constaté que le système d'ancrage influence la capacité des murs renforcés. Shohei MAEDA [31] de l'université Hokaido - Japon a effectué une étude sur les performances de certains systèmes d'ancrage des murs de maçonneries de remplissage renforcés par TFC. Dans les essais expérimentaux sous charge hors plan, les renforts TFC sont ancrés aux éléments de support en utilisant quatre types d'ancrage différents. Les résultats des essais ont montré que le renforcement TFC de la maçonnerie peut conduire à une augmentation substantielle de la capacité portante quand un bon ancrage du TFC à des éléments de support est assuré. En revanche, lorsqu'un ancrage inadéquat est utilisé, le mode de rupture peut changer passant d'une rupture ductile à une rupture fragile. Malgré le fait que ces essais effectués portent sur des sollicitations hors plan ainsi que sur le mur de maçonnerie de remplissage, ils nous montrent l'importance du système d'ancrage dans des murs renforcés par TFC.

✓ **Le fouet** : une partie fibreuse destinée à être stratifiée avec le composite TFC.

Pour installer les mèches, le perçage est réalisé au moyen d'un perforateur manuel à percussion. Le diamètre du foret est d'environ 16 mm et la profondeur est de 15 cm au moins [32].

Les figures 12 a), b) et c) illustre clairement les opérations de préparation des mèches pour assurer le collage et la participation à la résistance des bandes TFC dans le renforcement des maçonneries. La mèche est illustrée dans la Figure 14 c).

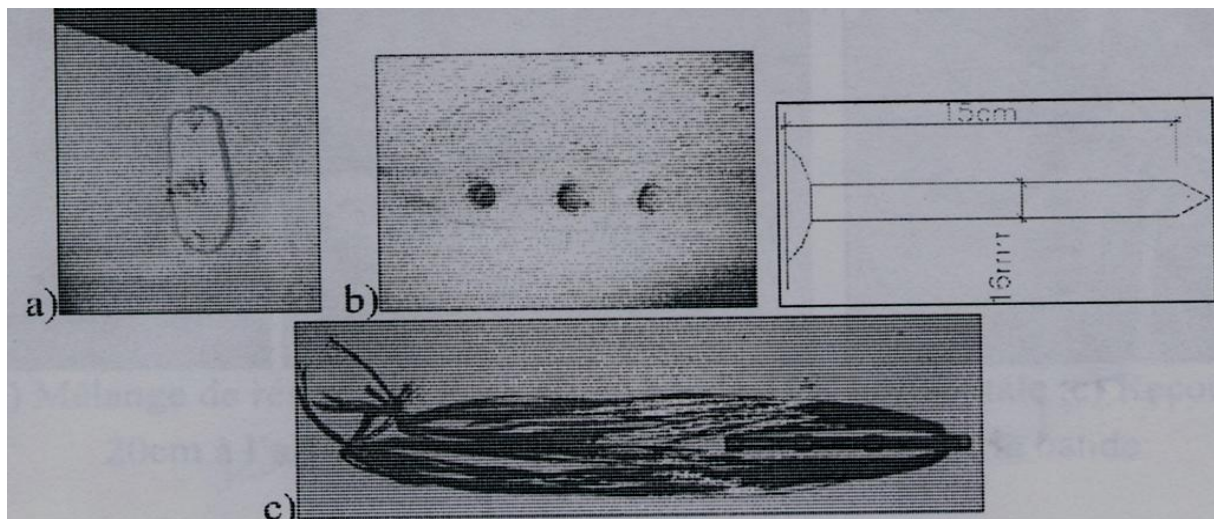


Figure II.12. Opérations de préparation des mèches d'ancrage des bandes TFC

II.4.5 Colle époxy bi-composante

La colle époxy bi-composante est généralement livrée en kits pré dosés. Elle doit être soigneusement mélangée dans son intégralité (Figure15). Les deux composants sont généralement de couleurs distinctes [33]. Le mélange est prêt lorsque la teinte du produit mélangé est uniforme. Une première couche de résine est appliquée en premier. La bande est ensuite collée sur la surface et doit être marouflée avec un rouleau pour que le tissu s'imprègne de résine et assure une adhésion parfaite.

Enfin une couche de résine est appliquée sur la bande, c'est le matriçage.



Figure 1.13 Préparation du mélange homogène de résine pour le collage des bandes de TFC

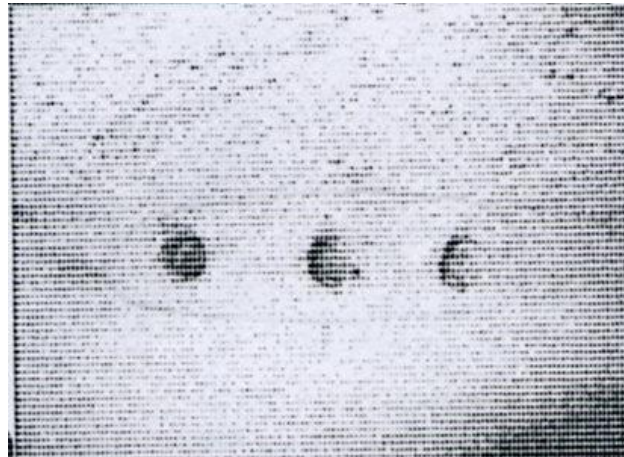


Figure II.14 Préparation du mélange homogène de résine pour le collage des bandes de TFC

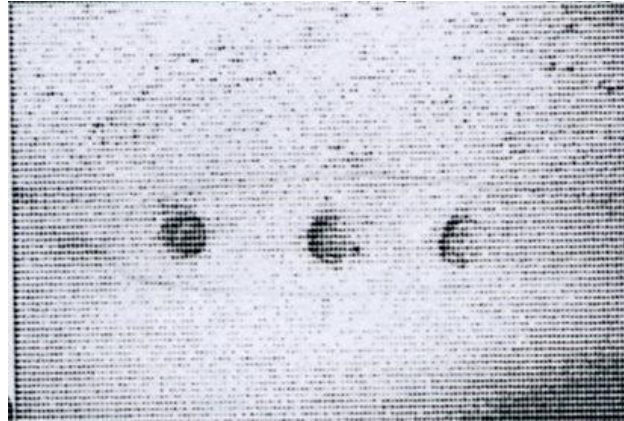


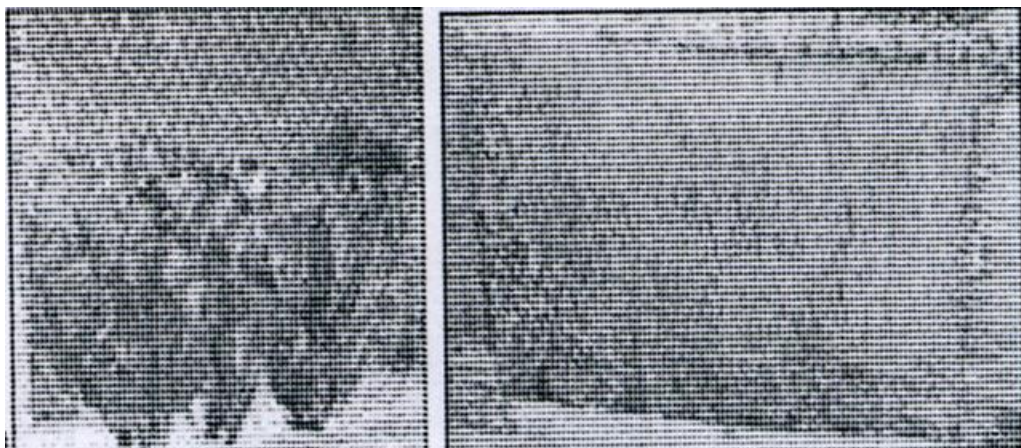
Figure II.15 Trous perforés pour l'ancrage des mèches de TFC dans la maçonnerie

Pour ancrer les mèches à l'extrémité basse des bandes verticales, la résine identique à celle utilisée pour le tissu est extrudée dans les trous de scellement au moyen d'une cartouche, d'une pompe et d'une buse de fractionnement statique placée en extrémité de cartouche. Le trou est ensuite rempli légèrement au-dessus de la moitié de sa profondeur.

L'ancrage de la mèche dans le trou est assuré à l'aide de tiges de scellement. Enfin, une bande carrée de tissu est positionnée afin de recouvrir le fouet de mèche dans le but de conforter la liaison et d'assurer un ancrage optimal des fouets (Figure II.15).

II.4.6 Position des mèches ancrées

Les positions judicieuses des mèches ancrées dans la semelle et dans les coins du mur sont illustrées sur la figure II.16 ci-dessous. Une fois les mèches introduites dans les trous, une bande de TFC vient les recouvrir.



a) Enfilement des mèches dans les trous

b) recouvrement de mèches avec un tissu TFC

Figure II.16 Opération finale de l'ancrage

II.5 Justification expérimentale du renforcement de maçonnerie par bandes de TFC [34]

Les essais effectués in situ, qui ne sont pas nombreux [34], sur la technique de renforcement des maçonneries du vieux bâti en pierre ont montré que les performances apportées en terme de ductilité et de capacité portante sont justifiées expérimentalement.

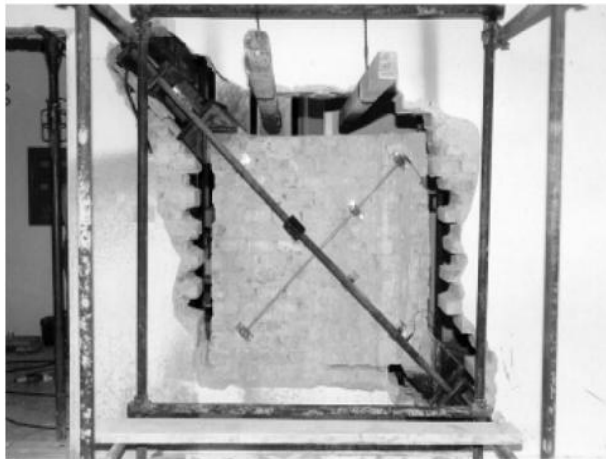


Figure II.17 Essai in-situ de compression diagonale sur un muret en pierre naturelle

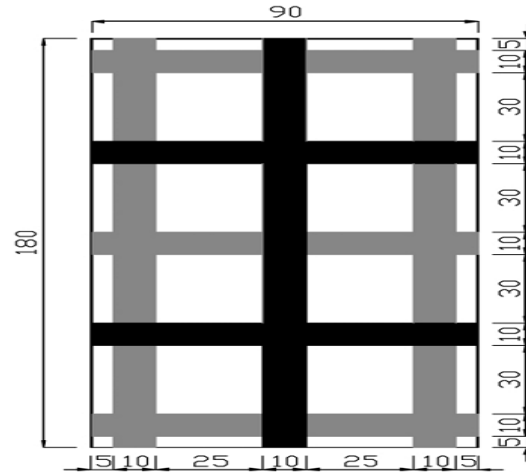


Figure II.18 Schéma de renforcement adopté durant l'essai

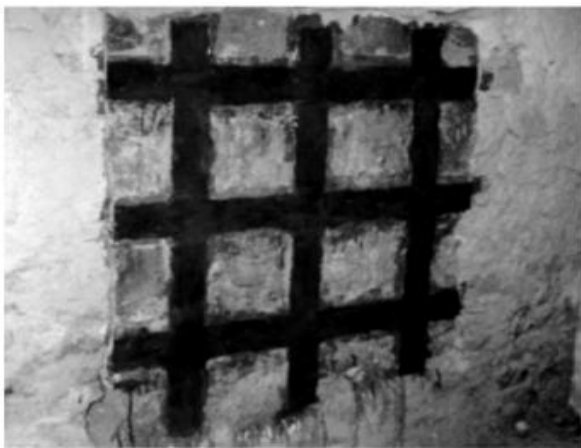


Figure II.19 Procédé de renforcement appliqué in situ



Figure II.20 Renforcement par l'ancien procédé d'injection

II.5.1 Réponse expérimentale des murets renforcés par tissu TFC

Les courbes force-déplacement des essais effectués par Corradi et al [34], Nous montrent que la ductilité augmente ainsi que la résistance par rapport au mur non renforcé (témoin).

