

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ FERHAT ABBAS SETIF1

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

THÈSE

Présentée au Département de *Génie Civil*

Pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : *Génie Civil* Option : *Structures*

Par DJEFFAL Mohamed

THÈME

**Contribution à l'étude du comportement d'adhérence
entre les renforts composites CFRP et les blocs en pierre
naturelle selon les techniques NSM et EBR**

Soutenue le 09 / 07 /2025 devant le Jury :

BELBCHOUCHE Cherif	Pr	Univ. Sétif 1	Président
MERDAS Abdelghani	Pr	Univ. Sétif 1	Directeur de thèse
CHAABANE Abdelhafid	MCA	Univ. Constantine	Examineur
BENZAID Riad	Pr	Univ. Jijel	Examineur
HEBBACH Kamel	MCA	Univ. Sétif 1	Examineur
DOUADI Abdellah	MCA	Univ. Sétif 1	Examineur

Remerciement

Tout d'abord, ma profonde gratitude va à Allah, le Tout-Puissant, pour Sa guidance, Sa force et Ses bienfaits qui m'ont accompagnée tout au long de ce parcours.

*Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon directeur de thèse **MERDAS Abdelghani**, pour son encadrement, ses conseils précieux et son soutien tout au long de cette recherche.*

Ma reconnaissance infinie va à mes parents, pour leur amour inconditionnel, leurs prières et leurs encouragements constants, qui ont été ma plus grande source de force et de motivation.

Un immense merci à ma femme, pour son soutien indéfectible, sa patience et sa présence rassurante, qui m'ont permis d'avancer avec confiance et sérénité.

À tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de cette thèse, je leur adresse également mes plus sincères remerciements.

Dédicace

- ✓ *À mes parents, pour leur amour inconditionnel.*
- ✓ *À ma femme, pour son soutien sans faille et sa patience infinie.*
- ✓ *À mes chères filles, Ghofrane et Selma, sources de joie et de motivation, qui illuminent mon quotidien.*

Table des matières

Remerciement	I
Dédicace.....	II
Table des matières	III
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	IX
Liste des symboles.....	X
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre 01. Généralités sur les maçonneries non renforcées à l'échelle matériau	3
1 Introduction.....	3
2 Résistance et rigidité des blocs de maçonnerie	4
2.1 Propriétés de résistance des pierres naturelles	4
3 Essais sur les éléments de maçonnerie	8
3.1 Résistance à la compression.....	8
3.2 Résistance à la traction	14
3.3 Résistance à la flexion	18
3.4 Résistance au cisaillement	22
3.5 Essais d'absorption d'eau	26
4 Maçonnerie en traction, cisaillement et contraintes biaxiales	27
4.1 Résistance de la liaison entre le mortier et les éléments de maçonnerie	27
4.1.1 Nature de la liaison.....	27
4.1.2 Résistance à la traction : résultats des essais	29
4.2 Résistance à la traction par flexion	31
4.3 Résistance de la maçonnerie au cisaillement	35
4.4 Maçonnerie sous contrainte biaxiale	37
4.5 Module de cisaillement de la maçonnerie	41
5 Relation contrainte-déformation des prismes de maçonnerie	42
6 Modes de rupture du composite de maçonnerie.....	44
7 Conclusion	46
Chapitre 02. Comportement des maçonneries renforcées par les composites FRP	48
1 Introduction.....	48
2 Propriétés des Composites FRP	49
2.1 Constituants du FRP	49
2.1.1 Les fibres	49

2.1.2	Matrice.....	53
2.1.3	Interface.....	53
3	Réparation, renforcement et modernisation des murs en maçonnerie par FRP	54
3.1	Motivation.....	54
3.2	Techniques conventionnelles de renforcement/rénovation	55
3.3	Les FRP comme alternative de renforcement/rénovation	55
4	Techniques d'application du FRP	57
4.1	Collage externe EBR (Externally Bonded Reinforcement).....	57
4.2	Montage près de la surface NSM (Near Surface Mounted)	58
5	Mécanismes de renforcement des FRP.....	60
5.1	Résistance au glissement le long d'un joint à lit simple	60
5.2	Résistance à la fissuration diagonale.....	62
5.3	Résistance à la rupture par flexion et au basculement.....	62
6	Essais antérieurs de murs renforcés en FRP	63
6.1	Renforts collés à l'extérieur (EBR).....	63
6.1.1	Bandes/feuilles discrètes.....	63
6.1.2	Bondes de FRP couvrant toute la surface du mur	66
6.2	Renforcement monté près de la surface (NSM).....	67
7	Essais de caractérisation de la liaison FRP-maçonnerie.....	69
7.1	Essais d'arrachement (Pullout tests)	69
7.2	Triplets et assemblages en maçonnerie renforcés par des FRP	74
8	Conclusion	76
	Chapitre 03. Analyse expérimentale du comportement liaison-glissement entre les composites CFRP et les blocs en pierre naturelle.....	78
1	Introduction.....	78
2	Configuration du test	80
3	Matériaux.....	81
3.1	Propriétés des matériaux.....	81
3.2	Éprouvettes d'essai de traction	84
4	Résultats expérimentaux.....	86
4.1	Modes de défaillance	91
4.2	Effets des paramètres sur la force de liaison.....	93
4.2.1	Effet de la longueur de la liaison.....	93
4.2.2	Effet de la technique de renforcement.....	95
4.2.3	Effet de type de renfort.....	96
4.2.4	Effet de type de la pierre.....	97

5	Conclusion	99
Chapitre 04. Prédiction analytique du comportement d'adhérence FRP- blocs en pierre naturelle par les techniques EBR et NSM		
1	Introduction.....	101
2	Approche de la mécanique de la rupture	101
3	Prédiction analytique dans le cas du FRP collé à l'extérieur EBR	104
3.1	Modèles analytiques pour prédire la résistance de liaison FRP EBR- béton/maçonnerie.....	105
3.2	Évaluation des modèles analytiques CFRP EBR-maçonnerie.....	108
3.3	Discussion des résultats CFRP EBR-maçonnerie	117
4	Prédiction analytique dans le cas du FRP montés près de la surface NSM.....	118
4.1	Modèles analytiques pour prédire la résistance de liaison CFRP NSM- béton/maçonnerie.....	119
4.2	Évaluation des modèles analytiques CFRP NSM-maçonnerie	128
4.3	Discussion des résultats CFRP NSM-maçonnerie	128
5	Conclusion	129
CONCLUSION GENERALE		130
Références.....		132

Liste des figures

Figure 1. 1 Résistance à la compression des piliers en maçonnerie de moellons dans un mortier _____	6
Figure 1. 2 Coupe transversale des piliers prise à partir du bâtiment démolé _____	6
Figure 1. 3 Effet sur la résistance apparente à l'écrasement des briques de construction de divers matériaux de recouvrement et épaisseurs _____	9
Figure 1. 4 Essai de résistance à la compression non confinée. _____	10
Figure 1. 5 Effet de la forme géométrique d'une éprouvette (cylindre et cube) sur sa résistance à la compression _____	12
Figure 1. 6 Schéma de fissure et de rupture parallèle à la direction x par rapport aux structures rocheuses. _____	13
Figure 1. 7 Essais sur des échantillons de roche d'un gneiss avec les valeurs données _____	13
Figure 1. 8 Évolution de la résistance à la compression en fonction du vieillissement de l'éprouvette (temps de stockage entre la préparation de l'échantillon et l'expérience) _____	14
Figure 1. 9 Essai de résistance à la traction ou "essai Brésilien" _____	16
Figure 1. 10 Anisotropie de la résistance à la traction en fonction de la fabrique rocheuse et de l'orientation de la foliation avec une valeur (a) maximale (MAX), (b) intermédiaire (INT) et (c) minimale (MIN) de la résistance à la traction. _____	17
Figure 1. 11 Les tests de résistance à la flexion sont particulièrement importants pour les panneaux de façade _____	19
Figure 1. 12 Dispositif d'essai pour a) EN 12372 (50*50*300mm) b) EN 12372 (25*50*150mm) c) ASTM C 99 d) EN 13161 (50*50*300mm) e) EN 13161 (25*50*150mm) f) ASTM 880-98 _____	20
Figure 1. 13 Photo du dispositif expérimental pour la détermination de la résistance à la flexion _____	21
Figure 1. 14 Schéma d'une fracture cisailée sous contrainte normale constante _____	22
Figure 1. 15 Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement de cisaillement _____	23
Figure 1. 16 Effet de la contrainte normale σ sur la relation entre contrainte de cisaillement et déplacement de cisaillement _____	24
Figure 1. 17 Mesures effectuées sur une fracture granitique _____	24
Figure 1. 18 Modèle bilinéaire pour la résistance maximale au cisaillement d'un joint _____	25
Figure 1. 19 Contraintes maximales de cisaillement mesurées sur des répliques en ciment d'une fracture du granite dans la direction qu'ils ont indiquée. _____	26
Figure 1. 20 Paramètres de composition du mortier et de la brique, et leur relation avec les propriétés influençant la liaison dans la maçonnerie _____	28
Figure 1. 21 Relation entre la teneur en humidité de la brique et la tension de liaison des couplets de maçonnerie en brique _____	29
Figure 1. 22 Résistance à la traction des couplets en fonction de la teneur en humidité des briques _____	30
Figure 1. 23 Modules de rupture de la maçonnerie dans des directions orthogonales _____	31
Figure 1. 24 Rapport des modules dans les directions orthogonales _____	32

Figure 1. 25 . Résistance à la traction par flexion de la maçonnerie en fonction de l'absorption d'eau. Échantillons testés en flexion parallèle aux joints de lit	33
Figure 1. 26 Échantillons utilisés dans l'essai de résistance à la flexion	33
Figure 1. 27 Disposition pour essais de traction en flexion multiples sur un échantillon de maçonnerie	34
Figure 1. 28 Essai de serrage de la liaison	34
Figure 1. 29 Résistance au cisaillement contre la précompression : résultats des essais à grande échelle, sur modèle et sur petit échantillon	35
Figure 1. 30 Modes de rupture de la maçonnerie en cisaillement avec compression verticale	36
Figure 1. 31 Relation de rupture en compression-tension biaxiale, pour la maçonnerie en briques.	38
Figure 1. 32 Relation entre la contrainte de rupture en compression-tension biaxiale pour la maçonnerie en blocs de béton	39
Figure 1. 33 Enveloppe de défaillance pour la maçonnerie en blocs de béton avec une contrainte normale nulle sur le joint de tête	40
Figure 1. 34 . Enveloppes de rupture pour la maçonnerie soumise à des contraintes biaxiales	41
Figure 1. 35 Courbes contrainte-déformation des prismes produits avec différentes combinaisons de mortier et de résistances unitaires	44
Figure 1. 36 Modes de défaillance des prismes de maçonnerie en béton creux	45
Figure 1. 37 Séquence de défaillance observée visuellement pour les mortiers standards modérés et faibles	45
Figure 1. 38 Modèle simplifié des phases de rupture dans les blocs de béton creux	46
Figure 2. 1 Barres en FRP renforcées de verre et de carbon	51
Figure 2. 2 (a) : Représentation schématique de la structure d'une fibre de carbone. (b) : Micrographie MEB d'un assemblage de mèches tissées de longues fibres de verre	51
Figure 2. 3 Séquences d'empilement des composites : (a) en lin et (b) en lin-basalte	51
Figure 2. 4 Diagrammes de traction typiques des essais de traction sur basalte et fibres de verre	52
Figure 2. 5 Illustration de la technique de montage près de la surface NSM (dans un bloc de maçonnerie)	58
Figure 2. 6 Schémas de renforcement NSM possibles	60
Figure 2. 7 Mur de maçonnerie renforcé en FRP soumis à un cisaillement dans le plan avec une force axiale	61
Figure 2. 8 Mécanisme de renforcement en cas de glissement par cisaillement	61
Figure 2. 9 Schémas de renforcement utilisés par les chercheurs pour prévenir la fissuration diagonale	64
Figure 2. 10 Flambage d'une bonde FRP EB comprimée	66
Figure 2. 11 Mécanisme de ferme d'une bonde FRP décollée	67
Figure 2. 12 Test de traction typique (application de bande NSM)	69
Figure 2. 13 Configuration d'essai pour la caractérisation de la liaison FRP-béton	71
Figure 2. 14 Essais de cisaillement utilisés par Fedele et Milani	71
Figure 2. 15 Dispositif utilisé par Aiello et al	73
Figure 2. 16 Résultats des essais de Mazzotti et al	73

Figure 2. 17 Mode de défaillance pour les échantillons de pierre	74
Figure 2. 18 Éprouvette d'essai en triplet renforcée avec des FRP	75
Figure 2. 19 Assemblages testés par Hamid et al.	75
Figure 3. 1 Dispositif de l'essai	81
Figure 3. 2 La pierre de la zone Chouf Lekdad : (a) image du site, (b) les blocs après l'arrivée au laboratoire	81
Figure 3. 3 Vues microscopiques des pierres A et B	82
Figure 3. 4 Spécimens soumis aux tests de traction par flexion et aux compression simple	83
Figure 3. 5 Tests sur les spécimens de pierre : (a) et (b) essai de traction par flexion , (c) essai de compression simple	83
Figure 3. 6 Configuration des spécimens : (a) EBR, (b) NSM	85
Figure 3. 7 Courbes charge-déplacement	91
Figure 3. 8 Récapitule des différents modes de défaillances observés lors des essais d'arrachement	92
Figure 3. 9 Variation de la charge maximale en fonction des longueurs de liaison (cas du collement à l'extérieur)	94
Figure 3. 10 Variation de la charge maximale en fonction des longueurs de liaison (cas du collement près de la surface)	94
Figure 3. 11 Variation de la contrainte de liaison en fonction des longueurs ancrées (cas du collement à l'extérieur)	95
Figure 3. 12 Variation de la contrainte de liaison en fonction des longueurs ancrées (cas du collement près de la surface)	95
Figure 3. 13 Effet de la technique de renforcement sur la charge d'arrachement (pierre A)	96
Figure 3. 14 Effet de la technique de renforcement sur la charge d'arrachement (pierre B)	96
Figure 3. 15 Effet de type de renfort sur la charge maximale d'arrachement (Pierre A)	97
Figure 3. 16 Effet de type de renfort sur la charge maximale d'arrachement (Pierre B)	97
Figure 3. 17 Effet de type de la pierre sur la charge maximale d'arrachement (EBR)	98
Figure 3. 18 Effet de type de la pierre sur la charge maximale d'arrachement (NSM)	98
Figure 4. 1 Géométrie du renforcement FRP-NSM	102
Figure 4. 2 Profil de contrainte de cisaillement le long de la longueur collée d'un joint NSM-béton associé à une contrainte bilinéaire	102
Figure 4. 3 Relation contrainte de cisaillement-glissement utilisées pour décrire le comportement de liaison NSM-béton	104
Figure 4. 4 Configurations d'essai pour l'évaluation de la résistance de liaison FRP-béton et/ou maçonnerie	105
Figure 4. 5 Comparaison entre la capacité de liaison analytique et expérimentale CFRP EBR-maçonnerie	116
Figure 4. 6 Comparaison entre la capacité de liaison analytique et expérimentale CFRP NSM-maçonnerie	127

Liste des tableaux

Tableau 1. 1 Essais sur piliers en maçonnerie de pierre _____	7
Tableau 1. 2 Facteurs de conversion recommandés pour obtenir les résistances des cloisons à partir des résistances des piliers _____	34
Tableau 2. 1 Propriétés typiques des matériaux en fibres de renforcement _____	50
Tableau 3. 1 Propriétés des pierres _____	84
Tableau 3. 2 Données fournies par le fabricant de matériaux _____	84
Tableau 3. 3 Tableau récapitulatif des résultats obtenus en utilisant la technique EBR _____	87
Tableau 3. 4 Tableau récapitulatif des résultats obtenus en utilisant la technique NSM _____	88
Tableau 4. 1 Résumé des résultats théoriques et expérimentaux EBR _____	109
Tableau 4. 2 Résumé des résultats théoriques et expérimentaux NSM _____	126

Liste des symboles

η	: Le rapport entre la résistance à la compression du prisme et la résistance à la compression de l'unité (l'efficacité).
CVU	: Cendres volantes ultrafines
$f_{m,cub}$	: Résistance à la compression du mortier obtenue à partir d'échantillons cubiques
$f_{b,net}$	: Résistance à la compression de la surface nette des unités
$f_{g,cyl}$	: Résistance à la compression du coulis obtenu à partir d'échantillons cylindriques
TIA	: Taux initial d'absorption
f_n	: La précompression
τ	: La contrainte de cisaillement
f_{RZ}	: La résistance à la traction de l'unité de maçonnerie
f_b	: La résistance à la compression de l'unité
τ_{xy}	: Contrainte de cisaillement moyenne sur la face du lit
c_{xy}	: Cohésion sur les faces du lit et de la tête respectivement
v	: 2 x rapport longueur/hauteur de l'unité
ω	: 1/v
μ_{xy}	: Coefficient de frottement sur les faces du lit et des extrémités respectivement
X	: Rapport des contraintes horizontales/verticales sur la maçonnerie
σ_x	: Contrainte normale aux joints du lit
σ_y	: Contrainte parallèlement aux joints du lit
τ_{xy}	: Contrainte de cisaillement
$\beta_{t.b}$	: Résistance à la traction de l'unité
β_{panel}	: Résistance à la compression de la maçonnerie
f_{mx}	: La résistance à la compression uniaxiale pour des charges appliquées normalement aux joints de lit
f_{my}	: La résistance à la compression uniaxiale pour des charges appliquées parallèlement aux joints de lit
$\tan \varphi$	: Le coefficient de frottement dans les joints de lit
C	: La cohésion dans les joints de lit
φ	: L'angle de frottement interne dans les joints de lit

G	: Le module de cisaillement de la maçonnerie
A_{net}	: La surface nette
A_{gross}	: La surface brute
f_b	: La résistance à la compression du bloc
R^2	: Le coefficient de corrélation
R/P	: Rapport résistance/poids
TM	: Tissu à mailles
A_s	: La surface de l'armature
f_y	: La limite d'élasticité de l'armature
f'_c	: La résistance à la compression du béton
T_g	: Température de transition vitreuse
f_{mt}	: La résistance à la traction par flexion de la pierre
f_m	: La résistance maximale à la compression de la pierre
f_{ct}	: La résistance à la traction de l'échantillon
E_m	: Le module d'élasticité de la pierre
E	: Le module d'élasticité
ε_{rup}	: Allongement à la rupture en traction
ε_{max}	: Déformation maximale mesurées expérimentalement
P_{max}	: La charge maximale d'arrachement
LMC	: La loi du matériau cohésif
L_b	: La longueur collée
L_{per}	: La longueur du chemin de fracture
G_F	: L'énergie de rupture
P_{exp}	: La force expérimentale (mesurée) maximale
P_{th}	: La force théorique
C_{per}	: La longueur du chemin de fracture
β_L	: Facteur de longueur

ملخص

تستكشف هذه الأطروحة الخصائص الميكانيكية للمنشآت المبنية من الحجر غير المدعمة والمدعمة بالمركبات البوليمرية المسلحة بالألياف (FRP) بهدف تحسين مقاومتها ومتانتها. كما تدرس تقنيات التدعيم باستخدام المركبات البوليمرية المسلحة بالألياف، ولا سيما اللصق الخارجي (EBR) والتثبيت بالقرب من السطح (NSM)، من خلال تقييم فعاليتها وتحدياتها. ويعمّق التحليل التجريبي دراسة سلوك واجهة FRP-البناء الحجري الطبيعي، مع تسليط الضوء على آليات الانفصال. وتساهم نتائج هذا التحليل في تحسين تقنيات التدعيم للمنشآت التاريخية المبنية بالحجر، مع الحفاظ على سلامتها الجمالية والتراثية.

الكلمات المفتاحية: الحجر الطبيعي، المباني التاريخية، التعزيز، بوليمر مقوى بألياف الكربون، اختبارات الشد.

Abstract

This thesis explores the mechanical properties of unreinforced and FRP-reinforced masonry to improve their strength and durability. It examines reinforcement techniques using FRP, particularly external bonding (EBR) and near-surface mounting (NSM), by assessing their effectiveness and challenges. An experimental analysis further investigates the behavior of the FRP-masonry interface in natural stone, highlighting the debonding mechanisms. The results of this analysis contribute to optimizing reinforcement techniques for historic stone structures while preserving their aesthetic and heritage integrity.

Keywords: Natural stone, Historic buildings, Strengthening, CFRP, Pull-out tests.

Résumé

Cette thèse explore les propriétés mécaniques des maçonneries non renforcées et renforcées par des composites FRP afin d'améliorer leur résistance et leur durabilité. Elle étudie les techniques de renforcement par FRP, notamment le collage externe (EBR) et le montage près de la surface (NSM), en évaluant leur efficacité et leurs défis. Une analyse expérimentale approfondit le comportement de l'interface FRP-maçonnerie en pierre naturelle, en mettant en évidence les mécanismes de décollement. Les résultats de cette analyse contribuent à l'optimisation des techniques de renforcement pour les structures historiques en pierre, tout en préservant leur intégrité esthétique et patrimoniale.

Mots-clés : Pierre naturelle, Bâtiments historiques, Renforcement, CFRP, Essais d'arrachement.

INTRODUCTION GENERALE

La maçonnerie, qu'elle soit en pierre naturelle, en brique ou en béton, constitue l'un des matériaux de construction les plus anciens et les plus répandus à travers le monde. Utilisée depuis des millénaires pour ériger des bâtiments résidentiels, des monuments historiques et des infrastructures publiques, la maçonnerie a démontré sa durabilité, sa robustesse et son adaptabilité aux différentes contraintes environnementales et culturelles. Cependant, malgré ses nombreuses qualités, la maçonnerie non renforcée présente des limites intrinsèques en termes de résistance mécanique, de ductilité et de capacité à résister aux charges extrêmes, telles que les séismes ou les dégradations liées au temps. Ces limitations ont conduit à un intérêt croissant pour le développement de techniques de renforcement et de réhabilitation efficaces, capables de préserver et d'améliorer les performances des structures existantes tout en respectant leur intégrité architecturale et historique.

Cette thèse s'inscrit dans ce contexte en explorant les propriétés mécaniques et les comportements structurels des maçonneries, tant non renforcées que renforcées par des matériaux composites de haute performance, elle se divise en quatre chapitres principaux, chacun abordant des aspects spécifiques de la recherche sur les maçonneries, avec un accent particulier sur l'utilisation des polymères renforcés de fibres (FRP) comme solution innovante pour la réhabilitation des structures en maçonnerie, notamment les maçonneries en pierre naturelle.

Le premier chapitre est consacré à une étude approfondie des propriétés mécaniques des maçonneries non renforcées et des blocs en pierre naturelle. Il examine les interactions complexes entre les différents composants de la maçonnerie, tels que les unités (briques, pierres, blocs de béton), les mortiers et les coulis, et leur impact sur la résistance et la rigidité des prismes de maçonnerie.

Le deuxième chapitre se concentre sur le comportement des maçonneries renforcées par des composites FRP, en particulier les fibres de carbone (CFRP). Il explore les différentes techniques de renforcement, telles que le collage externe (EBR) et le montage près de la surface (NSM), et examine leur efficacité pour améliorer la résistance à la compression, la ductilité et la durabilité des structures en maçonnerie. Ce chapitre aborde également les mécanismes de défaillance, les essais de caractérisation de la liaison FRP-blocs de maçonneries, et les défis liés

à l'utilisation des FRP, tels que le décollement précoce et la sensibilité aux conditions environnementales.

Le troisième chapitre présente une analyse expérimentale détaillée du comportement liaison-glissement entre les composites CFRP et des blocs en pierre naturelle. Ce chapitre vise à mieux comprendre les interactions interfaciales entre les matériaux composites et les substrats en pierre naturelle, en mettant l'accent sur les essais de traction et les mécanismes de décollement. Les résultats de cette analyse contribuent à l'optimisation des techniques de renforcement pour les structures historiques en pierre, tout en préservant leur intégrité esthétique et patrimoniale.

Enfin, le quatrième chapitre traite de la prédiction analytique de l'adhérence entre les FRP et la maçonnerie, en comparant deux techniques de renforcement : EBR (collé en surface) et NSM (inséré en rainure). Il analyse neuf modèles pour EBR et quatre pour NSM afin d'évaluer leur précision par rapport à des données expérimentales. L'étude utilise des concepts de mécanique de la rupture pour modéliser le décollement des FRP et établir des équations permettant d'estimer la force de liaison.

En somme, cette thèse vise à apporter une contribution significative à la compréhension des propriétés mécaniques des maçonneries, tant traditionnelles que renforcées, et à proposer des solutions innovantes pour la réhabilitation des structures historiques et contemporaines. En combinant des approches expérimentales et analytiques, cette recherche ouvre de nouvelles perspectives pour l'ingénierie structurelle, en particulier dans le domaine de la réhabilitation des bâtiments en maçonnerie.

Chapitre 01. Généralités sur les maçonneries non renforcées à l'échelle matériau

1 Introduction

La maçonnerie structurale a été largement utilisée pour la construction de bâtiments monumentaux, administratifs et résidentiels pour différentes raisons, telles que la disponibilité des ressources, les contraintes sociales, l'affinité culturelle et la viabilité économique [1]. Les propriétés mécaniques de la maçonnerie ont été étudiées sur la base de tests expérimentaux d'assemblages de maçonnerie non homogènes, inélastiques et orthotropes produits avec une combinaison d'unités, de mortier, de coulis et/ou d'armatures [2]. En effet, les deux méthodes principales pour déterminer les propriétés mécaniques de la maçonnerie structurale sont : des valeurs de conception tabulées basées sur les désignations d'unités, de mortier et de coulis et des tests expérimentaux d'assemblages de maçonnerie construits avec des matériaux représentatifs du site.

Les tests expérimentaux d'éléments de maçonnerie complexes ont des limites pratiques en termes de coût, de temps, de transport d'échantillons, de capacité et de taille des machines d'essai disponibles, entre autres. Ensuite, le prisme de maçonnerie a été proposé comme un simple assemblage de composants de maçonnerie, généralement de 2 à 5 unités de hauteur. Les tests expérimentaux des prismes sont largement utilisés dans la recherche sur la maçonnerie et le contrôle pratique de la qualité, car les prismes sont des modèles simplifiés faciles à construire et à tester, compte tenu des aspects opérationnels et économiques. Ils peuvent représenter le comportement réel de la maçonnerie, y compris les effets des propriétés constitutives et de la qualité de l'exécution [3].

La résistance à la compression et le module d'élasticité des prismes de maçonnerie sous compression ont été largement étudiés car ils constituent des paramètres de conception importants, sur lesquels repose en grande partie la dérivation des propriétés mécaniques de la maçonnerie. Bien que de nombreux progrès aient été réalisés sur le comportement à la compression des prismes de maçonnerie au cours des dernières années, des articles de synthèse complets sur ce sujet ont été publiés il y a de nombreuses années [4], [5]. En fait, les manuscrits de synthèse récents se sont principalement concentrés sur des recherches expérimentales sur le

comportement en cisaillement et en flexion des murs de maçonnerie, les techniques de modélisation numérique des éléments de maçonnerie et les méthodes de renforcement [6].

2 Résistance et rigidité des blocs de maçonnerie

2.1 Propriétés de résistance des pierres naturelles

La résistance des matériaux est l'un des paramètres de base utilisés pour classer la qualité des pierres naturelles. C'est l'une des méthodes les plus importantes et les plus fiables pour classer les roches et évaluer leur aptitude à des fins de construction. Les résultats peuvent être utilisés directement pour satisfaire aux exigences structurelles, en tenant compte d'une marge de sécurité acceptable.

Cependant, la résistance mécanique est souvent principalement déterminée par l'hétérogénéité de la roche et la structure de ses tissus, plutôt que par les propriétés individuelles des minéraux constituant la roche. Les valeurs de résistance font référence à la capacité du matériau à supporter une contrainte appliquée sans rupture. La limite d'élasticité désigne le point de la courbe contrainte-déformation (ingénierie), au-delà duquel le matériau commence une déformation irréversible après suppression de la charge. La résistance ultime correspond au point de cette courbe représentant la contrainte maximale. La contrainte appliquée peut être de nature traction, compression ou cisaillement. Si cette limite de contrainte est atteinte, la rupture du matériau se produit.

La résistance d'un matériau dépend de la structure interne de la roche et est influencée par sa composition, la forme et la taille de l'échantillon, le vieillissement du matériau et ses conditions de stockage. Les procédés industriels auxquels le matériau est soumis peuvent également modifier ces microstructures. La variété des mécanismes de renforcement qui modifient la résistance d'un matériau comprend l'écrouissage, le durcissement par solution solide, le durcissement par précipitation et le renforcement par les joints de grains ; ces mécanismes peuvent être quantifiés et expliqués de manière qualitative. Toutefois, ces mécanismes de renforcement s'accompagnent de la contradiction selon laquelle certaines propriétés mécaniques du matériau peuvent se dégrader dans le but de le rendre plus résistant.

La résistance est considérée en termes de résistance à la compression, à la traction et au cisaillement – autrement dit, les états limites de contrainte de compression, de traction et de cisaillement, respectivement. Les effets des charges dynamiques, notamment le problème de la

fatigue, constituent probablement l'aspect pratique le plus important de la résistance des matériaux. Les charges répétées provoquent souvent l'initiation de fissures fragiles qui se propagent lentement jusqu'à la rupture.

Cependant, le terme « résistance des matériaux » fait le plus souvent référence aux différentes méthodes de calcul des contraintes dans les éléments structuraux, tels que les poutres, les colonnes et les arbres. Les méthodes permettant de prédire la réponse d'une structure sous chargement et sa sensibilité aux différents modes de rupture peuvent prendre en compte diverses propriétés du matériau autres que la résistance (limite d'élasticité ou résistance ultime). Par exemple, la rupture par flambement dépend de la rigidité du matériau (module de Young).