Dans ces essais, la comparaison avec un renforcement par injection a été également introduite pour raison de vérification. On ne constate que le procédé de renforcement avec des composites est meilleur par rapport à celui de l'injection des fissures dans la maçonnerie.

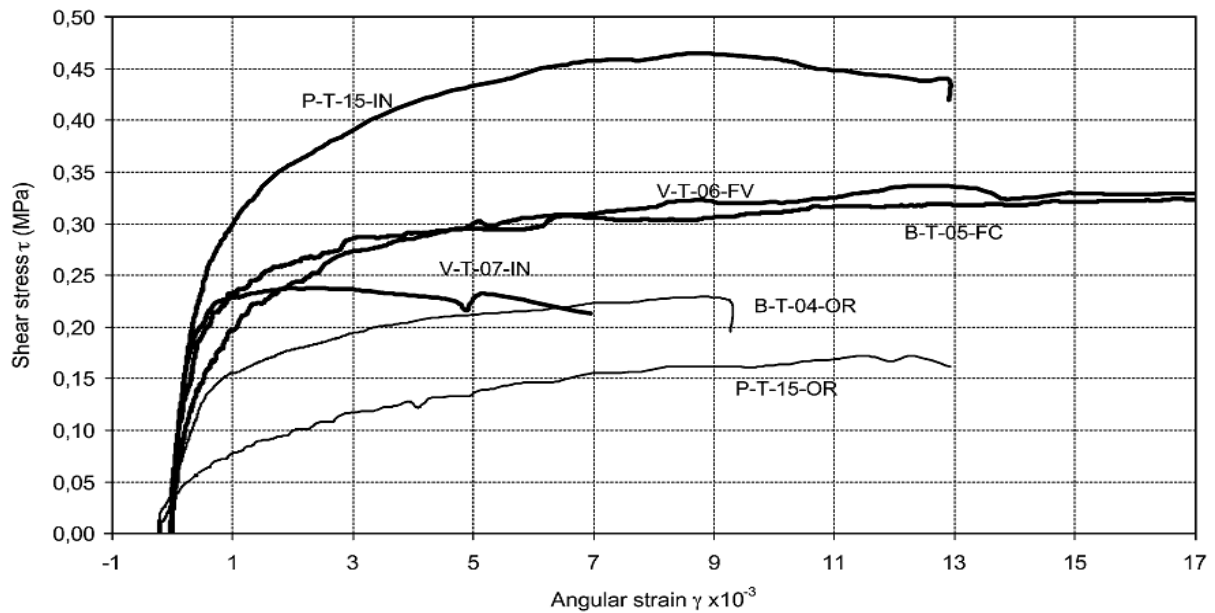


Figure II.21 Synthèse de réponses expérimentales de murs renforcés avec le tissu TFC

Tableau 7. Les résultats de l'essai de compression diagonal [34]

Index Code	Strengthening technique	Texture	Section [cm]	P_{max} (kN)	τ_k (MPa)	$G_{1/3}$ (MPa)	Angular strain $\gamma_{1/3}$
B-D-02-OR	None	Single-leaf solid brick masonry	48	34.31	0.069	131	0.136
B-D-03-FC	CFRP	Single-leaf solid brick masonry	48	188.25	0.373	100	1.240
G-D-11-OR	None	Double-leaf roughly cut stone masonry	57	51.14	0.053	26	0.643
G-D-11-IN	Panel repaired by injection	Double-leaf roughly cut stone masonry	57	124.85	0.129	685	0.061
G-D-12-FC	CFRP	Double-leaf roughly cut stone masonry	57	121.53	0.127	55	0.699
P-D-13-OR	None	Double-leaf roughly cut stone masonry	48	47.66	0.059	37	0.533
P-D-13-SI	Panel repaired by injection and deep repointing	Double-leaf roughly cut stone masonry	48	127.71	0.157	731	0.070
P-D-14-FC	CFRP	Double-leaf roughly cut stone masonry	48	141.61	0.173	117	0.497

D'après le tableau 10, on remarque que la charge maximale obtenue avec un renforcement en TFC est d'environ 188.25 KN. Le mur témoin sans renforcement a donné une charge de rupture de 51.14 KN. Ainsi l'opération de renforcement avec le TFC a fait multiplier la charge de 3.6 fois plus. Cette technique de renforcement est donc meilleure et surtout facile à mettre en œuvre.

II.6 CONCLUSION

Vu les propriétés et les avantages que présentent les matériaux composites, tels que la grande flexibilité en s'adaptant aux formes géométriques les plus complexes des éléments renforcés, la légèreté par rapport aux aciers et aux bétons, la facilité de manutention, de transport et de mise en œuvre sur site, ainsi que leurs résistances mécaniques assez importantes que celles des autres moyens de renforcement. La technique de réparation qui fait appel à ce genre de matériau est certainement la plus adaptée à la réparation et/ou au renforcement des maçonneries du vieux bâti.

Cette méthode de renforcement, qui s'effectue par l'application de tissus en polymère renforcé en fibre de carbone sur les parements des murs à renforcer, demeure une alternative intéressante aux méthodes de renforcement conventionnelle. C'est donc pour cette raison qu'elle a été retenue dans ce projet où un protocole d'essai est programmé dont l'objectif est de mettre en évidence l'efficacité et les performances de l'utilisation du matériau composite TFC.

CHAPITRE III: PROGRAMME EXPERIMENTAL

Ce chapitre est consacré à la caractérisation des matériaux utilisés dans notre programme expérimental (pierre ; mortier et composite).

La méthode utilisée pour confectionner les murets et à le renforcement des murets par TFC est bien présentée ainsi que les étapes et le matériels utilisés ;

III.1 matériaux utilisés :

III.1.1 provenance des matériaux :

- Le sable: le sable utilise est un sable de rivière de la région de Baghlia.
- Le ciment : ciment portland compose (CPJ-CEM II/B 42.5) Lafarge.
- La chaux : Provient de l'usine de Berriane wilaya de Ghardaïa.
- La pierre : pierre calcaire de Djelfa provenant d'une carrière traditionnelle.
- L'eau : l'eau utilisée est celle du robinet de CNERIB.
- Le kit tissu de fibre de carbone + colle époxydique sont issus de Sika el djazaire.

III.2 Caractérisation des matériaux :

III.2.1 la pierre :

La masse volumique d'une pierre est déterminée par la méthode géométrique. Les mesures sont effectuées sur sept blocs. La masse volumique d'un bloc ρ (kg/m^3) est calculée par l'équation (1) comme suit :

$$\rho = M/V \quad (1)$$

Ou :

ρ : Masse volumique apparente en (kg/m^3).

M : masse des blocs en (kg).

V : volume net.

Tableau 08 : caractéristiques physiques de la pierre

n	Forme géométrique	masse (g)	Volume (cm ³)	ρ (g/cm ³)	ρ moy (g/cm ³)
1	Prismatique	342.2	9.8*5.3*2.8	2352	2309
2		337.0	9.9*4.6*3.1	2387	
3		414.3	10.1*4.7*3.7	2357	
4		396.1	10*4.8*3.7	2230	
5	cylindrique	220.0	$\Pi*2.5^2*5$	2240	
6		226.1	$\Pi*2.5^2*5$	2303	
7		225.9	$\Pi*2.5^2*5$	2300	

Les pierres calcaires utilisées pour construire les murs ont été testées en compression uni axiale afin de déterminer leur résistances et modules élastiques, Les charges sont transmises par un vérin hydraulique de 120KN de capacité maximale, et le système est connecté à un afficheur qui acquit les mesures (charge, déformation) prises pendant l'essai

La pierre soumise à un chargement de compression est façonnée par un carottage pour avoir une forme cylindrique dont le diamètre et la hauteur sont égaux à 50 ± 5 mm EN 1926 [36].



Figure III.1 : appareil de compression



Figure III.2: carottage de pierre

Les résultats donnent une valeur moyenne de résistance en compression de 33.30 MPa. Le module élastique s'élève à une valeur de 378.1 MPa calculé à 30% de la résistance maximale.

Les valeurs expérimentales synthétisant la force maximale, les contraintes et le module de Young des pierres testées sont présentées dans le Tableau 09.

Tableau 09 : Caractéristiques mécaniques de la pierre

Eprouvette	Surface A(mm ²)	Charge P(KN)	Contrainte σ (MPa)	Module de Young (MPa)
1	1962	56.2	28.61	-----
2	1962	62.0	31.56	-----
3	1962	103.5	52.73	-----
4	1962	85.3	43.47	-----
5	1962	36.1	18.42	347
6	1962	50.0	25.48	409
MOYENNE		65.51	33.30	378.1

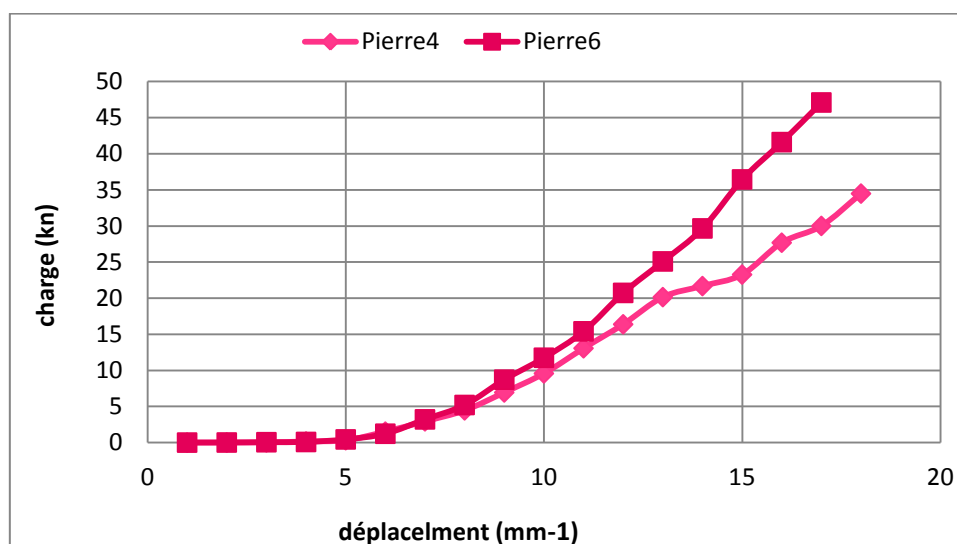


Figure III.3 : courbe de charge déplacement de pierre

La résistance à la traction de la pierre n'est pas déterminée expérimentalement. Dans la littérature, cet essai s'effectue en traction directe d'une pierre entaillée (Lourenço et al, 2005 [37]) ou par flexion d'une poutre composée de trois pierres collées avec un adhésif (Petersen, 2009[38]). Analytiquement, il est possible de considérer la valeur de résistance à la traction σ_t comme une fonction de la résistance moyenne en compression σ_c [39]. La valeur théorique de résistance à la traction de pierre calculée avec l'Équation (02) est 3.03 MPa.

$$\sigma_t = 0.53 \sqrt{\sigma_c} \quad (2)$$

III.2.2 Le mortier :

Le choix de mortier à une relation avec la résistance à la compression de la pierre (entre 10 et 40 MPa), d'après cette relation on a choisi notre mortier.