Bien que très peu de nouvelles constructions soient réalisées en maçonnerie de pierre, il est souvent nécessaire d'évaluer la résistance de ce matériau au cours de la rénovation ou de la restauration de bâtiments anciens. Très peu d'informations sont disponibles à partir d'essais en laboratoire sur la maçonnerie en pierre, à l'exception d'une série d'essais effectués à l'Université d'Édimbourg [7]. Ces essais comprenaient deux essais sur de grands piliers prélevés sur un bâtiment en cours de démolition et deux séries d'essais sur des spécimens construits en laboratoire, dont les résultats sont résumés dans le tableau (1.1). Les résistances de la maçonnerie issues des essais sur de petits piliers sont représentées par rapport aux résistances de la pierre dans la figure (1.1).

La résistance relativement faible du grand pilier prélevé sur le bâtiment sera comprise à partir de la figure (1.2) qui montre sa coupe transversale. La face extérieure du pilier a été construite en maçonnerie de pierre de taille tandis que la face intérieure était en moellons aléatoires. Lors de l'essai, la maçonnerie de la face intérieure a cédé la première, projetant une charge excentrique sur la maçonnerie de pierre de taille. Les piliers construits en laboratoire ont été construits en moellons et peuvent être considérés comme donnant une indication raisonnable de la résistance d'une telle maçonnerie en bon état.

La maçonnerie en pierre construite à partir de blocs de forme précise avec des joints minces se rapprocherait de la résistance de la pierre, quelle que soit la résistance du mortier.

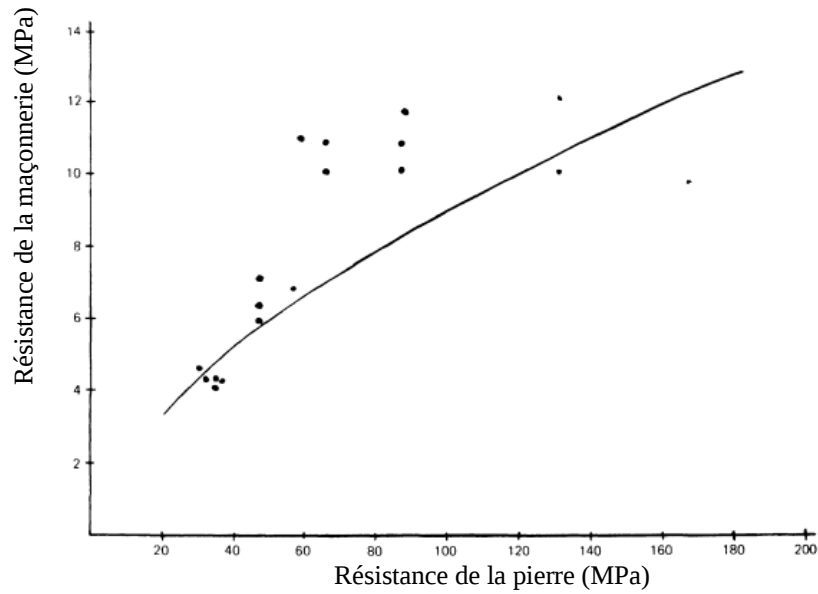


Figure 1. 1 Résistance à la compression des piliers en maçonnerie de moellons dans un mortier 1: 2: 9 [7]

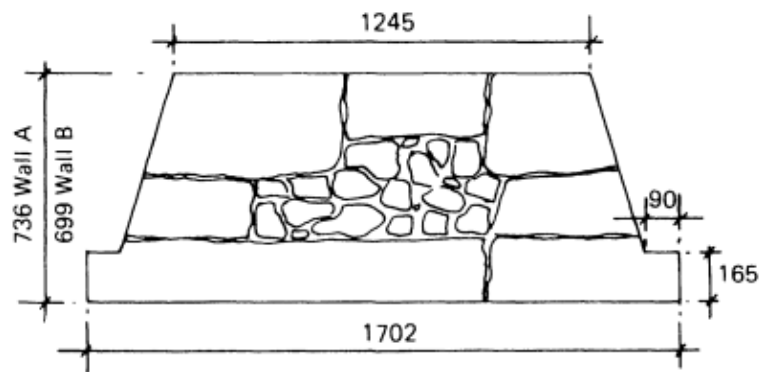


Figure 1. 2 Coupe transversale des piliers prise à partir du bâtiment démoli [7].

Piliers construits en laboratoire

Dimensions moyennes des piliers 775 x 410 x 930 (l x p x h) mm

Nombre de rangées 5

Dimensions moyennes des pierres 360 x 200 x 160 mm

Épaisseur du joint 20 mm

Tableau 1. 1 Essais sur piliers en maçonnerie de pierre [7]

Pilier	Section transversale (m ²)	Résistance de la pierre (MPa)	Résistance du mortier (MPa)	Première fissure (MPa)	Contrainte de rupture (MPa)
A	1.04	112	0.78	/	2.15
B	0.99	112	0.78	1.21	2.78

Pilier	Type de la pierre	Résistance à l'écrasement (MPa)	Mélange de mortier et résistance (MPa)	Contrainte à la première fissuration (MPa)	Contrainte de rupture (MPa)
Première série					
1.1	Basalte	167.6		6.16	9.86
1.2	Calcaire	31.0		3.58	4.88
1.3	Grès	38.6	1 : 2 : 9	2.77	4.24
1.4	Grès	46.8	(2.57)	6.30	6.93
1.5	Granit	130.6		4.94	10.91
1.6	Granit	130.6		5.81	12.32
Deuxième série					
2.1		49	1 : 2 : 9	2.77	5.96
2.2		49	1 : 2 : 9	3.48	6.38
2.3		49	1 : 3 : 12 (1.25)	5.09	7.14
2.4		49	1 : 3 : 12 (1.30)	3.96	7.07
2.5		35	1 : 3 : 12 (0.95)	2.50	4.09
2.6		35	1 : 3 : 12 (1.40)	2.94	4.36
2.7		58	1 : 2 : 9 (1.40)	4.37	11.12
2.8		87	1 : 2 : 9 (1.18)	3.36	> 11.8
2.9		83	1 : 2 : 9	4.35	10.14
2.10		83	1 : 2 : 9	7.15	10.98
2.11		65	1 : 2 : 9 (2.0)	4.95	10.22
2.12		65	1 : 2 : 9 (2.1)	5.51	11.16

3 Essais sur les éléments de maçonnerie

3.1 Résistance à la compression

Les facteurs affectant la résistance apparente des éléments de maçonnerie sont assez limités et comprennent la vitesse d'essai et la méthode de préparation, que ce soit par meulage, par bouchage ou par l'utilisation de matériaux de remplissage entre l'échantillon et les plateaux de la machine.

Harding et al. [8] ont constaté que pour des blocs typiques et des taux de charge différant considérablement d'une valeur spécifiée de 15 MPa/min. (de 7 à 40 MPa/min.), une variation statistiquement significative, mais pas importante, de la résistance apparente a été observée. On peut donc supposer que tout écart par rapport au taux de charge normal susceptible de se produire dans la pratique ne sera pas d'une grande importance.

L'influence de diverses méthodes de préparation a été largement étudiée. Kelch et Emme [9] ont montré que l'application de différents types et épaisseurs de gypse ou de soufre comme matériau de recouvrement sur les faces chargées des briques a un effet considérable sur la résistance apparente à l'écrasement. Le temps d'essai après l'application du matériau de recouvrement peut également être significatif. Une indication de l'ampleur de ces effets peut être obtenue à partir de la figure (1.3).

Khalaf et Hendry [10] ont rapporté les résultats d'essais comparatifs sur plusieurs types de briques et de blocs utilisant des revêtements de mortier et de plâtre ainsi que des garnitures en contreplaqué. Des différences considérables dans les résistances à la compression ont été constatées entre les différentes méthodes d'essai. Une comparaison a également été faite avec des échantillons testés avec des surfaces meulées qui étaient environ 25 pour cent plus résistantes que celles testées avec un revêtement de mortier. D'autres recherches [7], [11] ont montré que la taille et le matériau utilisés pour les garnitures ont un effet sur la résistance apparente à la compression d'un échantillon. Il résulte de ces observations que pour la comparabilité, la méthode de préparation des unités dans les essais de compression doit être normalisée.

Dans un effort pour surmonter le problème de la contrainte des plateaux de machines d'essai, Hilsdorf [12] a conçu des plateaux à brosse dans lesquels la charge de compression est transmise à l'échantillon par un grand nombre de tiges d'acier minces qui ont une faible rigidité latérale et

n'imposent donc pas de contrainte latérale significative à l'échantillon. Cette méthode d'essai est susceptible d'être utile dans la recherche mais peut ne pas convenir aux essais de routine.

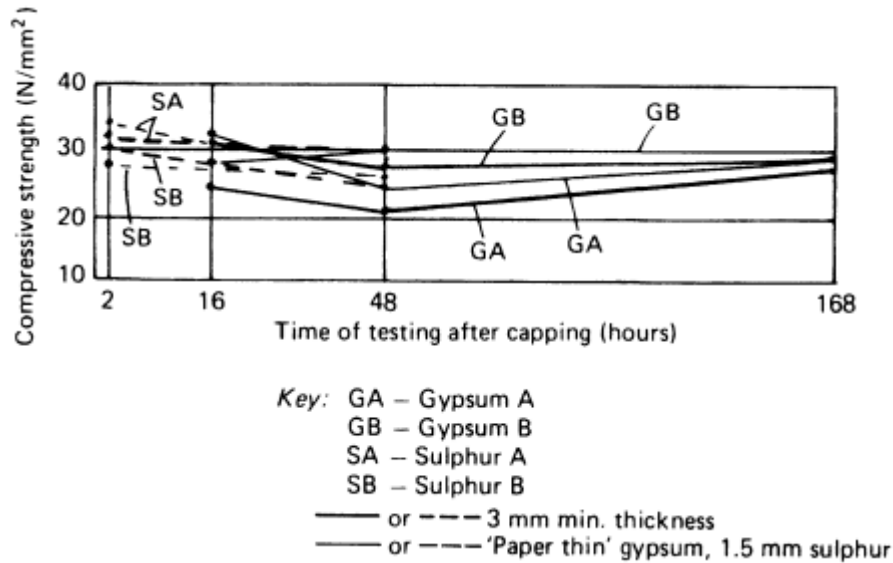


Figure 1. 3 Effet sur la résistance apparente à l'écrasement des briques de construction de divers matériaux de recouvrement et épaisseurs [9]

Comme mentionné en relation avec la détermination de la résistance de la maçonnerie, la résistance à la compression apparente d'une unité dépend de ses proportions dimensionnelles de sorte qu'il est pratique de convertir la résistance mesurée en une résistance équivalente de 100 mm cube. Cette approche a été développée pour les unités pleines et perforées, mais pour les blocs creux, il existe des complications supplémentaires car, dans la pratique, ils sont susceptibles d'être chargés uniquement à travers les coques de face, alors que la procédure d'essai standard consiste à charger l'unité sur toute sa surface. Le test de telles unités a été discuté par Page et Kleeman [7] et par Ridinger et al. [13]. Ces derniers ont suggéré de tester de petits noyaux découpés dans l'unité à l'intersection des âmes transversales et des coques de face. La résistance à la compression de ces noyaux s'est avérée bien corrélée à celle des unités recouvertes et chargées sur les coques de face à travers des couches réduisant le frottement.

Des exigences en matière de résistance à la compression sont posées dans les cas où une charge plane doit être transmise à travers un matériau vers le sol sous-jacent. Lors d'un essai de compression uniaxiale non confinée, l'éprouvette soumise à une contrainte longitudinale se raccourcit jusqu'à la rupture finale. La résistance à la compression non confinée (UCS) d'un échantillon sec représente la valeur à laquelle l'échantillon perd totalement sa cohésion le long de la surface de fracture. Une courbe contrainte-déformation typique est présentée à la figure (1.4). Au début de l'essai, on observe généralement une phase de consolidation de l'échantillon.

Pendant cette phase, les microfissures ouvertes préexistantes (en particulier celles orientées perpendiculairement à l'axe de chargement) se referment. Cela entraîne un raccourcissement irréversible de l'éprouvette, mais avec des valeurs relativement faibles. Entre environ 30 % et 70 % de la résistance à la compression, l'échantillon rocheux présente un comportement élastique quasi linéaire. Au-delà de ce seuil, la formation de nouvelles microfissures s'intensifie, ce qui conduit finalement à la rupture complète du matériau. Le degré de consolidation dépend fortement de la densité des microfissures ouvertes, tandis que le comportement élastique linéaire ultérieur est principalement déterminé par la composition minéralogique et les propriétés élastiques associées.

La question de savoir où se forment les nouvelles microfissures dans un échantillon testé dépend, d'une part, de la géométrie et de la densité des microfissures préexistantes, et d'autre part, de la stabilité mécanique des minéraux ainsi que de l'interaction dépendante de la texture entre les minéraux mécaniquement faibles et forts [14], [15].

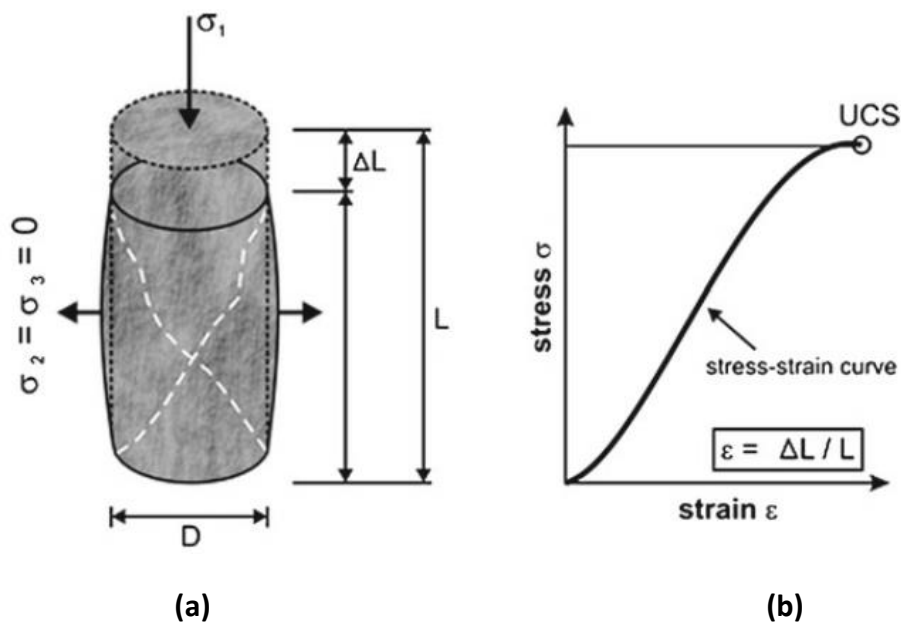


Figure 1. 4 Essai de résistance à la compression non confinée. a : Un noyau avec rupture sous compression non confinée. b : Une courbe contrainte-déformation [16]

Pour certaines applications des pierres naturelles de taille, des valeurs minimales de résistance à la compression sont exigées. Cette exigence montre que les dispositifs expérimentaux et les échantillons utilisés pour la détermination de la résistance à la compression doivent être comparables et équivalents. La résistance à la compression uniaxiale

constitue la mesure de performance la plus couramment utilisée par les ingénieurs pour évaluer la qualité des roches.