Le mortier utilisé dans notre maçonnerie est un mortier bâtard, constitué de sable tamisé à (0/2 mm), de ciment et de chaux aérienne. Les quantités en volume sont présentées dans le tableau(10).

Tableau 10: Composition de mortier utilisé dans la maçonnerie

Composant	Quantité en Volume
Ciment	1
Chaux	1
Sable	6
Eau	¼

-Essais sur les mortiers (EN 196-1)

Des essais ont été réalisés sur les mortiers pour définir les résistances à la compression et à la traction (norme EN 196-1)[40]. Six éprouvettes 4x4x16 cm³ ont été confectionnés et soumises à la traction par flexion et à la compression. Les résistances de compression et de traction par flexion ont été déterminées à l'âge de 7 jours et 28 jours.

-Equipement nécessaires pour l'essai:

-Des moules normalisé de section carrée 4cm×4cm et de longueur 16cm (éprouvettes 4×4×16).

-Malaxeur.

-Un appareil a chocs permettant d'appliquer 60 chocs aux moules.

-Une machine d'essais de résistance a la flexion permettant d'appliquer des charges jusqu'à 10KN.

-Une machine d'essais a la compression permettant d'appliquer des charges jusqu'a 100 KN.



Figure III.3: Moule prismatique



Figure III.4: Malaxeur



Figure III.5 : Appareille à choc



Figure III.6 : Machine d'essai de flexion



Figure III.6 : Machine d'essai de compression

-Resistance a la flexion :

La rupture de chaque éprouvette en flexion est effectuée conformément au dispositif décrit sur

La contrainte est calculée par la Formule de résistance à la flexion :

$$\sigma_f = \frac{1,5 F L}{b^3} \quad (3)$$

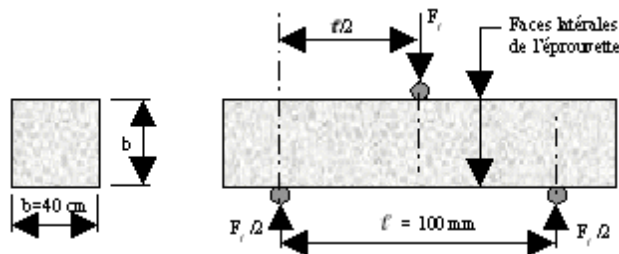


Figure III.7 : Dispositif pour l'essai de résistance à la flexion (VENUAT, 1989).

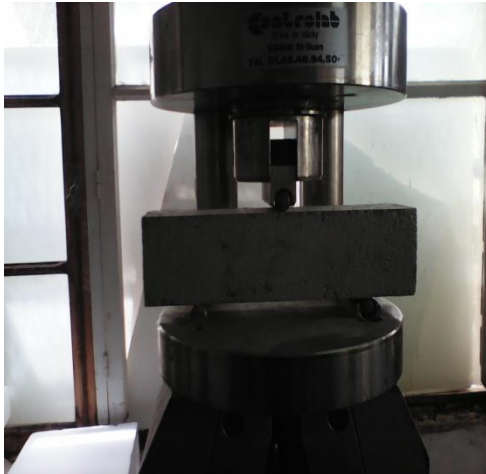


Figure III.8 : essai de flexion



Figure III.9 : rupture de mortier par flexion

-Resistance a la compression :

Les demi-prismes de l'éprouvette obtenue après rupture en flexion seront rompus en

Compression comme indique sur la figure III.10. Si F_c est la charge de rupture, la contrainte de rupture vaudra :

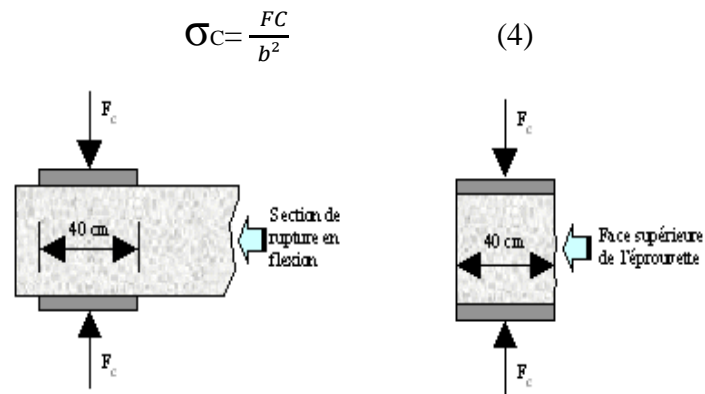


Figure III.10 : Dispositif pour l'essai de résistance à la compression.

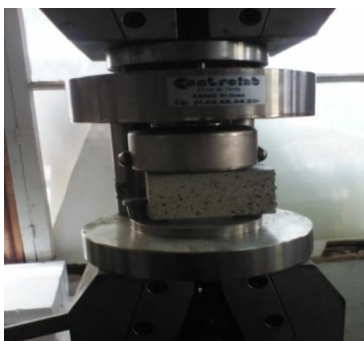


Figure III.11: compression de demi-prisme

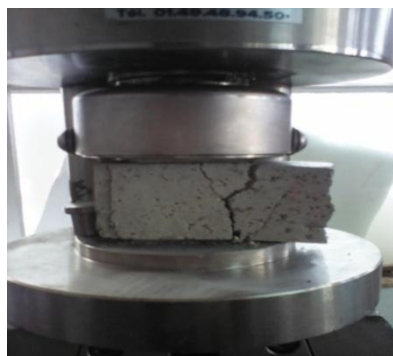


Figure III.12 : rupture de mortier par Compression

Les résultats obtenus sont représentées dans le tableau 11.

Tableau 11 : Résultats expérimentale de la résistance à la traction en flexion et de compression des prismes

N° de spécimens	Force maximale en flexion (KN)		σ_f (Mpa)		Force maximale en compression (KN)		σ_c (Mpa)	
	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours
01	1450	1950	3.39	4.57	26576	27715	16.61	17.67
02	1580	2210	3.70	5.17	27808	28310	17.38	17.69
03	1590	2110	3.72	4.94	26480	30005	16.55	18.75
Moyenne	1540	2090	3.60	4.89	26955	28677	16.84	18.03

Remarque :

Le mortier utilisé est un mortier batard est un mortier moins résistant que les mortiers en ciment et celle est due a l'ajoute de la chaux qui a fait chuter les résistances.

III.3 Matériaux composite :

III.3.1 tissu de fibres de carbone :

Pour le renforcement des murets nous avons utilisés un tissu unidirectionnel en fibre de carbone (SikaWrap®-230 C/45), issue de l'entreprise Sika el djazaire. D'après la fiche techniques le TFC, présent les caractéristiques suivantes :



Figure III.13 : tissu de fibre de carbone TFC

a) Utilisation :

Renforcement de structures en béton armé, en maçonnerie et en bois, soumises à des contraintes de flexion, de cisaillement, de traction, de torsion :

- Renforcement des poutres vis-à-vis de l'effort tranchant

Augmentation de la résistance et de la ductilité par confinement de poteaux

(Section circulaire, carrée)

- Augmentation de la capacité portante (complément des aciers internes existants)
- Augmentation de la tenue des maçonneries vis-à-vis des efforts sismiques
- Renforcement suite à un changement de destination, réaménagement de locaux
- Réparation de dommages (chocs, incendies, corrosion aciers internes,...)
- Reprises des défauts des structures (problème de conception, de calcul,...)
- Mise en conformité suite à l'évolution de la réglementation (renforcement parasismique, nouveau code de calcul).

b) Caractéristiques et Avantages :

- Facile à appliquer sur des surfaces planes ou courbes (poteaux, cheminées, dômes, silos ...)
- Multifonctions : renforcement vis-à-vis des efforts de flexion, de cisaillement, de traction, de torsion
- Insensible à la corrosion
- Epaisseur faible, même dans le cas d'application de plusieurs couches de tissu
- Légèreté extrême, permet un renforcement sans alourdir la structure
- Fibres de maintien latéral pour une meilleure stabilité du tissu
- Utilisation et application optimisées : tissu existe en 2 largeurs (30 et 60 cm)

Constitution Orientation des fibres du tissu :

Orientation des fibres : 0° (uni directionnelle, dans le sens de la longueur du tissu).

99% fil de chaîne, 1% fil de trame. Le tissu est muni de fils de trame spéciaux, donnant une bonne stabilité dimensionnelle (heat-set process).

c) Caractéristiques techniques :

Grammage : 230 g/m² + 10 g/m²

Epaisseur du tissu : 0,13 mm

Densité des fibres : 1,76 g/cm³

d) Caractéristiques physiques et mécaniques :**Caractéristiques des fibres :**

- Résistance en traction : 4 300 MPa (nominale)
- Module d'Elasticité en traction : 234 000 MPa (nominale)
- Elongation à rupture : 1,8 % (nominale)

Caractéristiques du composite :**tissu+ résine :**

- Epaisseur du composite testé : 1 mm (imprégné avec Sikadur®-330).
- Charge ultime : 350 kN/m de largeur.
- Module d'élasticité en traction : 25 kN/mm²

Ces valeurs sont des moyennes, données à titre indicatif à partir d'essais réalisés en laboratoire. Les caractéristiques obtenues lors des tests en traction dépendent du taux d'imprégnation des fibres par la résine, ainsi que de la procédure et des conditions d'essai.

iii.2.2.colle epoxydique structural pour le collage de renforts : (sikadur®-30)

Est une colle structurale thixotrope à 2 composants, mélange de résine époxydique et de fillers spéciaux, conçue pour une utilisation à une température comprise +8°C et +35°C.

- a) Utilisation :** Produit de collage de renforts structuraux selon la norme NF EN 1504-9, principe 4 Renforcement Structural, méthode 4.3 Renforcement par plats collés Procédé Sika® CarboDur® de renforcement de structures en béton, brique, bois par matériaux composites.



Figure III.14: Colle époxydique

b) Caractéristiques et Avantages :

- Facile à mélanger et à appliquer.
- Application sans primaire.
- Excellente résistance au fluage sous charge permanente.
- Excellente adhérence sur les lamelles Sika® CarboDur®, béton, maçonnerie, acier, fonte, aluminium, bois.
- Durcissement non affecté par l'humidité.
- Colle à hautes performances
- Thixotropie: aptitude à l'application sur surfaces verticales et en sous-face.
- Durcit sans retrait.
- Composants de couleurs différentes : permet le contrôle de l'homogénéité du mélange
- Hautes résistances mécaniques initiales et finales.
- Hautes résistances à l'abrasion et aux chocs.
- Imperméable aux liquides et à la vapeur d'eau

Aptitude à la mise en place

Selon la FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte)

Aptitude à la mise en place sur surfaces verticales : aucun affaissement jusqu'à 3-5 mm d'épaisseur à +35°C.

Ecrasement selon la FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) 4.000 mm² à +15°C à 15 kg

Epaisseur par couche 30 mm max.

Quand plusieurs kits doivent être utilisés : les préparer au fur et à mesure des besoins (et non à l'avance) afin de ne pas réduire la durée d'utilisation du kit (durée de vie en pot).

Retrait 0,04% selon la FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte)

Coefficient Dilatation Thermique Coefficient α : $2,5 \cdot 10^{-5}$ par °C (température de -20°C à +40°C).

c) Caractéristiques physiques et mécaniques :

Les Résistances :

Tableau : 12 Résistance en compression

Temps de durcissement	Température de durcissement	
	+10° C	+10° C
12h	-	80-90 MPa
1 jour	50-60 MPa	85-95 MPa
3jours	65-75 MPa	85-95 MPa
7 jours	70-80 MPa	85-95 MPa

Tableau : 13 Résistance en cisaillement

Temps de durcissement	Température de durcissement	
	+15°C	+35°C
1 jour	3-5 MPa	15-18 MPa
3 jours	13-16 MPa	16-19 MPa
7 jours	14-17 MPa	16-19 MPa

Tableau 14 : Résistance en traction

Temps de durcissement	Température de durcissement	
	+15°C	+35°C
1 jour	18-21 MPa	23-28MPa
3 jours	21-24MPa	25-30MPa
7 jours	24-27MPa	26-31MPa

III.4 PROGRAMME DES ESSAIS SUR LES MURETS :**III.4.1 confection des murets :**

Les murets confectionnés ont une forme carrée d'arrêt de 400 mm et une épaisseur de 50 mm. Dix huit (18) murets ont été confectionnés au laboratoire pour la réalisation de la parties expérimentale. Ces murets est construits par sept rangés composées de trois ou quatre pierres dans chaque rangé.

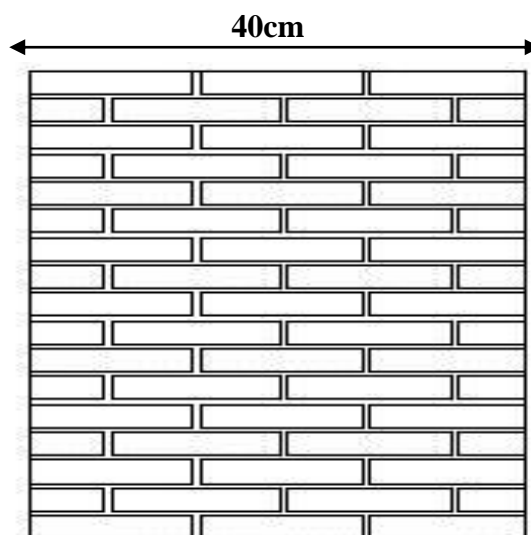


Figure III.15 : Dimension des murets



Figure III.16 : Murs en pierre

-Matériel utilisé :

Le matériel utilisé pour la confection des murs est le suivant: truelles, auge, équerre, niveau, scie à béton

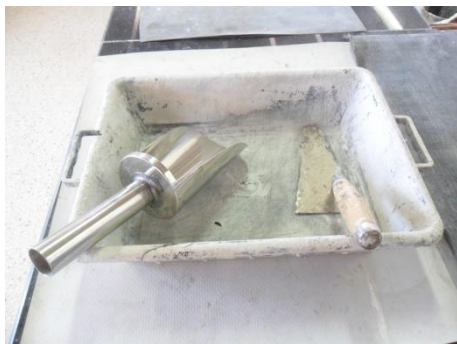


Figure III.17 : truelles et auge

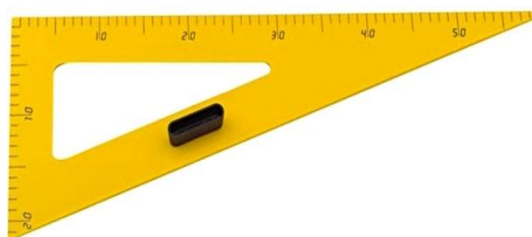


Figure III.18: équerre



Figure III.19: scie à béton



Figure III.20 : niveau

- Méthodologie de la confection des murs

Un dispositif a été réalisé pour la réalisation des murets afin de respecter la planéité. Les étapes suivies sont :

- 1) tailler la pierre avec la scie à béton de roche moellon à des roches pré taillé.
- 2) tailler les roches pré taillé à des roches bien taillé de dimension « 10*5*5 » cm³.
- 3) Mouiller préalablement les pierres taillé, pour éviter l'absorption de l'eau du mortier pendant la réalisation de la maçonnerie.
- 4) Etaler le mortier suivant l'épaisseur et fixant dimensions du joint.
- 5) Vérifier la planéité du mur avec l'équerre.
- 6) Les murets sont ensuite transportés et stockés.



Figure III.21 : pierre moellon



Figure III.22: coupures de la pierre à l'aide de la scie à béton



Figure III.23: pierre pré taillé



Figure III.24 : pierre taillé



Figure III.25 : pierre taillé



Figure III.26: dispositif pour la confection Des murets



Figure III.27: muret fini



Figure III.28 : muret fini



Figure III.29 : murets finis prêts à l'écrasement

III.5 Renforcement des murets :

Le renforcement est appliqué après 28 jours de la cure des murets au sein de laboratoire selon la technique de mise en place des TFC. 12 murets ont été renforcés par cette procédure on suivant ces étapes :

- Couper le tissu de carbone selon les dimensions désirées.
- Préparer la surface ou on va appliquer la résine la surface doit être une peu rugueuse et bien propre.
- Préparer la résine en mélangeant le composant A et le composant B avec un volume de 3A/1B.
- Appliquer une couche mince (5mm maximum) de la résine à la surface désirée à l'aide d'une spatule métallique.
- Poser le tissu sur la surface préparée, avec un rouleau on fait des aller retour.



Figure III.30 : tissu de carbone



Figure III.31: bande du tissu de carbone



Figure III.32: nettoyage de la surface



Figure III.33 : application de la résine



Figure III.34: pose de tissu de carbone

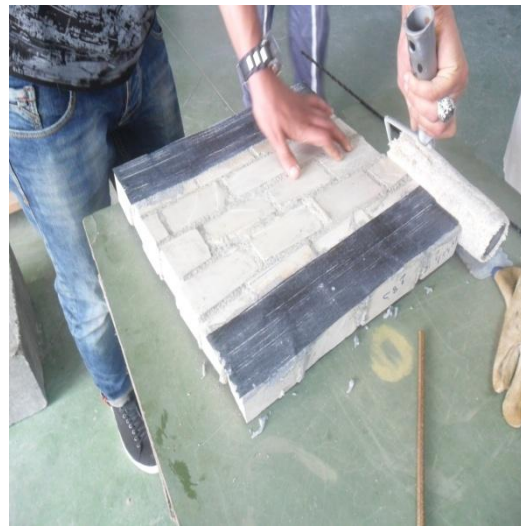


Figure III.35: imprégnation de tissus

Quatre (4) configurations ont été choisies pour le renforcement de 12 murets (1 configuration pour 3murets) elles sont les formes suivant :

- CONF1 : 2 bandes de tissu de carbone parallèles aux joints horizontaux en bas et en haut du muret.
- CONF2 : 2 bandes de tissu de carbone perpendiculaire aux joints horizontaux a l'extrémité de muret (a droite et a gauche).
- CONF3 : combinaison entre la CONF1 et la CONF2 4 bandes de tissu de carbone entourant le muret.
- CONF4 : 2 bandes de tissu de carbone le long de 2 diagonales du muret en forme de X



Figure III.36 : configuration CONF1



Figure III.37 : configuration CONF2



Figure III.38 : configuration CONF3



Figure III.39 : configuration CONF4

III.6 CONCLUSION :

A travers ce chapitre, nous avons présenté les différentes techniques utilisées pour la réalisation du programme expérimental de notre recherche qui a été élaboré selon les règles de l'art. La confection et le renforcement des murets sont réalisés en prenant toutes les précautions.les résultats des essais et les interprétations sont présentées dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV : RESULTAT ET INTERPRETATION

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats des différents essais réalisés sur les murets en pierre calcaire sous sollicitations de cisaillement et de compression.

Nous montrons l'influence de chaque paramètre tel que : la résistance au cisaillement et le module de cisaillement sur le comportement des différents murets en maçonnerie testés au cisaillement. Aussi, nous décrivons les différents modes de rupture rencontrés.

Nous montrons dans ce qui suit l'importance et l'apporte de la fibre de carbone dans le renforcement des murets en maçonnerie par rapport aux murets non renforcés.

IV.1 Essai de compression uni-axiale:

Trois (03) murets sont testés en compression simple. Le chargement vertical est appliqué avec un vérin hydraulique de capacité maximale de 100 KN. La vitesse de chargement est 5mm /min. La mesure du déplacement vertical de la maçonnerie est effectuée à l'aide des capteurs de déplacements. L'ensemble des données, forces et déplacements, sont enregistrés automatiquement par un système d'acquisition des données.



Figure IV.1: Essai de compression uni-axiale (vérin de 100 KN)

Le résultat expérimental obtenu pour la première fois est une charge de 100 KN c'est la charge maximale du vérin dans ce cas aucune fissure aucune mode de rupture n'a été observés sur les 3 murets. A cause de sa on a déplacé nos murets a une autre appareille de compression de charge maximale 200 KN cette charge a crée des fissure verticale (mode de rupture) mais les murets n'arrivent pas à la rupture juste des fissures verticaux.