La résistance à la compression est mesurée en testant des échantillons cylindriques, cubiques ou prismatiques à l'aide d'une presse de compression. En général, la charge est appliquée par une machine d'essai servo-hydraulique dotée d'un cadre très rigide et d'une classe de charge 1 pouvant atteindre 300 kN. Les aspects les plus critiques concernent la préparation des échantillons, leurs dimensions et la qualité des faces d'extrémité, lesquelles doivent être parfaitement planes avec une précision de 0,1 %. La charge est appliquée sur les faces d'extrémité de l'échantillon avec une vitesse de déformation de 10^{-5} s^{-1} jusqu'à la rupture. La charge maximale enregistrée est alors définie comme étant la résistance à la compression uniaxiale. Des faces d'extrémité de qualité inférieure entraînent des concentrations locales de contraintes, ce qui peut provoquer une diminution de la résistance mesurée et la production de données de mauvaise qualité. Les normes autorisent une large variation des dimensions des échantillons. Cependant, dans les approches géotechniques, on considère que les échantillons standards ayant un rapport longueur/diamètre égal à 2 représentent la valeur de résistance à la compression uniaxiale [17].

Il est possible de déterminer la résistance à la compression à l'aide de cubes de 50 mm de côté ou d'échantillons cylindriques de 50 mm de diamètre et de hauteur. La résistance à la compression déterminée avec des échantillons cylindriques dépend particulièrement du rapport longueur/diamètre (figure 1.5). Cependant, avec un rapport longueur/diamètre supérieur à 2,5–3, l'influence de la géométrie de l'échantillon devient négligeable [18].

Concernant le séchage des échantillons. D'un côté, cela pourrait signifier que le séchage est réalisé à 70 °C jusqu'à obtention d'une masse constante, d'un autre côté, on pourrait considérer un état de séchage à l'air non encore défini. Les essais suivant la norme européenne ont montré une augmentation des valeurs de résistance à la compression pour les échantillons ayant une faible densité apparente et une diminution pour ceux à densité plus élevée [19]. Une classification des roches dures selon leur résistance à la compression, principalement établie à des fins d'ingénierie, divise les pierres naturelles en cinq classes [20] à huit classes [21]. En général, les distinctions suivantes sont faites : roches dures avec plus de 110 MPa, roches moyennement dures entre 70 MPa et 110 MPa, et roches tendres entre 55 MPa et 70 MPa.

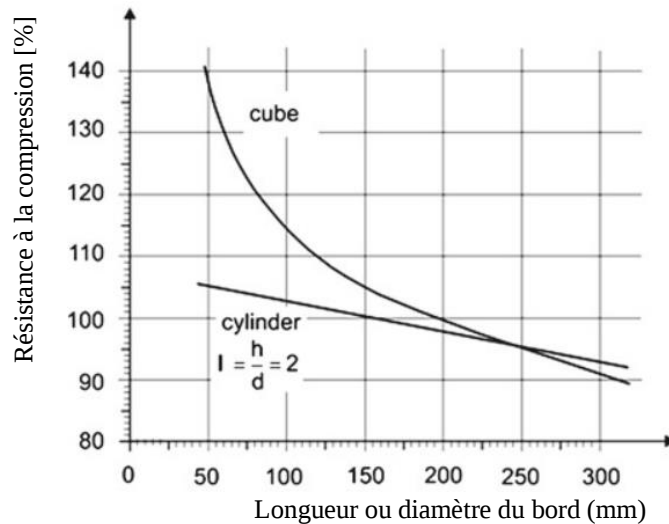


Figure 1. 5 Effet de la forme géométrique d'une éprouvette (cylindre et cube) sur sa résistance à la compression [18]

La résistance à la compression uniaxiale peut présenter une forte dépendance directionnelle lorsqu'elle est déterminée selon différentes directions dans une même roche. De plus, les éléments de la texture rocheuse, notamment l'orientation préférentielle du réseau cristallin et des formes des minéraux, ainsi que le degré d'imbrication des grains (c'est-à-dire la configuration des joints de grains), ont été largement étudiés en ce qui concerne leur influence sur les propriétés pétrophysiques [22], [23], [24]. En particulier, les roches métamorphiques comme les gneiss présentent une forte anisotropie des valeurs de résistance à la compression. Strohmeyer et Siegesmund [25] ont réalisé une étude systématique sur une séquence rocheuse soumise à une déformation progressive. La résistance à la compression uniaxiale des échantillons variait entre 128 et 225 MPa. Le développement d'une foliation mylonitique serrée, et en particulier l'orientation préférentielle des micas, peut fortement déterminer le comportement anisotrope de la résistance à la compression. Les micas présentent un clivage parfait parallèle à leurs plans et montrent souvent une orientation préférentielle marquée dans ces roches déformées. Ils constituent le composant le plus faible de la roche du point de vue de la résistance. Plus important encore, le mode de rupture varie également en fonction du degré de mylonitisation, passant d'un schéma de rupture en forme de cône à une forme en toit.

Une étude plus détaillée a été réalisée sur un échantillon de gneiss [20], où différentes directions de chargement par rapport à la foliation ont été testées (figure 1.7). Il est bien connu que, pour les roches foliées, la résistance à la compression uniaxiale est maximale lorsque la direction de chargement est perpendiculaire à la foliation [24], [25] et minimale sous des angles aigus par rapport à ces plans. Les valeurs de résistance à la compression dépendent de la taille

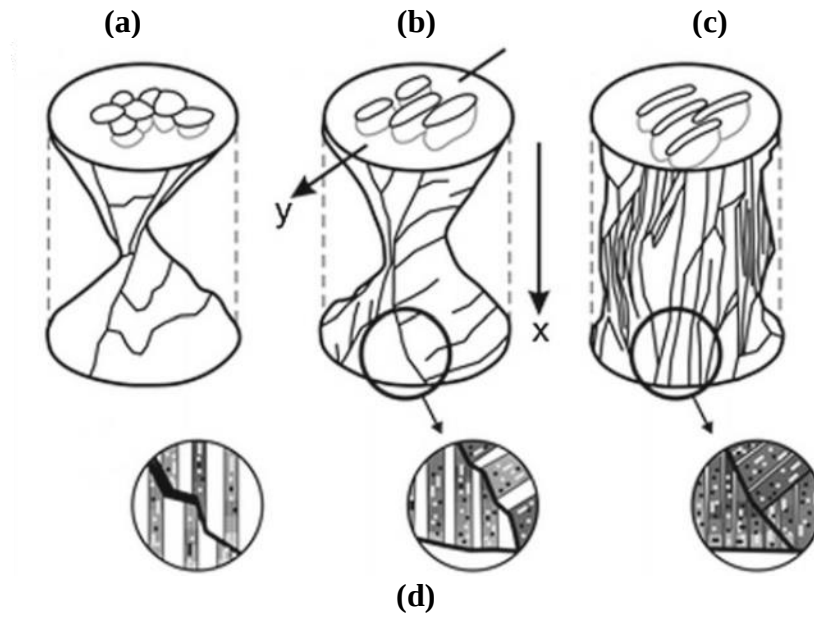


Figure 1. 6 Schéma de fissure et de rupture parallèle à la direction x par rapport aux structures rocheuses. a: Protomylonite. b: Mylonite. c : Ultramylonite. d: Montre la propagation des fissures pendant l'expérience avec les flèches indiquant le déplacement [25]

des grains, de l'espacement serré de la foliation, des variations minéralogiques liées à la stratification, etc. Toutes ces textures superposées, en particulier la quantité et la disposition spatiale des discontinuités formant des zones de faiblesse, caractérisent la résistance de la roche à la rupture en compression.

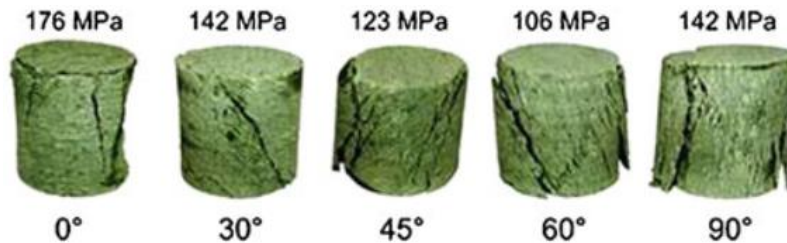


Figure 1. 7 Essais sur des échantillons de roche d'un gneiss avec les valeurs données : charge perpendiculaire à la foliation (0° = 176 MPa), charge à 30° de la foliation (142 MPa), charge à 45° de la foliation (123 MPa), charge à 60° de la foliation (106 MPa), et charge parallèle à la foliation (90°, 142 MPa) [20]

Un autre facteur influençant la résistance à la compression est le « vieillissement » de l'échantillon testé. Peschel [21] a étudié une série de roches plutoniques et a constaté que la résistance à la compression augmente avec le temps (figure 1.8). Les pierres fraîchement extraites de carrière atteignent d'abord leurs valeurs maximales après environ 1,5 à 2 ans, puis restent relativement constantes. Ce phénomène peut s'expliquer par la relaxation des contraintes internes après l'extraction des blocs de leur massif rocheux et leur exposition à des conditions environnementales variables (pression, température et humidité). Les contraintes résiduelles,

liées au champ de contraintes omniprésent dans le massif montagneux, peuvent disparaître au fil du temps après l'extraction du bloc.

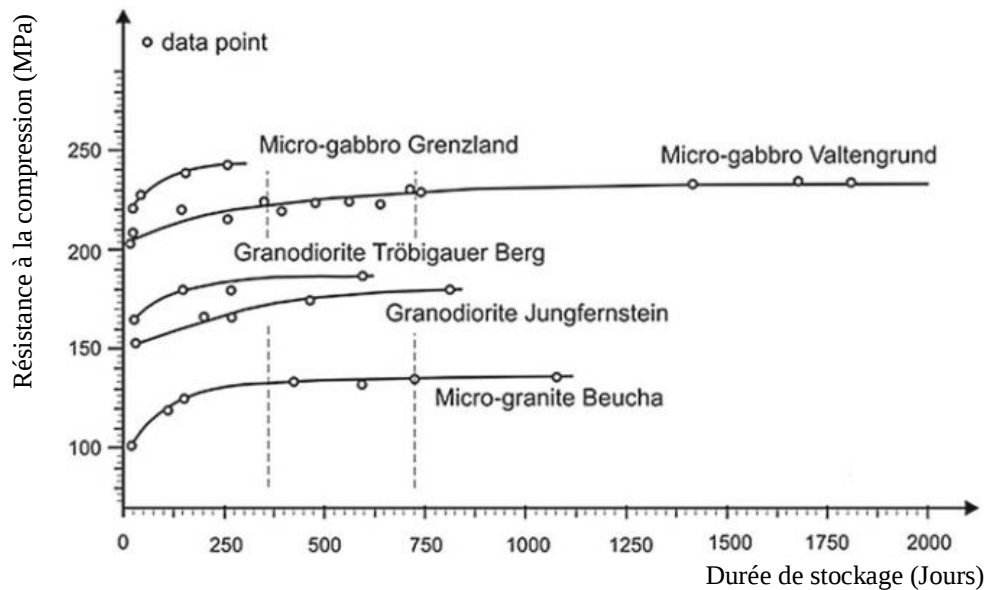


Figure 1. 8 Évolution de la résistance à la compression en fonction du vieillissement de l'éprouvette (temps de stockage entre la préparation de l'échantillon et l'expérience) [21]

3.2 Résistance à la traction

Dans un certain nombre de pays, des essais de résistance à la traction des éléments sont effectués. Un essai de traction directe est difficile à mettre en place - bien qu'il ait été tenté sur des briques- de sorte que des essais de flexion et de fendage sont utilisés.

Le résultat d'un essai de traction par flexion est traditionnellement exprimé comme le module de rupture, calculé à la section de moment de flexion maximal par la théorie élastique linéaire. Certaines variations dans les conditions d'essai sont possibles, par exemple la méthode permettant de s'assurer que les forces de charge et de support n'introduisent pas d'effets de torsion, mais ceux-ci sont susceptibles d'être secondaires. L'hypothèse d'un comportement élastique linéaire est cependant douteuse et peut conduire à des valeurs trompeuses pour des éléments d'épaisseurs différentes. L'utilisation de l'essai est susceptible d'être limitée à une comparaison qualitative entre des éléments similaires plutôt qu'à une mesure de la véritable résistance du matériau.

On sait que le module de rupture est considérablement plus élevé que la résistance à la traction directe du mortier et, par déduction, du matériau de la brique d'argile. L'essai de fendage donne cependant une mesure plus précise de la résistance à la traction directe et est donc susceptible d'être plus utile lorsque des informations sur cette propriété sont nécessaires [26].

Si l'on considère qu'il est souhaitable de normaliser un essai de résistance à la traction, l'essai de fendage indirect semble fournir la base la plus probable. D'autre part, si le résultat est nécessaire pour le calcul de la résistance latérale des panneaux muraux, l'essai de module de rupture sera pertinent. Il est donc nécessaire de définir l'objectif de l'essai.

La résistance à la traction d'un matériau correspond à la contrainte maximale de traction qu'il peut supporter avant de se rompre. Cette propriété n'est pas toujours bien corrélée aux autres paramètres mécaniques des roches et, pour cette raison, elle est rarement mesurée sur les pierres naturelles. Cependant, sa compréhension et sa détermination sont essentielles lorsqu'on aborde un concept mécanique complet des matériaux géologiques.

Les essais de résistance à la traction des pierres naturelles peuvent être réalisés par tests de traction directe (c'est-à-dire uniaxiale ou triaxiale). Les faces d'extrémité parallèles d'un échantillon cylindrique, de section transversale définie, sont généralement collées sur les pistons de la machine d'essai. L'échantillon est ensuite tiré avec une force croissante et contrôlée jusqu'à sa rupture. Des méthodes indirectes peuvent également être utilisées, comme l'essai brésilien ou l'essai de flexion.

La méthode la plus courante pour déterminer la résistance à la rupture en traction (σ_z) est bien l'essai brésilien (ou essai de traction indirecte). Dans cet essai, un échantillon de roche en forme de cylindre est soumis à une charge de compression dans un dispositif uniaxial, ce qui génère un champ de contraintes de traction relativement homogène dans l'échantillon. C'est une technique simple, relativement peu coûteuse et entièrement normalisée, bien décrite par plusieurs normes.