Figure IV.2: Essai de compression uni-axiale (vérin de 200 KN)

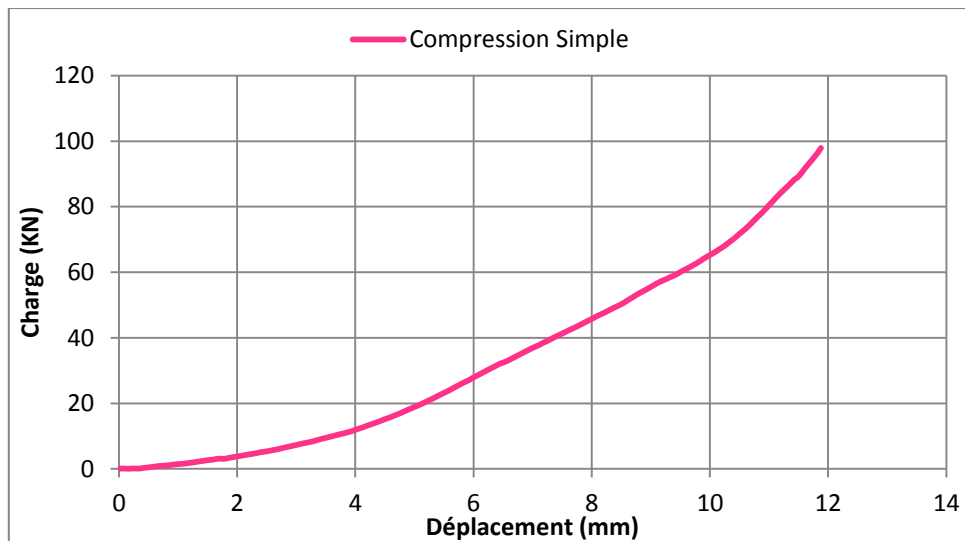


Figure IV.3: Courbes Charge-déplacement de la maçonnerie

Le résultat expérimental montre que la rupture des murs se produit avec une fissuration verticale en parallèle à l'axe de compression. Plusieurs auteurs sont trouvés des résultats similaires à les nôtres.



Figure IV.4: fissuration verticale

IV.2 Essai de compression diagonale:

D'après Gabor A (2006) [41], 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 bi axiale 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 IV.5.

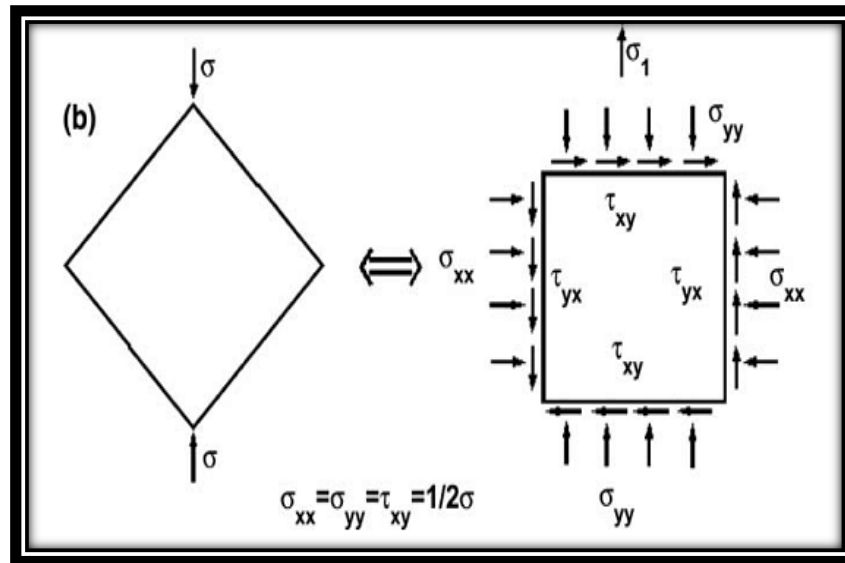


Figure IV.5 : Etat de contrainte produit dans un panneau carré soumis à la compression diagonale

Gabor A. (2006)

a) Dispositif des essais :

Une presse pilotée par ordinateur a été utilisée pour la réalisation des essais, comprenant :

- Un portique de 0.7 m x 0.7 m
- Un vérin de 100 KN de capacité
- Un système d'acquisition des données
- Sabots (semelles) de transmission des charges
- Un ordinateur pentium 2,

b) Principe de l'essai

Le muret est placé en diagonale dans les sabots en acier qui ont la forme d'un angle. Ces derniers permettent la transmission de la charge au mur.

Les quinze (15) murets sont testés en compression diagonale. Ils sont placés en diagonale dans les sabots en acier qui ont la forme d'un angle. Ces derniers permettent la transmission de la charge aux murets. La vitesse de chargement est de 5mm /min. La mesure des déplacements est effectuée à l'aide des capteurs de déplacements.

L'ensemble des données, forces et déplacements, sont enregistrés automatiquement par un système d'acquisition des données.

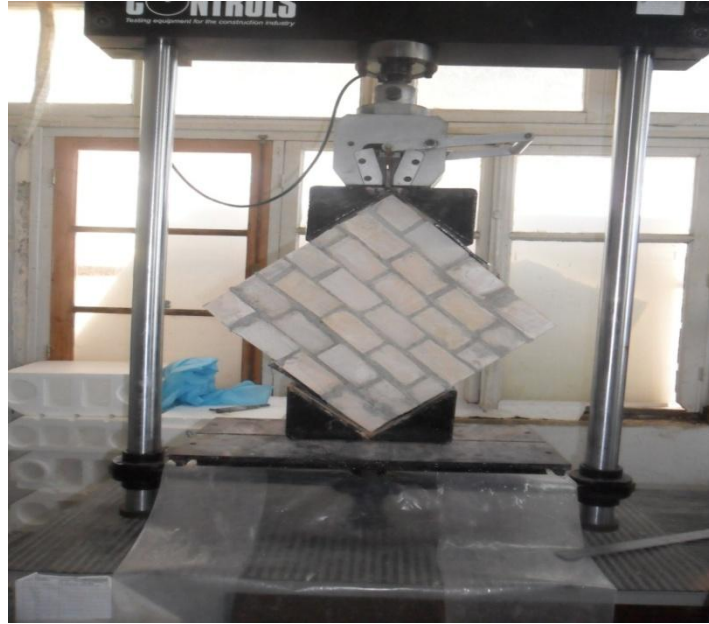


Figure IV.6: Essai de compression diagonale.

IV.2.1 Calcule de la contrainte de cisaillement:

Nous avons calculé la contrainte de cisaillement suivant la norme ASTM E 519 – 0. A cet effet nous avons utilisé les formules suivantes :

$$\sigma = 0.707 * \frac{F}{A_n} \quad \text{Equation (1)}$$

σ Est la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement. Ensuite, nous calculerons la surface nette du mur désigné A (mm²) :

$$A_n = \left(\frac{W+H}{2} \right) * T \quad \text{Equation (2)}$$

La surface latérale A est soumise à une charge maximale F. La surface A est calculée avec l'Équation 4.2 en considérant w , la largeur, h la hauteur et t l'épaisseur du mur.

IV.3 Comportement des murets non renforcés :

IV.3.1 Mode de rupture :

Trois murs non renforcés sont testés en compression diagonale. Différents modes de rupture caractérisent les murs non renforcés. La rupture du mur témoin1 s'est produite à cause de la faiblesse du mortier dans le joint horizontal par un glissement de la partie droite et gauche de muret. En revanche, la rupture des murs témoin2 et témoin3 présente une fissuration diagonale traversant les joints verticaux de mortier et par fois la pierre pour les 3 murets la

rupture a été soudaine et le joint qui cède le premier avant la pierre où la rupture des joints verticaux est produite à l'interface pierre-mortier avant que les pierres soient fissurées.

IV.3.2 Résistance au cisaillement :

Le muret témoin1 a une résistance au cisaillement maximale de 0.63 MPa . Le comportement de ce mur reflète une faiblesse dans les joints de mortier. Cette faiblesse des joints est présentée par un glissement dans les joints horizontaux.

En plus, le mur témoin2 a une contrainte de cisaillement maximale de 0.73 MPa correspondant à une force maximale de 20.82 KN . En plus, le muret témoin3 présente une force de rupture de 23.89 KN , ce qui produit dans ce mur une contrainte de cisaillement maximale de 0.84 MPa . Dans ces deux murets, nous constatons que la maçonnerie présente une rupture progressive et douce en escalier et en diagonale, dans pratiquement tous les spécimens, c'est le joint qui cède en premier avant le bloc.



Figure IV.7: mode de rupture de muret témoin



Figure IV.8: mode de rupture de muret témoin

Tableau15 : résultats expérimentaux des murets témoins

Muret	F(KN)	τ (MPa)	δ
Témoin1	17.9	0.63	0.019
Témoin2	20.82	0.73	0.045
Témoin3	23.89	0.84	0.043
MOYENNE	20.87	0.733	0.035

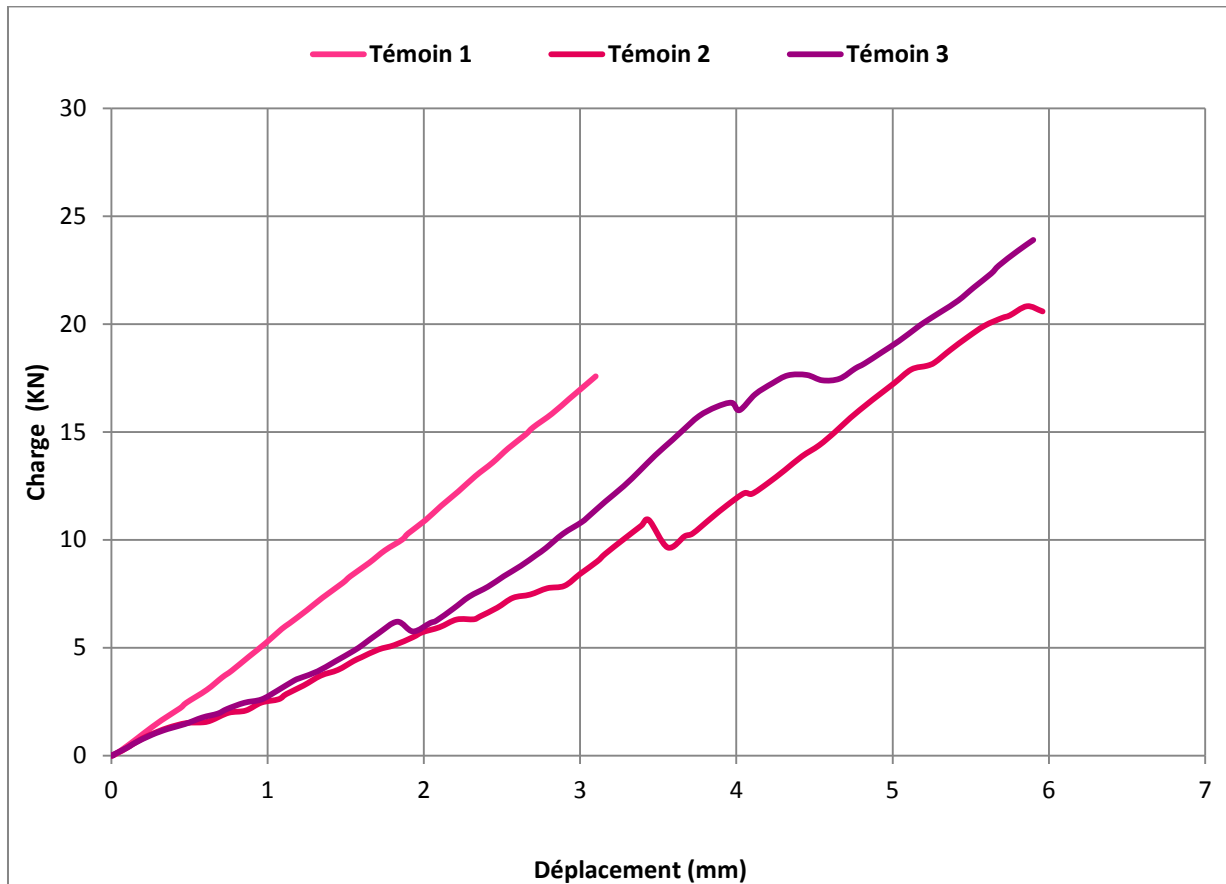


Figure IV.9: courbe force-déplacement des murets témoins

IV.4 Comportement des murets renforcés :