L'échantillon cylindrique testé (conformément aux recommandations des différentes normes) est chargé diamétralement sur sa section circulaire, générant ainsi une déformation en traction perpendiculaire à la direction du chargement (figure 1.9). La rupture en traction se produit lorsque la contrainte de traction exercée atteint la résistance à la traction de la pierre σ_z . À partir de la charge verticale F et des dimensions de l'échantillon, la résistance à la traction peut être calculée avec l'équation suivante :

$$\sigma_z = (2 \cdot F) / (d \cdot l \cdot \pi) \quad (1.1)$$

Avec :

σ_z : contrainte de traction à la rupture (en MPa)

F : force appliquée (en N)

l : longueur de l'échantillon (en mm)

d : diamètre de l'échantillon (en mm)

La valeur de résistance à la traction d'une roche est obtenue à partir de la moyenne d'au moins quatre essais réalisés sur des échantillons similaires, généralement, l'écart-type doit également être précisé [16]. Cependant, les conditions de contrainte de traction à l'intérieur de l'échantillon ne sont pas parfaitement homogènes. C'est pourquoi les valeurs de résistance à la traction déterminées par des méthodes indirectes, comme l'essai brésilien, ne reflètent pas la véritable résistance à la traction.

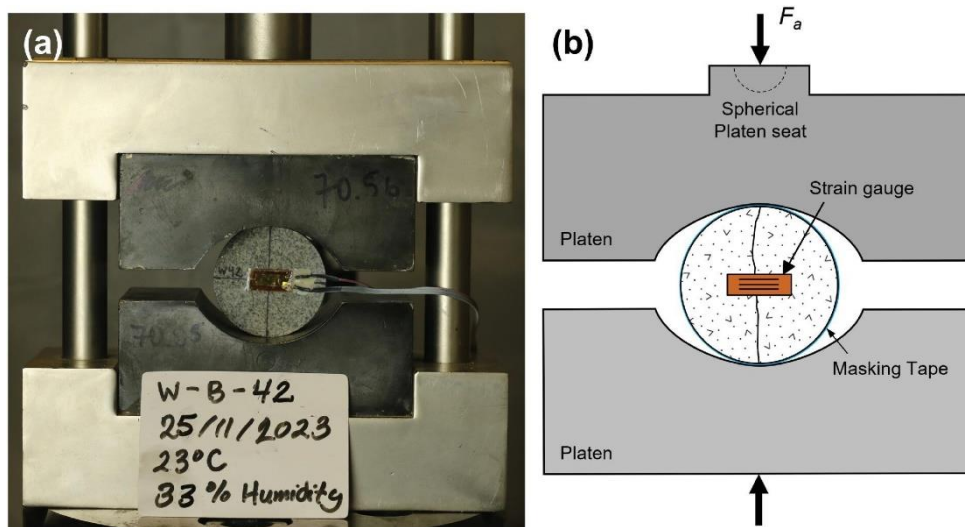


Figure 1. 9 Essai de résistance à la traction ou "essai Brésilien"[27]

L'un des principaux facteurs influençant la résistance à la traction est l'existence et l'orientation spatiale d'une foliation ou d'une stratification sédimentaire dans l'échantillon de roche, ainsi que la direction de chargement par rapport à ces éléments de texture. En général, de nombreuses roches présentent des valeurs minimales de résistance à la traction lorsque la contrainte est appliquée perpendiculairement à la foliation ou à la stratification. Pour les grès, des valeurs d'anisotropie relativement élevées, allant jusqu'à 40 %, liées à la présence de la

stratification sédimentaire, ont été rapportées par Hoffmann et Siegesmund [28], ainsi que Ruedrich et Siegesmund [29].

La géométrie des fissures de traction par rapport à la texture préexistante (comme les fissures intergranulaires le long des joints de grains ou les fissures intragranulaires dans les minéraux) est schématisée sous forme de modèles 2D dans la figure (1.10). Deux types de textures différentes sont comparés, selon leur angle par rapport à la direction de chargement (indiquée par les flèches). Dans la rangée supérieure (d–f), la texture montre une orientation préférentielle nette liée à la forme des grains, mais aucune orientation cristallographique préférentielle. Ici, l'orientation des fissures de traction est principalement déterminée par celle des fissures intragranulaires. Dans la rangée inférieure (g–i), la roche présente une orientation préférentielle des formes des grains similaire à la première, mais avec en plus une orientation cristallographique nette des minéraux formant la roche, illustrée par deux plans de clivage orientés perpendiculairement. L'un de ces plans est presque parallèle aux joints de grains.

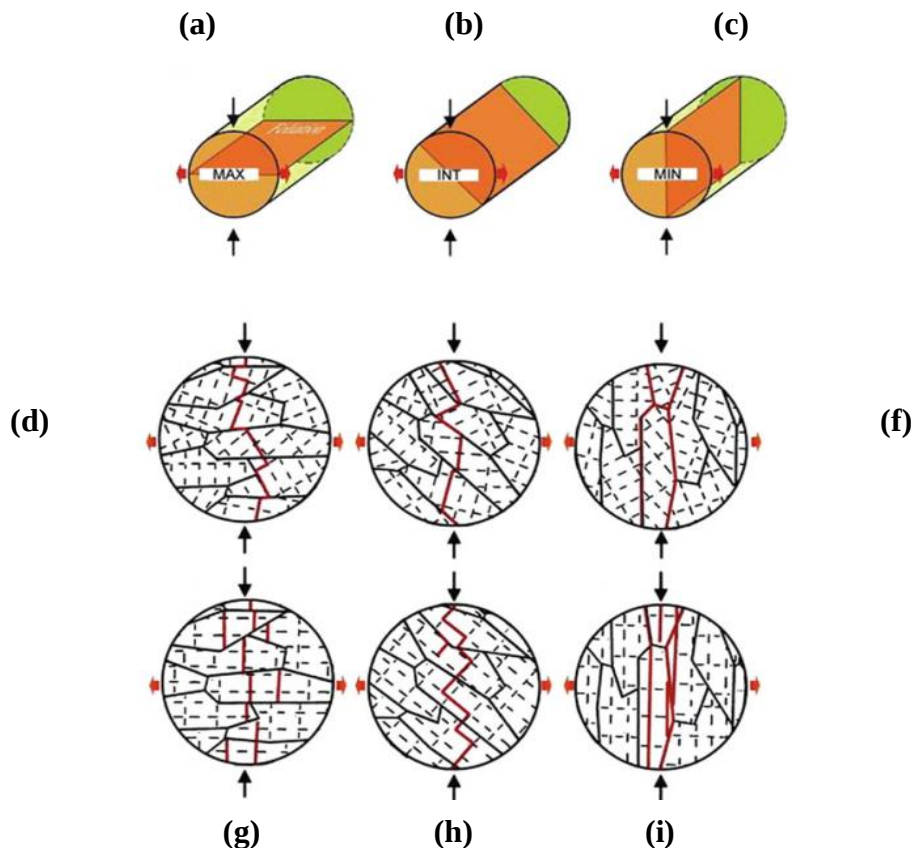


Figure 1. 10 Anisotropie de la résistance à la traction en fonction de la fabrique rocheuse et de l'orientation de la foliation avec une valeur (a) maximale (MAX), (b) intermédiaire (INT) et (c) minimale (MIN) de la résistance à la traction. [25]

Les six types d'essais illustrés dans la figure (1.10) montrent que ces deux textures et trois géométries de chargement différentes entraînent des écarts extrêmes dans les valeurs de résistance à la traction, avec la valeur maximale correspondant à la texture de la partie supérieure gauche et la valeur minimale à la texture de la partie inférieure droite. La valeur maximale résulte d'une situation où les fissures le long des joints de grains ne peuvent pas évoluer en fissures de traction, car elles sont orientées perpendiculairement à la force appliquée. À l'inverse, la valeur minimale est obtenue lorsque les fissures des joints de grains et celles des plans de clivage sont parallèles à la direction de chargement, permettant ainsi à toutes de s'ouvrir sous traction.

3.3 Résistance à la flexion

La résistance à la flexion des pierres naturelles représente une caractéristique mécanique fondamentale dont dépendent de nombreuses applications pratiques. Les études de Winkler[30] et Ulusay et Hudson [31] ont démontré que cette propriété est généralement 8 à 15 fois inférieure à leur résistance en compression, ce qui en fait un paramètre critique pour la conception des structures. La théorie classique des poutres, telle que formulée par Timoshenko, permet d'exprimer cette résistance par la relation :

$$\tau_{max} = \frac{V Q}{I b} \quad (1.2)$$

Avec :

τ_{max} : Contrainte de cisaillement maximale (en MPa)

V : Effort tranchant appliqué (en N)

Q : Moment statique (ou moment de premier ordre) de la section au-dessus du point considéré (en m³ ou mm³).

I : Moment d'inertie de la section totale (en m⁴ ou mm⁴)

b: Largeur de la poutre au niveau du point de calcul (en m ou mm)

Pour une poutre rectangulaire homogène, la formule se simplifie en :

$$\tau_{max} = \frac{3V}{2A} \quad (1.3)$$

Avec :

A = aire de la section ($A=b \cdot h$).

L'évaluation expérimentale s'appuie principalement sur trois méthodes. L'essai de flexion trois points, bien documenté par Smith [32], présente l'avantage de sa simplicité mais peut être influencé par les défauts locaux. L'essai quatre points, comme l'ont montré les travaux de Tamer Efe et al. [33], permet une distribution plus uniforme des contraintes (figure 1.12).

La composition minéralogique influence considérablement les performances. Les recherches de Vászrhelyi [34] ont établi que chaque augmentation de 1% de porosité réduit la résistance de 5 à 10%. Les travaux de Prikryl [35] sur les granites ont montré que la taille des grains affecte directement cette propriété, les roches à grain fin présentant des résistances supérieures.

La résistance à la flexion, ou résistance à la courbure, est une propriété mécanique importante des pierres (figure 1.11). Les défaillances dues aux contraintes de flexion, tant dans les éléments structuraux que décoratifs en pierre, sont plus fréquentes que celles causées par les contraintes de compression ou de cisaillement. Des exemples typiques de résistance à la flexion incluent l'effet de la succion et de la pression du vent sur les façades en pierre ventilées à l'arrière, la charge des panneaux de pierre utilisés dans les escaliers, et la force statique exercée sur des éléments structuraux comme l'architrave d'une fenêtre.

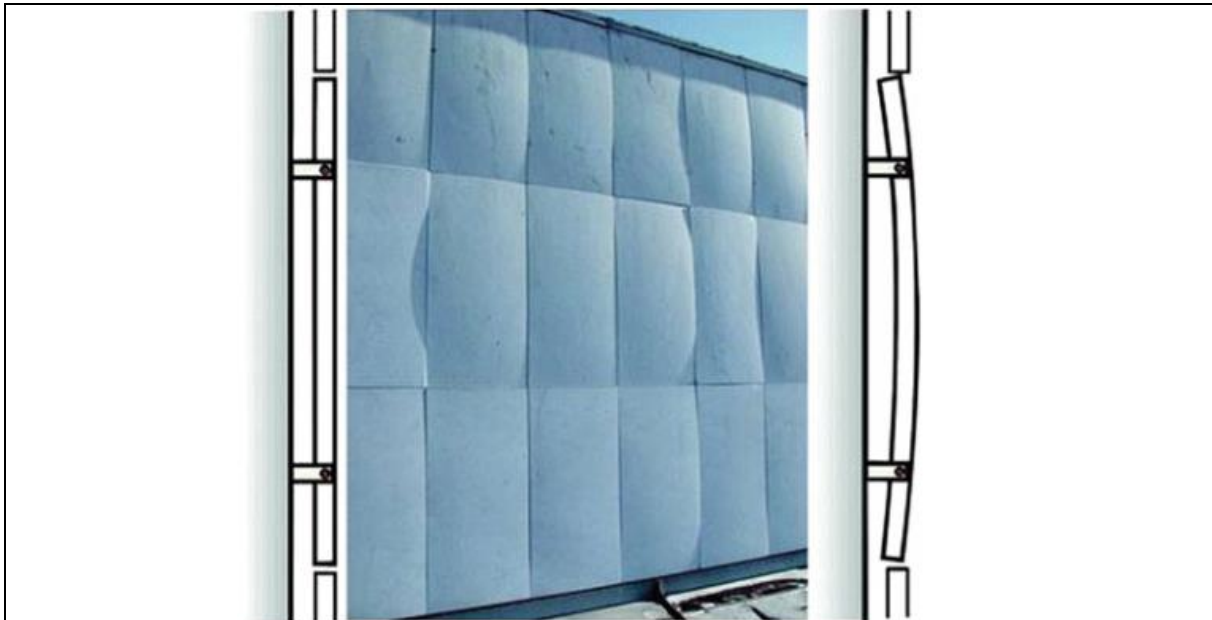


Figure 1. 11 Les tests de résistance à la flexion sont particulièrement importants pour les panneaux de façade [36]

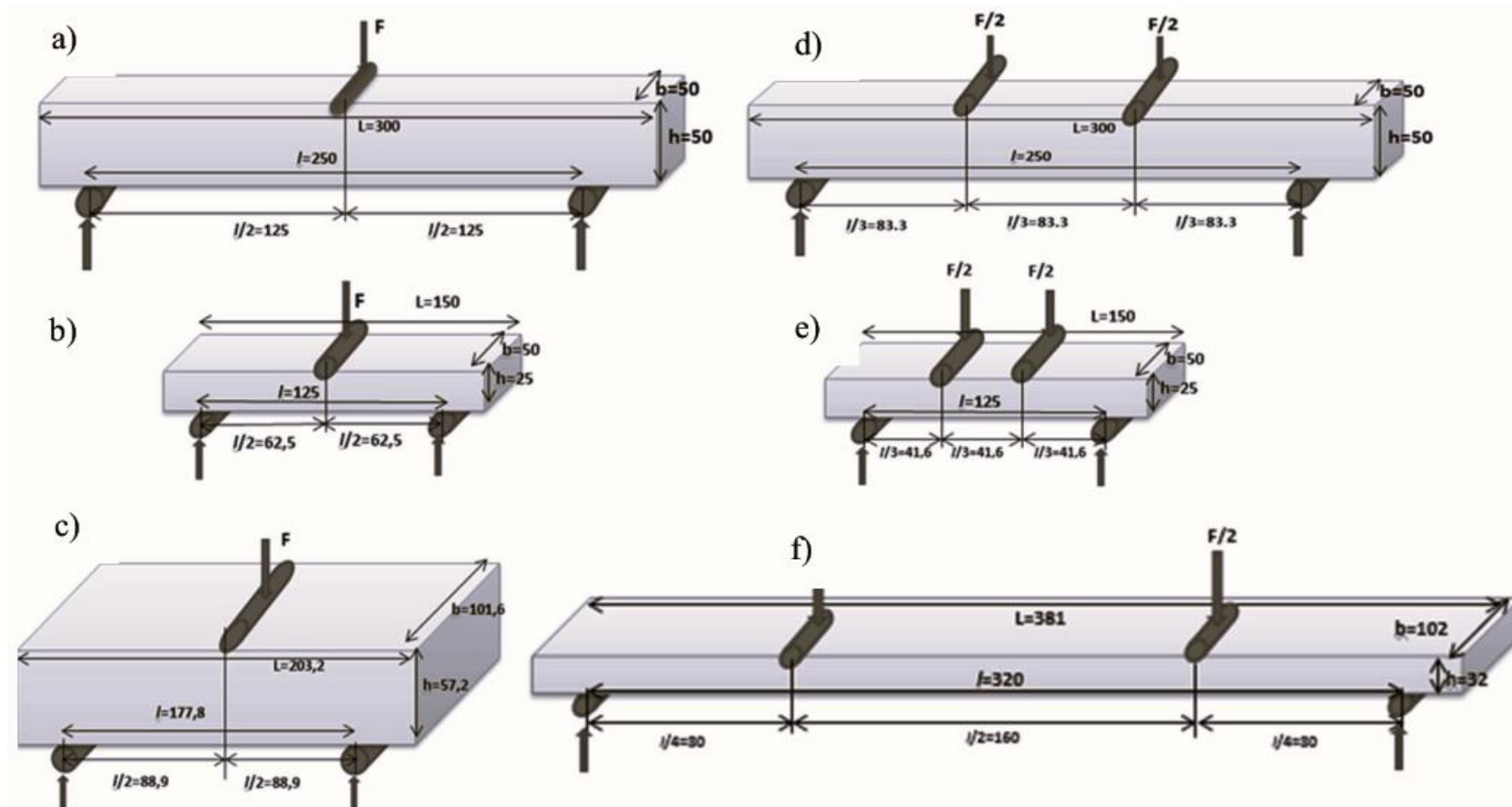


Figure 1. 12 Dispositif d'essai pour a) EN 12372 (50*50*300mm) b) EN 12372 (25*50*150mm) c) ASTM C 99 d) EN 13161 (50*50*300mm) e) EN 13161 (25*50*150mm) f) ASTM 880-98 [33]

Dans un échantillon rocheux, la charge de flexion génère des contraintes de traction (figure 1.13). Les valeurs de résistance à la flexion sont généralement inférieures à celles de la résistance à la traction pour une même roche.

Pour les roches plutoniques, Mosch et Siegesmund [37] ont publié des valeurs comprises entre 5,1 et 30,2 MPa. Cependant, des valeurs extrêmes allant jusqu'à 40 MPa ont été rapportées par Peschel [38]. Pour les roches volcaniques, des valeurs similaires de résistance à la flexion ont été observées, mais avec une gamme beaucoup plus large, car les tufs et roches tuffitiques présentent des valeurs relativement faibles. En outre, les roches carbonatées couvrent presque toute la plage des valeurs publiées de résistance à la flexion pour les pierres ornementales, allant de 1,0 à 34,0 MPa. Les grès couvrent également presque tout le spectre des données.

Les marbres cristallins peuvent présenter des valeurs relativement faibles de résistance à la flexion [24]. La texture des grains montre une grande diversité à travers le marbre. Les joints de grains dans les marbres peuvent être proches de l'équilibre, de sorte que des structures à grains équigranulaires et polygonaux peuvent être observées. En conséquence, la résistance de ces variétés de marbre peut être significativement réduite par rapport aux variétés présentant des joints de grains plus fortement interconnectés.



Figure 1. 13 Photo du dispositif expérimental pour la détermination de la résistance à la flexion [30]

Les roches métamorphiques présentent particulièrement une dépendance directionnelle marquée de la résistance à la flexion. Cette anisotropie est prononcée dans les schistes cristallins en raison de l'orientation préférentielle de divers éléments de texture. Par conséquent, la plage

des données pour ces roches est assez large, allant de 5,9 à 82,3 MPa, comme indiqué par Mosch et Siegesmund [37].

3.4 Résistance au cisaillement

Si une fracture est située dans une masse rocheuse soumise à un certain état de contrainte ambiant, la traction exercée sur le plan de fracture peut être décomposée en une composante normale et une composante de cisaillement. La traction normale provoque une fermeture normale de la fracture. La composante de cisaillement de la traction entraîne une déformation relative parallèle au plan nominal de la fracture, appelée déformation en cisaillement [39]. Toutefois, une traction tangentielle provoque également en général une augmentation de l'ouverture moyenne de la fracture, on parle alors de dilatation de la fracture. La dilatation se produit car les aspérités d'une face de la fracture doivent nécessairement chevaucher celles de l'autre face pour pouvoir glisser l'une sur l'autre. Ainsi, la déformation en cisaillement d'une fracture est un processus couplé dans lequel des déplacements normaux et de cisaillement se produisent simultanément.

Le déplacement parallèle au plan nominal de la fracture est appelé déplacement en cisaillement, généralement noté Δ_u (figure 1.14). Le déplacement perpendiculaire au plan de fracture est appelé dilatation, et noté Δ_v . Le déplacement en cisaillement est considéré comme positif s'il est dans le sens de la contrainte de cisaillement appliquée, tandis que la dilatation est positive lorsque les deux faces de la fracture s'éloignent l'une de l'autre [40]. Une courbe typique mais idéalisée représentant le déplacement en cisaillement en fonction de la contrainte de cisaillement, mesurée sous une contrainte normale constante, est illustrée à la figure (1.15).

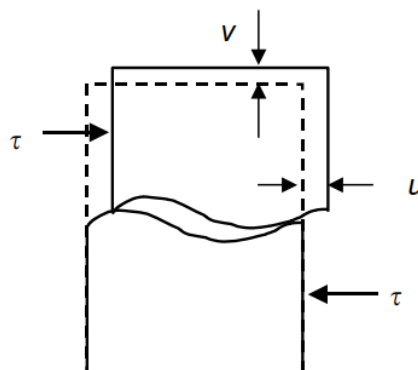


Figure 1. 14 Schéma d'une fracture cisailée sous contrainte normale constante [40]

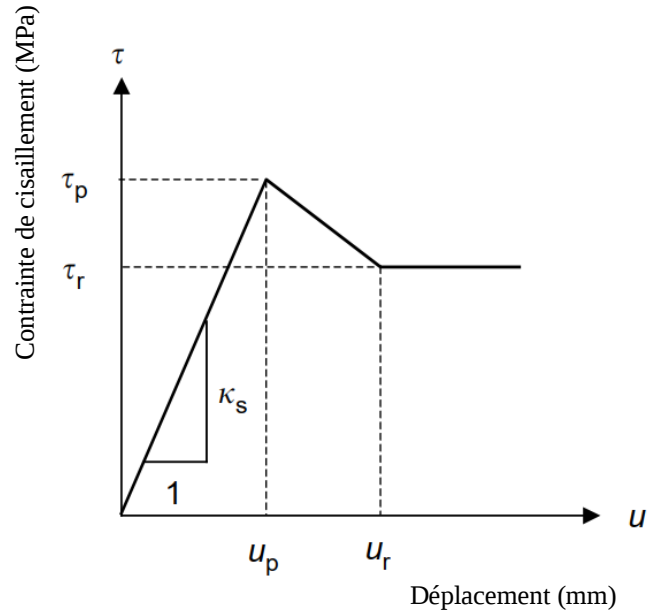


Figure 1. 15 Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement de cisaillement [39]

La contrainte de cisaillement augmente d'abord de manière quasi proportionnelle au déplacement en cisaillement. La pente de cette courbe représente la raideur au cisaillement k_s . Durant cette phase de la déformation, les deux faces de la fracture glissent l'une sur l'autre au niveau de leurs aspérités, ce qui entraîne une dilatation de la fracture, mais peu de détérioration des surfaces [41]. Une contrainte de cisaillement maximale τ_p , est finalement atteinte, correspondant au point où les aspérités commencent à se cisiller, causant des dommages irréversibles aux surfaces de la fracture. Cette contrainte maximale est aussi appelée la résistance au cisaillement de la fracture. Le déplacement correspondant à cette contrainte maximale est appelé déplacement au pic u_p .

Si la fracture continue à se déformer sous un déplacement en cisaillement contrôlé, la contrainte de cisaillement maximale est suivie d'un régime instable d'adoucissement, au cours duquel la contrainte diminue jusqu'à une valeur appelée contrainte de cisaillement résiduelle τ_r . Durant cette phase, les aspérités continuent à être écrasées et cisillées, la surface de contact entre les deux faces augmente, et la dilatation se poursuit mais à un rythme réduit. Le niveau de déplacement auquel la contrainte de cisaillement atteint pour la première fois sa valeur résiduelle est appelé déplacement résiduel u_r .

Le comportement d'une fracture en cisaillement dépend fortement de la contrainte normale exercée sur le plan de fracture. Une représentation schématique de la manière dont la relation entre τ et Δu varie avec la contrainte normale est montrée à la figure (1.16) [39]. Dans ce

modèle, la raideur au cisaillement est indépendante de la contrainte normale, mais à la fois la contrainte maximale de cisaillement et la résistance résiduelle au cisaillement augmentent avec l'augmentation de la contrainte normale. Ceci est globalement cohérent avec les mesures expérimentales réalisées par [42] sur une fracture dans le granite (figure 1.17).

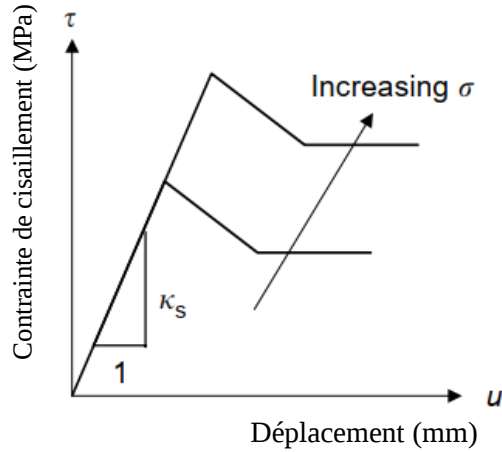


Figure 1. 16 Effet de la contrainte normale σ sur la relation entre contrainte de cisaillement et déplacement de cisaillement [39].

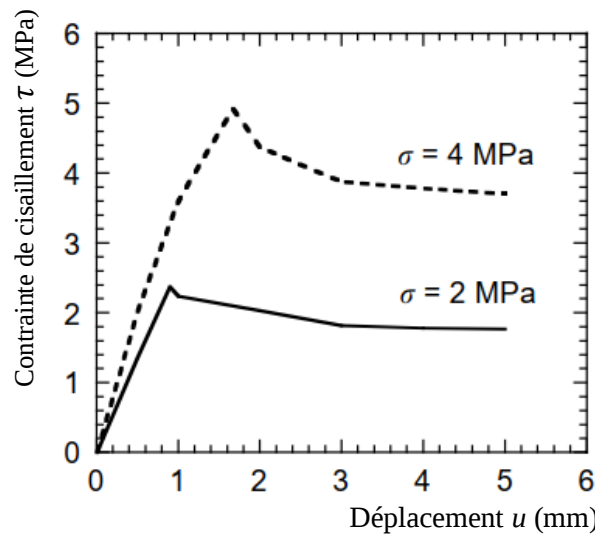


Figure 1. 17 Mesures effectuées sur une fracture granitique [42]

La variation de la contrainte maximale de cisaillement en fonction de la contrainte normale est appelée courbe de résistance au cisaillement. Patton [43] a proposé la fonction bilinéaire suivante pour τ_p en fonction de σ (figures (1.18) et (1.19)):

$$\text{Pour } \sigma < \sigma_T : \tau_p = \sigma \tan (\varphi_b + i) \quad (1.4)$$

$$\text{Pour } \sigma > \sigma_T : \tau_p = C_j + \sigma \tan \varphi_r \quad (1.5)$$

À faibles contraintes normales, la déformation de cisaillement est supposée se produire principalement par glissement des aspérités les unes sur les autres. À des contraintes normales plus élevées, la fracture possède une cohésion C_J due à la résistance au cisaillement inhérente des aspérités et présente un angle de frottement interne effectif de $\varphi_r < \varphi_b + i$. Des considérations trigonométriques montrent que les paramètres des équations (1.4) et (1.5) sont liés par $\tan(\varphi_b + i) - \tan \varphi_r = C_J/\sigma_T$. Jaeger [44] a proposé la fonction continue suivante :

$$\tau_p = (1 - e^{-\sigma/e^*})C_J + \sigma \tan \varphi_r \quad (1.6)$$

Les équations (1.4) et (1.5) sont approchées asymptotiquement respectivement pour les faibles et fortes contraintes normales. Le paramètre σ^* est une contrainte de transition qui délimite approximativement les deux régimes, mais il n'est pas numériquement identique au paramètre σ_T . Les contraintes maximales de cisaillement mesurées par Gentier et al. [41] sur des répliques en ciment d'une fracture dans le granite de montrent un accord qualitatif avec ce type de modèle (figure 1.19).

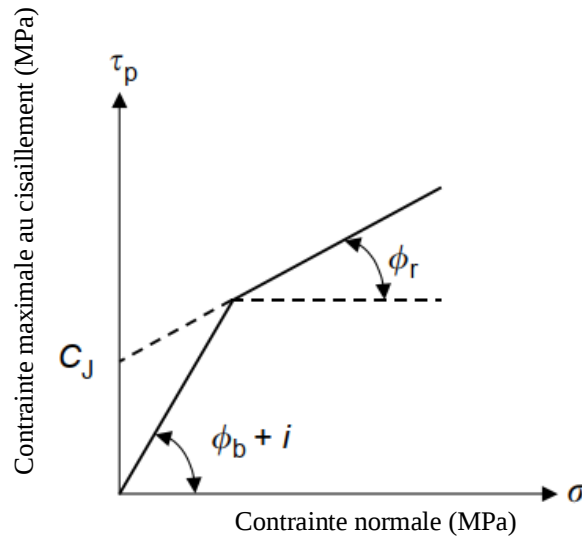


Figure 1. 18 Modèle bilinéaire pour la résistance maximale au cisaillement d'un joint [41]

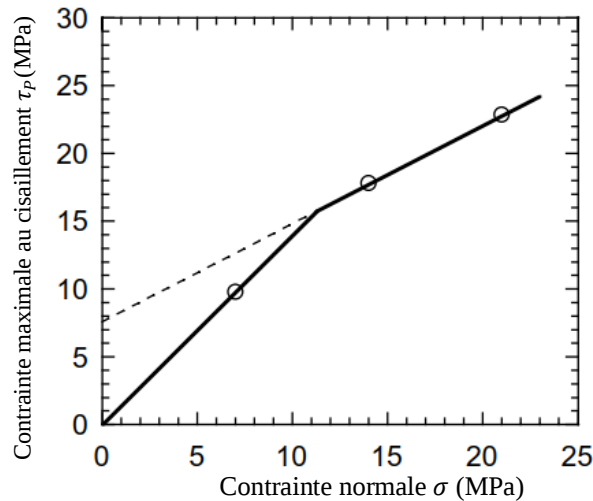


Figure 1. 19 Contraintes maximales de cisaillement mesurées sur des répliques en ciment d'une fracture du granite dans la direction qu'ils ont indiquée comme (-30°) et ajustées à une courbe de la forme donnée par les équations (1.4) et (1.5) [41]

Un modèle mécanique simple de deux surfaces planes ayant un angle de frottement intrinsèque φ_b , et dont l'interface est inclinée d'un angle i par rapport au plan nominal de la fracture, conduit directement à l'équation (1.4). Bien que ce modèle soit reconnu comme simplifié, Barton [45] a proposé que le coefficient i dans l'équation (1.4) dépend de la rugosité de la fracture. Il a ainsi corrélié i au coefficient de rugosité de joint, une mesure empirique de la rugosité estimée en comparant le profil d'une surface de fracture à des profils standards auxquels ont été attribuées des valeurs de rugosité allant de 1 à 20.