Les résultats obtenues suite à la compression diagonale sont caractérisés dans le tableau suivant :

Tableau 16 : Résultats expérimentaux des murets testés

Identité des murs		F (KN)	F moy (KN)	τ (MPa)	τ_{moy} (MPa)	Déplacement (mm)	D_{moy} (mm)	Gain de déplacement %	Gain de contrainte %
Témoin	Témoin 1	17.9	20.87	0.63	0.733	5.27	5.48		
	Témoin 2	20.82		0.73		5.86			
	Témoin 3	23.89		0.84		5.31			
CONF1	CONF1.1	28	22.75	0.99	0.80	9.68	8.23	50	09
	CONF1.2	24.16		0.85		8.76			
	CONF1.3	16.1		0.56		6.26			
CONF2	CONF2.1	32.35	26.91	1.14	0.94	13.84	11.39	107	51
	CONF2.2	17.40		0.61		8.89			
	CONF2.3	30.99		1.09		11.44			
CONF3	CONF3.1	23.59	35.21	0.8	1.23	12.86	15.79	180	63
	CONF3.2	45.19		1.6		13.51			
	CONF3.3	36.87		1.3		21.01			
CONF4	CONF4.1	36.15	37.70	1.28	1.33	20.92	14.71	168	81
	CONF4.2	35.98		1.27		10.36			
	CONF4.3	40.96		1.44		12.85			

IV.4.1 Configuration 1 :

a) Mode de rupture :

La rupture du mur CONF1.1 se produit au niveau de la pierre puis elle suit la diagonale verticalement jusqu'au joint du mortier en forme d'escalier. Cette fissuration s'arrête immédiatement au contact avec la fibre, on remarque aussi un décollement du mortier entre les pierres.

La rupture du mur CONF1.2 a produit une fissuration dans la plus part des joints de mortier dans la zone non renforcées avec le TFC et décollement a l'interface pierre mortier.

La rupture du mur CONF1.3 se produit par un glissement au niveau de deuxième et troisième joints horizontaux et a un joint vertical.

Le renfort dans les 3 murets n'a subi aucune déformation et il est resté sain.



Figure IV.10: mode de rupture de CONF1.1



Figure IV.11: mode de rupture de CONF1.2



Figure IV.12: mode de rupture de CONF1.3

b) Résistance au cisaillement et déplacement :

La valeur moyenne de la résistance au cisaillement de cette configuration est de 0.80 MPa avec une augmentation de 9% par rapport à la contrainte moyenne de cisaillement des murets témoin et le déplacement maximale est de 8.32 mm le gain moyenne de cette configuration a augmenté environ 50% Par rapport au déplacement des murets témoins.

Le muret CONF 1.1 a une résistance au cisaillement maximale de $0.99MPa$ Correspondant à une force maximale de 28 KN avec une augmentation de 35%.

Le muret CONF 1.2 a une résistance au cisaillement maximale de $0.85MPa$ Correspondant à une force maximale de 24.16 KN avec une augmentation de 15%.

Le comportement de ces 2 murs reflète une faiblesse dans la partie ou il n'ya pas de fibre et aussi a l'interface mortier pierre.

Le muret renforcé CONF 1.3 a une résistance au cisaillement maximale de $0.56MPa$ Correspondant à une force maximale de 16.1 KN. Le comportement de ce mur reflète une faiblesse entre le mortier et la pierre c'est à cause de faible adhérence entre ces derniers lié à sa construction.

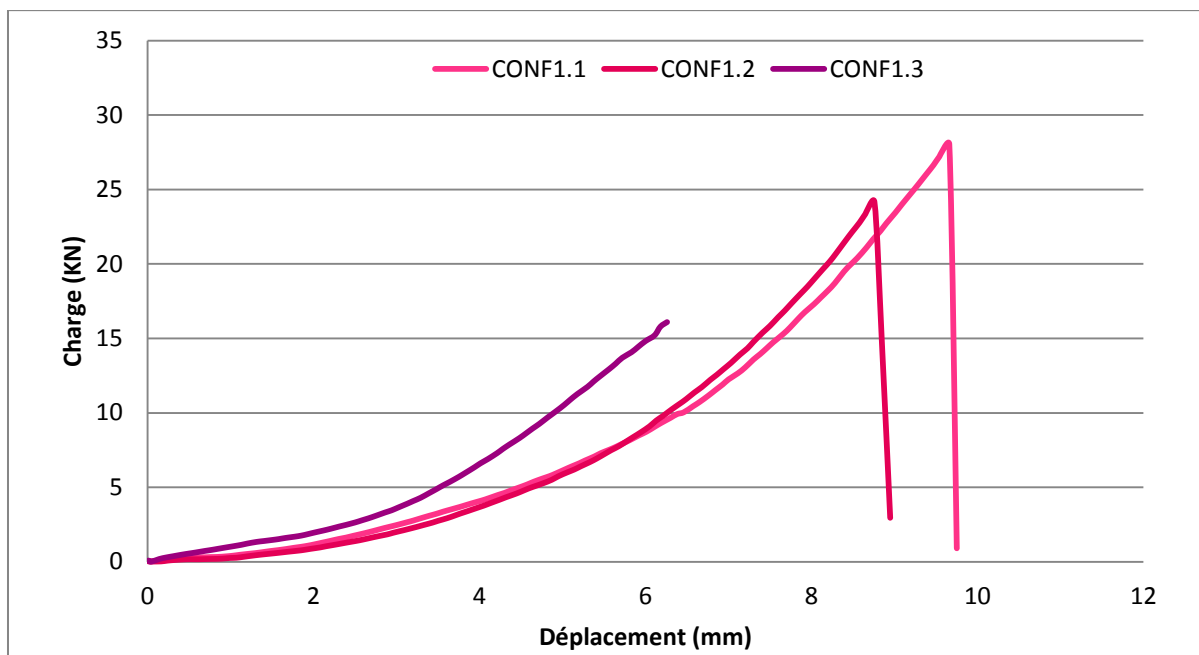


Figure IV.13: courbe charge-déplacement CONF 1

La courbe de comportement des murets CONF1 montre que le comportement de ces derniers n'est pas très différent à celui des murets témoin et ça est dû essentiellement à la disposition des fibres qui sont parallèle aux joints horizontaux cela empêche les fibres de intervenir quand il ya un glissement dans les joints horizontaux dans la zone non renforcé avec une rupture

fragile. Luccioni et al 2011 [42] ont trouvé des résultats similaires et ils ont constaté que le renforcement avec des bandes en parallèle des joints horizontaux n'a pas significativement amélioré la résistance des murs par rapport aux témoins.

IV.4.2 Configuration 2 :

a) Mode de rupture :

La rupture du mur CONF2.1 se produit au niveau des joints horizontaux et verticaux sous forme d'escalier mais décalé de la diagonale dont les extrémités sont occupées par la fibre qui a empêché cette fissuration de propager le long de diagonale, on remarque aussi que la pierre situé au coin bas de chargement a subi une fissuration due au frottement avec le sabot.

La rupture du mur CONF2.2 se produit d'une manière soudaine avec un décollement hors plan des parties situées à droite et à gauche de la diagonale et cela est à cause de problème de l'excentricité engendrer par le renforcement d'une seule surface de mur.

La rupture du mur CONF2.3 présente des fissurations au niveau des joints verticaux et horizontaux surtout dans la surface non renforcé du muret



Figure IV.14: rupture CONF2.1



Figure IV.15 : rupture CONF2.2



Figure IV.16 :CONF2.3

b) Résistance au cisaillement et déplacement:

La valeur moyenne de la résistance au cisaillement de cette configuration est de 1.11 MPa avec une augmentation de 51% par rapport a la contrainte moyenne de cisaillement des murets témoin. Pour un déplacement maximal qui vaut 11.39 mm le gain des murets CONF2 est de 107 %.

Le muret CONF 2.1 a une résistance au cisaillement maximale de $1.14MPa$ Correspondant à une force maximale de 32.35 KN avec une augmentation de 55%.

Le muret CONF 2.2 a une résistance au cisaillement maximale de $0.61MPa$ Correspondant à une force maximale de 17.40 KN avec une diminution de résistance on ne va pas le prendre en considération le comportement de ce murs reflète une faiblesse dans la partie ou il n'ya pas de fibre et aussi a l'interface mortier pierre lié a sa construction.

Le muret renforcé CONF 2.3 a une résistance au cisaillement maximale de $1.09MPa$ Correspondant à une force maximale de 30.99 KN avec une augmentation de 48%.

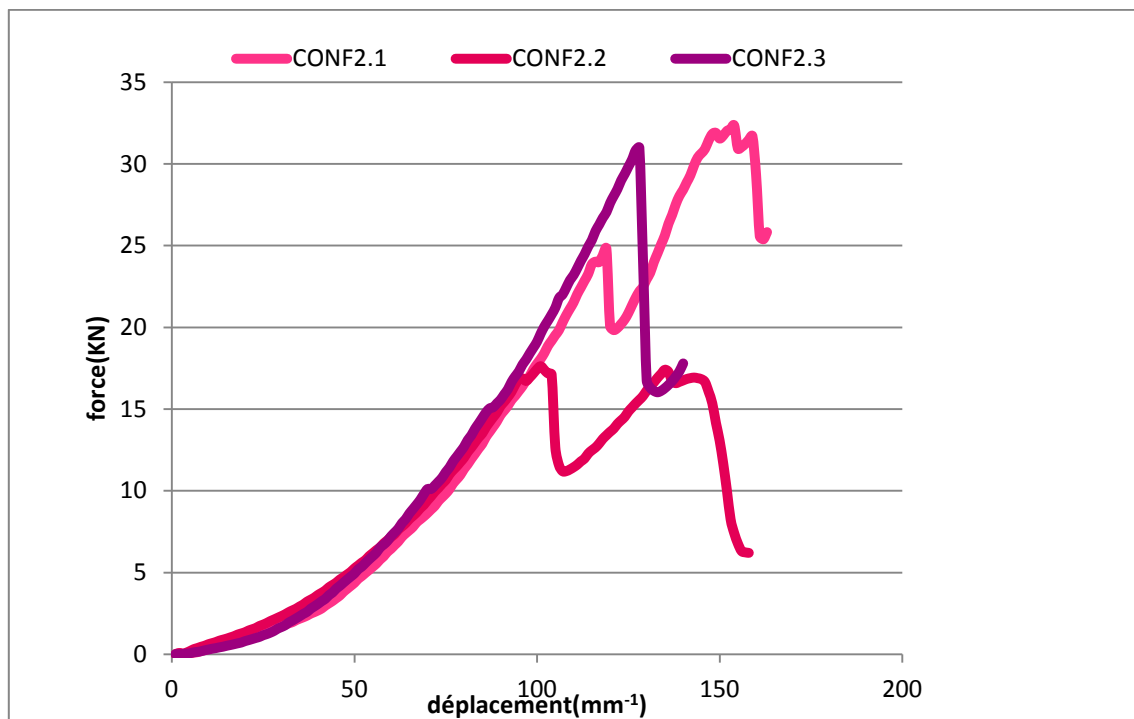


Figure IV.17: courbe force déplacement des murets CONF2

Le comportement des murets CONF2 est différent par rapport aux murets témoins et cela est marqué dans les courbes par les post-pics qui signifient que le tissu de carbone a reprend l'effort et cela due a la redistribution de l'effort après l'apparition des fissures au voisinage du tissu de carbone et aussi a l'amélioration de la ductilité de murets.