L'analyse de données issues de fractures dans diverses roches sédimentaires, ignées et métamorphiques a conduit Barton à établir la corrélation suivante :

$$i = JRC \log_{10}(JCS/\sigma) \quad (1.7)$$

Où JRC est la résistance à la compression du joint, équivalente à la résistance à la compression simple de la roche intacte dans le cas de surfaces de fracture non altérées, mais considérablement plus faible pour des surfaces altérées [46]. Grasselli et Egger [47] ont tenté de corréler i à des mesures objectivement quantifiables de la rugosité, pouvant être estimées par des moyens optiques.

3.5 Essais d'absorption d'eau

Les caractéristiques d'absorption des éléments de maçonnerie, en particulier des briques d'argile, présentent un intérêt pour le développement de la résistance et de l'adhérence du mortier ainsi que pour certaines propriétés non structurales de la maçonnerie.

Diverses méthodes sont utilisées pour mesurer l'absorption globale d'eau, notamment l'immersion pendant plusieurs heures dans de l'eau bouillante, l'immersion pendant 24 heures dans de l'eau froide et l'extraction sous vide de l'air avant l'immersion. Le résultat obtenu est évidemment sensible aux procédures d'essai détaillées, telles que la préparation de l'échantillon, le temps d'immersion, etc. Le taux initial d'absorption (TIA) est mesuré par l'immersion partielle de l'unité pendant une courte durée, par exemple, à une profondeur de 3 mm pendant 1 minute. Le TIA est mesurée en $\text{kg/m}^2/\text{min}$.

Les résultats des essais d'absorption ont été corrélés à la résistance à la compression de l'unité [13] et à la résistance à la traction par flexion de la maçonnerie en terre cuite [48]. Plus indirectement, il a été démontré que l'extraction d'eau du mortier par des briques ayant un taux d'aspiration élevé entraîne une faible résistance à la compression des murs minces [49].

Il est significatif que cet effet soit considérablement moindre avec un mortier ciment : chaux : sable qu'avec un mortier de ciment, sans doute en raison de la capacité de rétention d'eau accrue du mortier contenant de la chaux. L'absorption d'eau est donc une propriété indicative utile pour la conception structurelle de la maçonnerie en briques d'argile en particulier, et des tests appropriés sont nécessaires à la fois pour l'absorption totale et le TIA.

4 Maçonnerie en traction, cisaillement et contraintes biaxiales

4.1 Résistance de la liaison entre le mortier et les éléments de maçonnerie

4.1.1 Nature de la liaison

La résistance de la maçonnerie aux contraintes de traction ou de cisaillement dépend de la liaison entre le mortier et les éléments de maçonnerie. Le mécanisme de liaison entre l'élément et le mortier est incomplètement compris mais on sait qu'il est influencé par un grand nombre de facteurs. Ceux-ci ont été exposés par Hendry [50] sous la forme de matrice illustrée à la figure 1.20. Il ressort clairement de cela que le problème de la liaison de la maçonnerie est extrêmement complexe et que la plupart des recherches menées jusqu'à présent ont été de nature phénoménologique, s'appliquant à des combinaisons spécifiques de matériaux. Cependant, des travaux plus fondamentaux ont été rapportés dans lesquels la nature physique et chimique de l'interface brique/mortier a été étudiée. Les expériences de Grandet [51] sur l'interaction entre le matériau de la brique et la pâte de ciment ont montré que celle-ci est affectée de manière critique par la formation d'une micro-couche d'ettringite ($3\text{CaSO}_4 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaO} \cdot 31\text{H}_2\text{O}$) à l'interface argile-ciment, et par les diamètres moyens respectifs des pores de la brique et des

microcristaux d'ettringite. Il est nécessaire que la taille des pores du matériau de la brique soit supérieure à 0,05 mm pour qu'une liaison mécanique se forme, et aussi pour que le ciment soit correctement hydraté derrière la couche d'ettringite, malgré le retrait d'une partie de l'eau par succion de la brique. Si la brique est sèche, et a un taux de succion élevé, il y aura une zone partiellement hydratée dans la pâte de ciment, sur une profondeur de plusieurs millimètres, et possédant une faible résistance mécanique. Le mouvement de l'eau entre la brique et le mortier, et les effets qui en résultent sur le développement de la liaison mécanique entre ces composants, sont considérablement affectés par leurs surfaces spécifiques et leurs dimensions capillaires.

Paramètres de composition			Propriétés influençant la liaison														
			Brique		Mortier												
			Porosité Humidité Réactivité chimique Rugosité de la surface Macro-structure : trous/forme	Sable Ciment Calcaire Sable/ciment rapport Eau/ciment rapport Teneur en eau Teneur en air Additifs : entraîneurs d'air retardateurs fillers	Débit d'eau	Rétention d'eau	Rétrécissement	Saignement	Variations de volume lors de l'hydratation	Degré d'hydratation	Porosité	Densité des produits d'hydratation	Structure à verrouillage mécanique	Liaison chimique	Maniabilité		
Morphologie de la liaison																	
Force de liaison																	

Figure 1. 20 Paramètres de composition du mortier et de la brique, et leur relation avec les propriétés influençant la liaison dans la maçonnerie [50]

Grandet [51] a conclu qu'il est possible, sur la base de ces observations, d'obtenir une indication du comportement probable des mortiers de ciment, qui serait cependant également influencé par d'autres paramètres tels que le compactage du mortier, sa teneur en ciment et sa capacité de rétention d'eau. Les effets du mouvement de l'eau sur la liaison entre diverses combinaisons de mortier et d'unité ont été étudiés par Groot [52] qui a conclu qu'une cause

principale de mauvaise liaison dans la maçonnerie en argile est la présence d'une proportion excessivement élevée de matériaux fins à l'interface mortier-brique. Dans le cas des briques en silicate de calcium, une mauvaise liaison résulte de la présence de trop nombreux pores fins dans les briques. Les recherches décrites auparavant indiquent que la liaison brique/mortier est de nature mécanique. Ceci est confirmé par Binda et Baronio [53] pour les mortiers de ciment modernes et les briques d'argile, mais leurs travaux ont montré qu'avec d'autres matériaux, il peut également y avoir une liaison chimique.

4.1.2 Résistance à la traction : résultats des essais

L'effet d'un certain nombre de variables affectant la résistance à la traction a été étudié expérimentalement. Les résultats ont montré que la teneur en humidité des unités au moment de la pose est importante pour déterminer la résistance à la traction. Sinha [54] a effectué des essais de traction directs sur des briques à différentes teneurs en humidité au moment de la pose, entre l'état sec au four et l'état complètement saturé, avec les résultats présentés dans la figure (1.21). L'extrême variabilité de la résistance à la traction est immédiatement apparente et bien qu'il n'y ait pas de relation claire entre la teneur en humidité et la résistance à la traction, on notera que seules des valeurs très faibles ont été trouvées lorsque les briques ont atteint leur teneur en humidité de saturation.

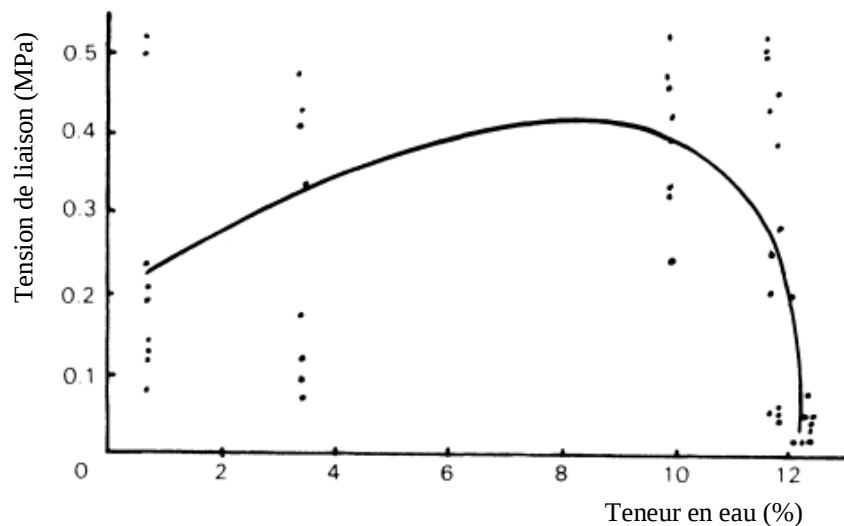


Figure 1. 21 Relation entre la teneur en humidité de la brique et la tension de liaison des couplets de maçonnerie en brique [55]

Anderson et Held [56] ont rapporté les résultats d'essais sur des couples de briques croisées pour trois types de briques, qui montrent à nouveau que la teneur en humidité au moment de la

pose influence la résistance de l'adhérence : cependant, l'effet dépend du type de brique et de la granulométrie du sable, comme on peut le voir sur la figure (1.22). En général, plus la teneur en fines du sable est élevée, plus la résistance de l'adhérence est faible. Dans les essais d'Anderson et Held [56], les briques en argile ont montré des résistances d'adhérence inférieures à mesure que la teneur en humidité augmentait, mais l'inverse s'est produit pour les briques en silicate de calcium.

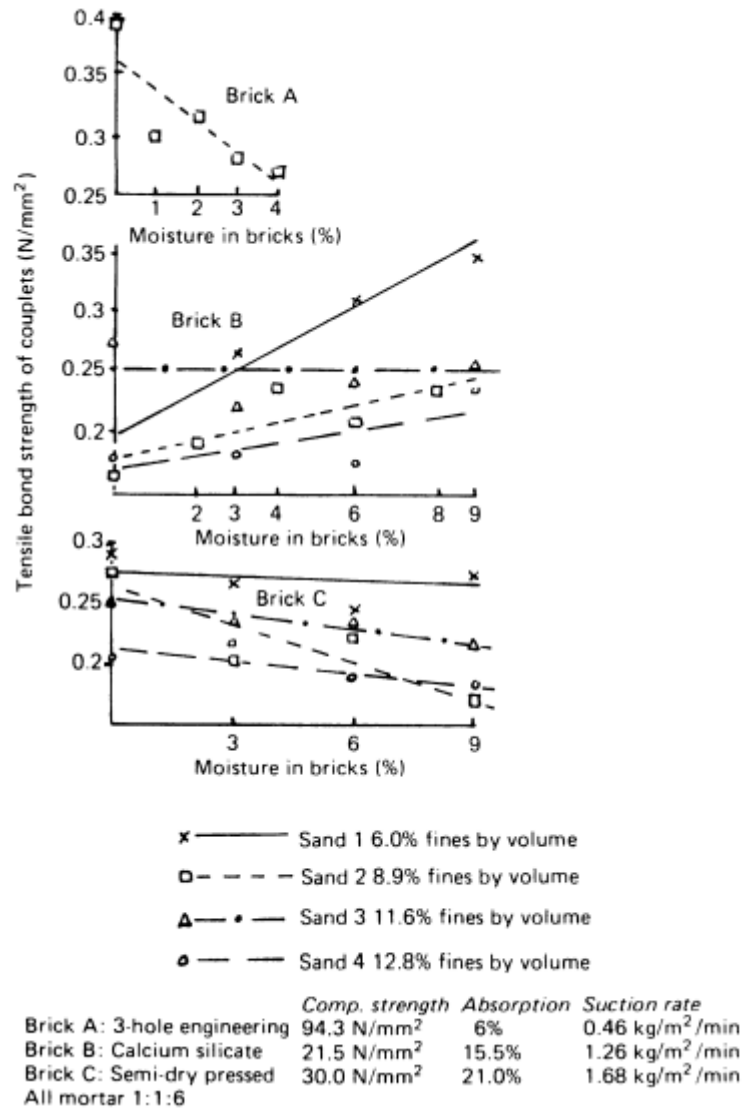


Figure 1. 22 Résistance à la traction des couplets en fonction de la teneur en humidité des briques [56]

Schubert [57] a suggéré que lorsque la contrainte de traction parallèle aux joints de lit dépasse la résistance à la traction de l'unité, la résistance à la traction de la maçonnerie est d'environ la moitié de la résistance à la traction de l'unité. Lorsque la rupture se produit à travers les joints de mortier, la résistance à la traction de la maçonnerie peut être estimée sur la base de

la résistance au cisaillement et du chevauchement de la liaison entre les unités. Les résultats individuels sont cependant soumis aux nombreuses variables impliquées et donc très incertains.

4.2 Résistance à la traction par flexion

La résistance à la traction par flexion, définie par le module de rupture, est d'une plus grande importance pratique que la résistance à la traction directe et a été étudiée en détail en relation avec la résistance des panneaux muraux aux charges de vent [58], [59]. La résistance à la flexion de la maçonnerie est, bien sûr, différente pour une flexion dans un plan perpendiculaire aux joints de lit, que pour une flexion dans un plan parallèle à cette direction, étant plusieurs fois plus grande dans ce dernier cas. Le rapport n'est pas constant mais varie avec la résistance atteinte. Ainsi, dans la figure (1.23), les valeurs provenant d'un certain nombre de sources des deux modules de rupture sont tracées l'une par rapport à l'autre, et dans la figure (1.24), leur rapport est tracé par rapport à celui de la flexion à travers les joints de lit. Ces tracés révèlent la grande variabilité de la résistance à la flexion, mais une tendance définie peut être distinguée dans la valeur du rapport de résistance orthogonale, qui diminue considérablement avec l'augmentation de la résistance à la flexion à travers les joints de lit.