IV.4.3 Configuration 3 :

a) Mode de rupture :

Un mode de rupture similaire est observé pour les murets renforcés par la configuration 3 .La rupture des murets s'est produite par des fissurations verticales qui se manifestent dans le joint et la pierre et décollement de quelque pierre. La rupture finale s'est produite dans le TFC après un élargissement des fissures suivie par une rupture par cisaillement à l'interface renfort maçonnerie ce qui a provoqué l'effondrement du mur.



Figure IV.18: fissures verticales



Figure IV.19 : décollement de quelques pierres



Figure IV.20: Déformation du renfort



Figure IV.21 : arrachement d'interface renfort

Maçonnerie

b) Résistance au cisaillement et déplacement :

Les résultats donnent une force moyenne de cisaillement de 35.56 KN correspondant à 1.2 MPa avec une augmentation de 63% de la contrainte de cisaillement par rapport à la contrainte moyenne de cisaillement de témoin, en plus la déformation maximale est de 15.79 mm avec un gain déplacement de 180% .

La contrainte de cisaillement du muret conf3.1 a une augmentation de 9% qui n'est pas remarquable par rapport au les 2 autres murs conf3.2 et conf3.3 qui ont des augmentations respectives de 118% et 77%.

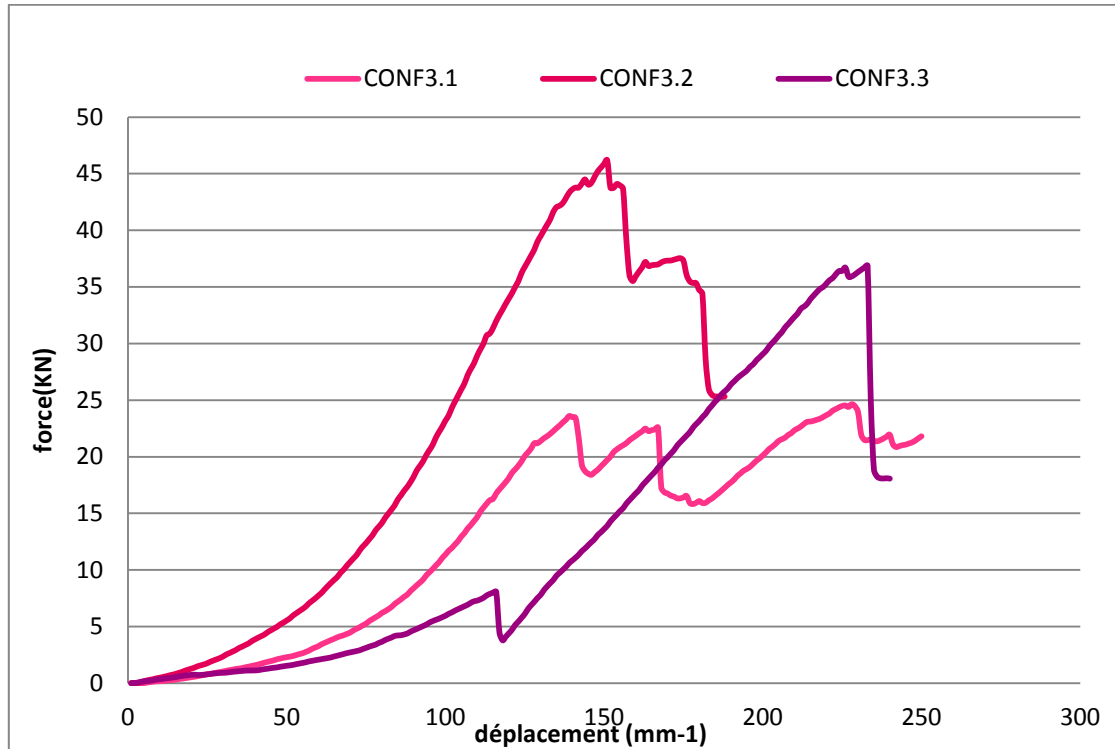


Figure IV.22: Courbe force-déplacement CONF3

Le renforcement des murets TFC suivant la configuration orthogonale a augmenté la charge maximale jusqu'à 35.21 KN, ce qui a produit une contrainte de cisaillement de 1.2 MPa. Les déformations sont 15.97 Ce qui nous permet de déduire que le tissu de carbone a repris l'effort suite à une redistribution de l'effort après l'apparition des fissures au voisinage du TFC autrement dit que la ductilité des murets CONF3 est plus élevée que celles des autres . La rupture est intervenue à cause du manque d'adhésion entre le mur et la couche de renfort c'est les mêmes modes de rupture rencontré par Faella et al 2010 [43].

IV. Configuration 4 :

a) Mode de rupture :

La rupture de muret CONF4.1 se produit au niveau de la pierre située au contact du sabot haut, après les efforts sont transmis vers les joints horizontaux et verticaux sous forme d'escalier mais décalé de la diagonale au coté gauche du muret et suivie par une rupture vertical et aussi un arrachement de l'interface renfort maçonnerie

La rupture du mur CONF4.2 se produite au niveau du contact du sabot avec la pierre cella provoque un décollement des pierres dans la surface non renforcé aussi on remarque un arrachement entre la fibre et la pierre cela montre que la fibre à résister aux efforts jusqu'à ce que le mur soit détruit.

La rupture du mur CONF4.3 présente des fissurations au niveau de la pierre aux contacte avec le sabot puis elle transmette la fissure diagonalement en escalier dans la surface non renforcé Aussi un arrachement est observé a l'interface renfort-maçonnerie et décollement des pierres du coté gauche



Figure IV.23 : mode de rupture CONF4.1



Figure IV.24: arrachement entre la pierre et la fibre CONF 4.1



Figure IV.25: mode de rupture CONF4.2



Figure IV.26: arrachement entre la pierre et la fibre CONF 4.2



Figure IV.27: mode rupture CONF4.3



Figure IV.28: Arrachement entre la pierre et la fibre CONF4.3

b) Résistance au cisaillement et déplacement :

Les résultats donnent une force moyenne de cisaillement de 37.72 KN correspondant à 1.33 MPa avec une augmentation de 81% de la contrainte de cisaillement par rapport à la Contrainte moyenne de cisaillement de témoin. L'accroissement de déplacement est de 168 % avec une déformation maximale de 14.71 mm .

Le muret CONF 4.1 a une résistance au cisaillement maximale de 1.28 MPa Correspondant à une force maximale de 36.35 KN avec une augmentation de 74%.

Le muret CONF 4.2 a une résistance au cisaillement maximale de 1.27 MPa Correspondant à une force maximale de KN avec une augmentation de 73%.

Le muret CONF 4.3 a une résistance au cisaillement maximale de 1.44 MPa Correspondant à une force maximale de 46 KN avec une augmentation de 96%.

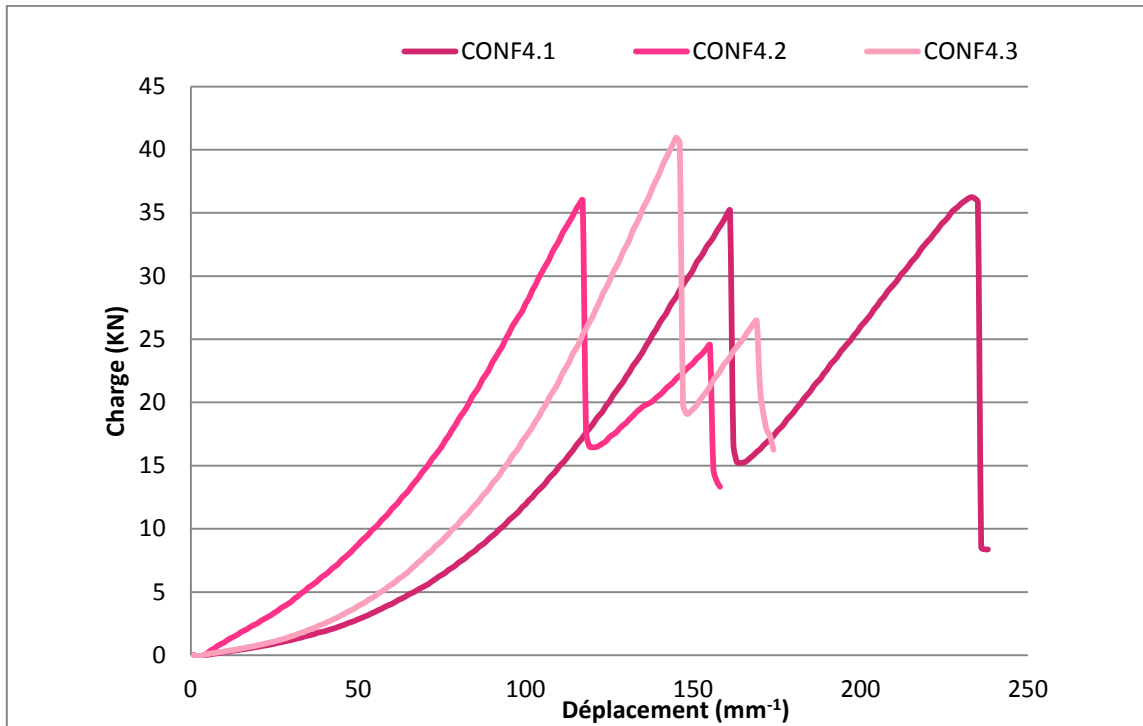


Figure IV.29: courbe Charge-Déplacement CONF4

Le comportement des murets CONF4 est différent par rapport aux murets témoins et cela est marqué par des post-pics dans les courbes et l'augmentation de la charge maximale qui signifie que le tissu de carbone a repris l'effort et les murets continuent à résister malgré l'apparition des fissures au sein des joints et pierre. Le mode de rupture se présente sous la forme d'une fissuration diagonale accompagnée par un glissement dans les joints horizontaux. Ce mode de rupture est similaire au mode de rupture du Kalali et al 2012[44] cas de muret CONF4.3 et La rupture finale s'est produite dans le TFC après un élargissement de la fissure diagonale ; la rupture est intervenue à cause du manque d'adhésion entre le mur et la couche de renfort Faella et al 2010 [43].

IV.5 Conclusion :

Le comportement en cisaillement des murs de maçonnerie non renforcés et renforcés a été étudié. Le renforcement s'est réalisé par un tissu de carbone unidirectionnel l'orientation de renforcement a été variée.

Le comportement des murs en cisaillement dépend des comportements mécaniques de la pierre et du mortier, du travail du manœuvre, et de la vitesse de chargement, nous nous sommes rendu compte que la maçonnerie a une faible résistance au cisaillement vis-à-vis du chargement en diagonal.

Les murs testés sont divisés en deux groupes : un groupe des murs avec une rupture dans les joints horizontaux liés à sa construction et un groupe des murs plus résistants avec une rupture dans les joints horizontaux et verticaux.

Le renforcement des murs a augmenté la résistance de cisaillement et la ductilité de manière considérable avec un gain de 51% pour la résistance et de 126% pour le déplacement.

L'utilisation des bands TFC horizontaux n'a pas augmenté significativement la résistance par rapport à celle du mur témoin le gain moyen le plus faible avec seulement 9%, en revanche la ductilité des murets a augmenté par un gain de déplacement de 50% par rapport aux témoins.

L'utilisation des bands verticaux à une augmentation considérable vaut 51% par rapport à la résistance au cisaillement des murets témoins et de 107% pour le déplacement.

L'utilisation des bands de TFC orthogonaux, permet d'avoir une bonne distribution de contrainte, le gain moyen est de 63% de la résistance au cisaillement des témoins. La meilleure augmentation de la ductilité avec un gain de déplacement de 180%.

Le renforcement des deux diagonales (comprimée et allongée) augmente significativement la résistance par rapport à un muret témoin avec un gain moyen de 81% qui est le plus élevé et il améliore aussi la réponse ductile du muret par un gain de déplacement de 168%.

Conclusion générale

Notre travail de fin d'étude a étudié le comportement des murs de maçonnerie en pierre calcaire, renforcés par matériaux composite (TFC) selon différents géométrie. L'étude expérimentale du comportement des maçonneries non renforcées en compression, et renforcés en cisaillement a permis de définir des paramètres mécaniques nécessaires pour le calcul analytique de la résistance des murs, par exemple, la contrainte de cisaillement, la Déformation, le Module de rigidité.

Les résultats des essais donnent des modes de rupture différents de la maçonnerie. Le mode de rupture par compression est influencé par la résistance en traction de la pierre et la résistance en compression du mortier, alors que le mode de rupture en cisaillement dépend de la résistance de la pierre et l'adhésion entre la pierre et le mortier.

Nous nous sommes rendu compte que la maçonnerie a une faible résistance au cisaillement vis-à-vis du chargement en diagonal

Le renforcement des murets est très bénéfique au point de vue résistance au cisaillement et ductilité, mais il dépend de :

- La configuration géométrique de TFC : qui influe sur la distribution des efforts appliqués et sur la ductilité des murets, la configuration en diagonale (X) offre la meilleure résistance au cisaillement avec un gain de 81%.
- Le taux de renforcement : l'accroissement de taux de renforcement augmente la résistance au cisaillement et la ductilité

On peut noter un coût de matériaux composites TFC encore élevé. Mais cette contrainte économique est moindre par rapport à la reconstruction des ouvrages et à la valeur culturelle des patrimoines historiques ainsi aux performances des fibres de carbone présentent en effet divers avantages: faible densité, excellentes propriétés mécaniques, très bonne tenue à la fatigue, facilité de manipulation et la rapidité de l'intervention au cas d'un séisme.

Perspective :

Afin de poursuivre cette recherche dans le domaine du renforcement des structures on recommande les points suivants :

1. Utiliser une main d'œuvre qualifiée lors de la confection du muret.
2. Utiliser un ajout de mortier pour augmenter l'effet d'adhérence entre la pierre et le mortier.

3. Suivre le même mode opératoire fait au cours de notre projet expérimental en renforçant les deux faces latérales du muret.
4. Augmenter les dimensions de la pierre (par exemple «20*10*10 cm »)
5. Pour obtenir un meilleur gain (ou résultat), on propose l'utilisation d'un TFC bidirectionnel ou multidirectionnel.
6. Utiliser un mortier bâtard de préférence avec un dosage de 75% ciment et 25% de chaux.
7. Vu la cherté de la TFC, on recommande l'application de ce mode de renforcement pour : les vieux bâtis, les monuments historiques et les sites archéologique. Le coût de ce renforcement devient minime comparé à l'importance historique de ces deux derniers.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. D.M. 14 Gennaio 2008, Norme Tecniche per le costruzioni, Cap. 11 Materiali e prodotti per uso strutturale”, January 2008.
- [2]. Domede N. Méthode de requalification des ponts en maçonnerie. Thèse de doctorat, L’Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, 2006.
- [3]. Stablon Th., Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie. Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier, Toulouse, 2011.
- [4]. ASTM, American Society for Testing and Materials. C 270-03 Standard Specification for Mortar for Unit Masonry.
- [5]. CSA, Mortar and Grout for Unit Masonry, CSA Standard A179, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1999.
- [6]. Rota Rossi-Doria P., Mortars for restauration: basic requirements and quality control. *Matériaux et Constructions* Vol. 19 N° 114. P.445-448.
- [7]. Rampazzi L., Bugini R., ST. Lorenzo Basilica in Milan: Integral approche to characterization of historical mortars. Technical paper published by Morana RTD d.o.o. 3 p. 21-26, 2006.
- [8]. Alecci V., Fagone M., Rotunno T., De Stefano M., Shear strength of brick masonry walls assembled with different types of mortar. *Construction and Building Materials* 40 p. 1038–1045, 2013.
- [9]. EC 96: Eurocode 6: Design of masonry structures—part 1-1: common rules for reinforced and unreinforced masonry structures, 2006.
- [10]. DTR C 2. 45 Règles de conception et de calcul des maçonneries (2 ème édition), 2005.
- [11]. Coignet J., Coignet L., Maçonnerie de pierre Matériaux et Techniques, désordres et interventions. Livre, 2007.
- [12]. Grandjean A., Capacité portante de ponts en arc en maçonnerie de pierre naturelle - Modèle d'évaluation intégrant le niveau d'endommagement. *Thèse de doctorat, École polytechnique Fédérale de Laussan*. PhD. N° 4596 p. 53, 2009.
- [13]. La maçonnerie de pierre. Guide technique 6. *La ville de Québec*. Dépôt légal: 2^e trimestre 1989. ISBN 2-920860-30-5
- [14]. 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.
- [15]. 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.
- [16] Wesche, K., and Ilantzis, A. General recommendations for methods of testing load bearing walls. *Materials and Structures RILEM*, 13 (78) (1980), 433-445.
- [17] Mann, W., and Betzler, M. Investigation on the effect of different forms of test samples to test the compressive strength of masonry. Proc. 10th. Brick and block Masonry Conf., eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada (1994), 1305-1313.
- [18] Hilsdorf, H. Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression. *Designing, engineering and constructing with masonry products*, eds. F.H. Johnson, Gulf Publishing Company, Houston, Texas, USA (1969), 34-41.
- [19] Hoffmann, G., and Schubert, P. Compressive strength of masonry parallel to the bed joints. Proc. 10th. Brick and block Masonry Conf., eds. N.G. Shrive and A. Huizer, University of Calgary, Calgary, Alberta, Canada (1994), 1453-1462.

- [20] Page, A. The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proc. Inst. Civil Eng* 71 (3) (1981), 893-906.
- [21] Page, A. The strength of brick masonry under biaxial tension-compression. *Int.J. Masonry Constr* 3 (1) (1983), 26 - 31.
- [22] Dhanaserkar, M., Page, A., and Kleeman, P. The failure of brick masonry under biaxial stresses. *Proc. Inst. Civil Eng Part 2*, 79 (1985), 295-313.
- [23] CGS1 92. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, "Recommandations techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages", premier semestre 1992
- [24] CGS2 92. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, "Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages", Deuxième semestre 1992
- [25]. SID 69SIDNEY M.JOHNSON, "Dégradation, entretien et réparation des ouvrages du génie civil", Editions Eyrolles, 1969.
- [26] CHA 83JEAN CHAUDESAIGUES, "Renforcer ou réparer une structure: Pourquoi et comment", *Annales* N° 411, Tome 1, 1983, (4-25).
- [27]. C.BATHIAS, matériaux composites, édition DUNOD, année 2005.
- [28]. D.G..HERMES, matériaux composites, 5ème édition, 2005.
- [29]. MAEDA S., DILLON S. L., SAMI H. R., TAMON U., «FRP anchorage systems for the strengthening of infill masonry structure», APFIS, Hokkaido university, Japan, 2-4 February, 2012.
- [30]. LAURSEN P.T., SEIBLE F., HEGEMIER G.A., «Seismic retrofit and repair of reinforced concrete with carbon overlays», structural systems research project, report No. SSRP-95/01, University of California, San Diego, 1995.
- [31]. MAEDA S., DILLON S. L., SAMI H. R., TAMON U., «FRP anchorage systems for the strengthening of infill masonry structure», APFIS, Hokkaido university, Japan, 2-4 February, 2012.
- [32]. Baronio G, Binda L, Modena C. Criteria and methods for the optimal choice of grouts according to the characteristics of masonries, International workshop CNR-GNDT, Effectiveness of Injection techniques for retrofitting of stone and brick masonry walls in seismic areas, Milan, March 30th–31st 1992;139–57.
- [33]. Eshani MR. Strengthening of earthquake damaged masonry structures with composite materials. In: Taerwe L, editor. *Nonmetallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Proceedings of the second international RILEM Symposium FRPRCS-2. London, England: E and FN Spon, 1997. p. 681–7.
- [34]. M. Corradi *, A. Borri, A. Vignoli "Strengthening techniques tested on masonry structures struck by the Umbria–Marche earthquake of 1997–1998" *Elsevier-Construction and Building Materials* 16 (2002) 229–239.
- [35] La norme ASTM E 519 – 0
- [36] la norme européenne EN1926
- [37] Lourenço P.B., Almeida J.C., Barros J.A., Experimental Investigation of Bricks Under Uniaxial Tensile Testing, *Journal of the British Society Masonry International* Vol 18 No 1. 2005.
- [38]. Petersen R.B., In-plane shear behaviour of unreinforced masonry panels strengthened with fibre reinforced polymer strips. *PhD. Theses. The University of Newcastle*, 2009.
- [39] MacGregor JG.. Reinforced concrete: mechanics and design. *New Jersey: Prentice Hall*; 582p. 1988
- [40] la norme européenne EN196-1
- [41] Gabor A., Ferrier E., Jacquelin E., Hamelin P., Analysis and modelling of the in-plane shear behavior of hollow brick masonry panels, *Construction and Building Materials* 20, p.308-321, 2006

- [42] Luccioni B., Rougier V. C., In-plane retrofitting of masonry panels with fibre reinforced composite materials, *Construction and Building Materials*, 25 p.1772-1788, 2011.
- [43] Faella C., Martinelli E., Nigro E., Paciello S., Shear capacity of masonry walls externally strengthened by a cement-based composite material: An experimental campaign, *Construction and Building Materials*, 24 p.84-93, 2010.
- [44] Kalali A., Kabir M.Z., Experimental response of double-wythe masonry panels strengthened with glass fiber reinforced polymers subjected to diagonal compression tests, *Engineering Structures*, 39 p.24-37, 2012.