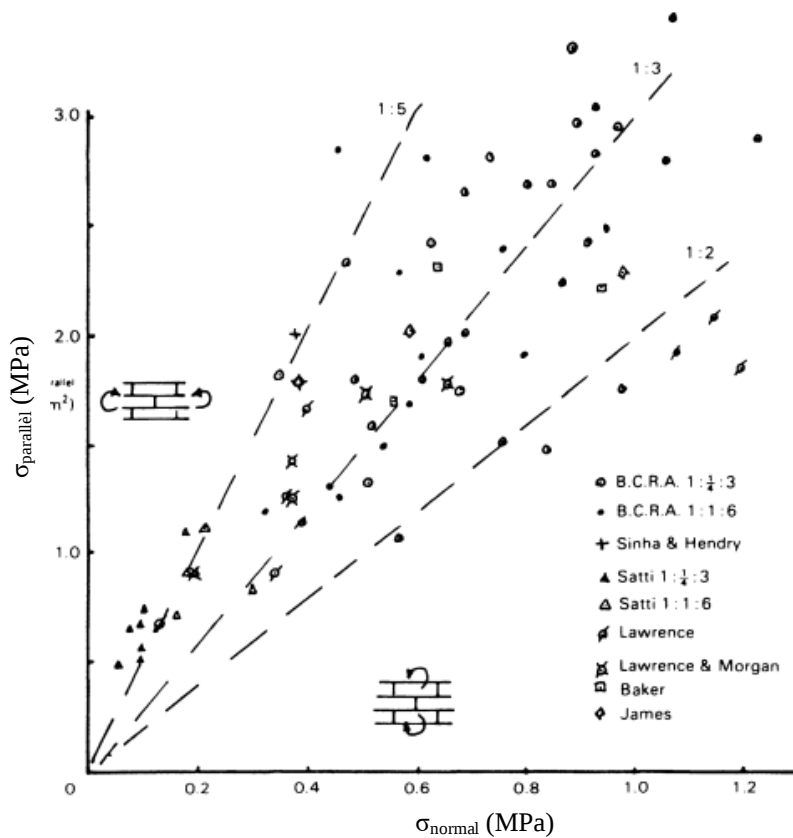


Figure 1. 23 Modules de rupture de la maçonnerie dans des directions orthogonales

De nombreux chercheurs ont tenté d'établir une relation entre les propriétés des matériaux et la résistance à la traction par flexion. Ainsi, West [48] a montré des corrélations entre la résistance à la flexion, le taux d'aspiration et l'absorption d'eau pour trente-trois briques différentes et deux mélanges de mortier. Dans aucun cas, les corrélations ne sont très étroites, mais, en termes statistiques, il a été possible de trouver une relation entre la résistance à la traction par flexion et l'absorption d'eau, comme l'illustre la figure (1.25). Les résultats de West [48] ont indiqué que pour une flexion parallèle aux joints de lit, il n'y avait pas de grande différence de résistance entre les mortiers 1 : 1/4 : 3 et 1 : 1 : 6, bien qu'une différence soit notable dans la direction orthogonale.

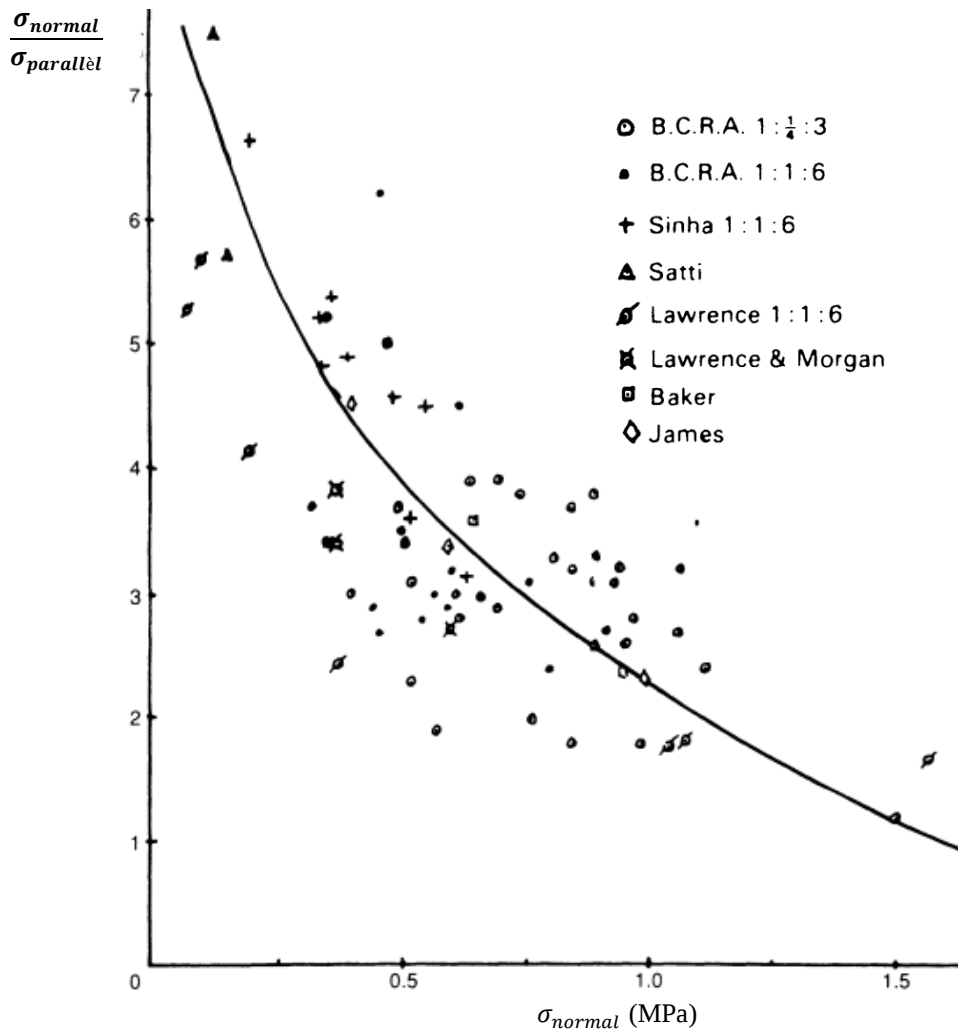


Figure 1. 24 Rapport des modules dans les directions orthogonales

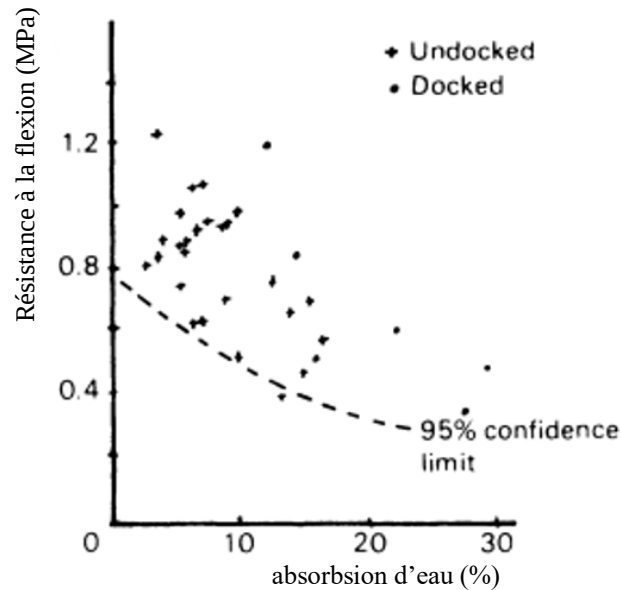


Figure 1. 25 . Résistance à la traction par flexion de la maçonnerie en fonction de l'absorption d'eau. Échantillons testés en flexion parallèle aux joints de lit ; mélange de mortier 1 : 1/4 : 3

Anderson [55] et Sise et al. [59] ont rapporté des recherches approfondies utilisant des échantillons de différents types d'unités et de mélanges de mortier, dans le but d'évaluer l'effet de divers facteurs sur la résistance de la liaison en flexion dans les prismes de liaison par empilement. Anderson a conclu qu'en plus de la teneur en humidité des unités, la méthode de préparation des échantillons avait un effet significatif, tout comme la consistance du mortier et la texture de la surface. Sise et al. [59] ont constaté que l'épaisseur du joint de mortier était le facteur le plus important affectant la résistance de la liaison en flexion - plus le joint est fin, plus la résistance est élevée, un effet également noté par Schubert [57].

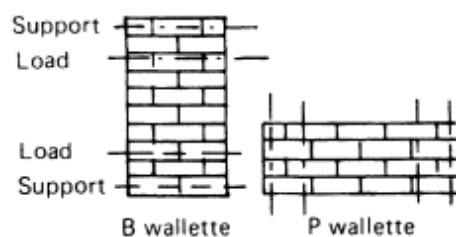


Figure 1. 26 Échantillons utilisés dans l'essai de résistance à la flexion

Mann [60] a développé des formules pour calculer la résistance à la flexion de la maçonnerie lorsque la défaillance résulte soit de la rupture des unités, soit de la défaillance de la liaison. Sous réserve de la grande variabilité inhérente à cette propriété, ces formules montrent une concordance raisonnable avec les résultats des tests. Fried et al. [61] ont dérivé l'ensemble des facteurs de conversion indiqués dans le tableau (1.2) qui donnent la résistance du type d'éprouvette de type murette sur lequel la norme britannique est basée (figure 1.26) à partir des

résultats d'essais sur des prismes et des joints individuels, comme proposé par Baker. La forme de l'essai de Baker [62] est illustrée à la figure (1.27), dont un développement est le dispositif de clé à écrou illustré à la figure (1.28) [63].

Tableau 1. 2 Facteurs de conversion recommandés pour obtenir les résistances des cloisons à partir des résistances des piliers (p) ; des joints (j) et du module de rupture de l'unité (M) [61]

Type de panneau (figure 1.16)	Facteurs		
	Maçonnerie en blocs		Maçonnerie en briques
	4 rangées	5 rangées	
B	0.80 p	0.82 p	0.90 p
B	0.77 j	0.82 j	0.69 j
P	0.35 (j + M)		0.35 (j + M)

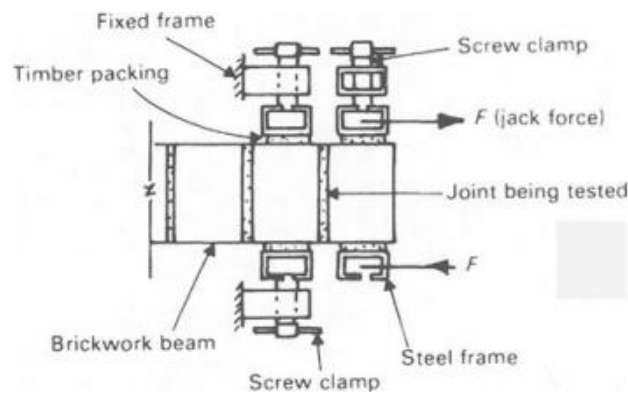


Figure 1. 27 Disposition pour essais de traction en flexion multiples sur un échantillon de maçonnerie [61]

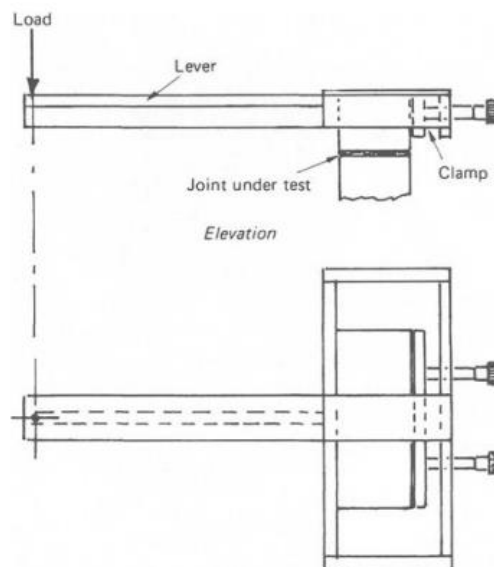


Figure 1. 28 Essai de serrage de la liaison [62]

4.3 Résistance de la maçonnerie au cisaillement

Les murs de maçonnerie sont fréquemment soumis à des efforts de cisaillement en plus des efforts de compression. Par conséquent, des études sur la résistance au cisaillement de la maçonnerie ont été entreprises dans un certain nombre de pays, sur des spécimens à petite et à grande échelle.

Des études d'une série d'essais sur des murs de cisaillement de la hauteur d'un étage, rapportés par Hendry [64] et Sinha [65] sont résumés dans la figure 1.29. Ces essais ont été effectués sur des structures à échelle réelle et sur des modèles construits en briques coupées au fil dans du mortier de chaux 1 : 1/4 : 3. La contrainte de cisaillement de ce type de maçonnerie s'est avérée

$$\tau = 0.3 + 0.5f_n \text{ N/mm}^2 \quad (1.8)$$

Où f_n est la précompression. Cette relation s'est avérée valable jusqu'à des valeurs de $f_n = 2 \text{ N/mm}^2$

Il s'agit d'une équation de type Mohr-Coulomb qui a été utilisée par un certain nombre de chercheurs pour interpréter les résultats des essais de cisaillement. Une large gamme de valeurs de la cohésion τ_0 et du terme de frottement interne μ a été rapportée en fonction des propriétés des matériaux utilisés et de la forme des éprouvettes et des dispositions de chargement.

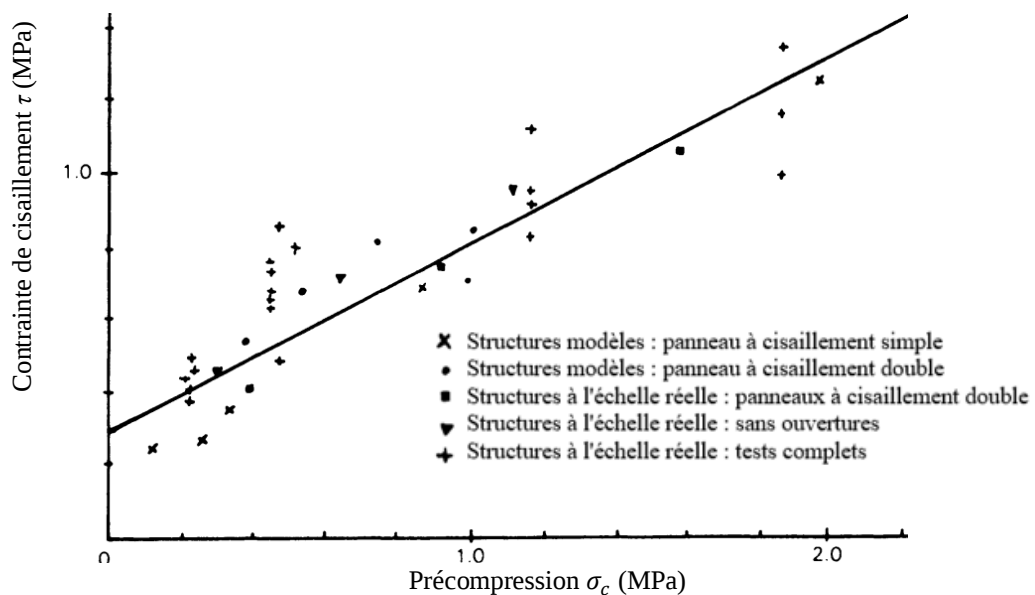


Figure 1. 29 Résistance au cisaillement contre la précompression : résultats des essais à grande échelle, sur modèle et sur petit échantillon

Comme le montre Sinha [54], le mode initial de rupture des joints représenté par l'équation de Mohr-Coulomb est à un certain point remplacé par une fissuration à travers les unités. Mann et Muller [66] ont développé une théorie de la rupture pour la résistance au cisaillement de la maçonnerie basée sur la prise en compte de l'équilibre et de la résistance d'une unité dans un mur, et ont donné l'expression suivante pour la résistance au cisaillement lorsque la rupture se fait par le mode de fissuration :

$$0.45f_{RZ}\sqrt{(1 + f_n/f_{RZ})}$$

Où f_{RZ} est la résistance à la traction de l'unité et f_n est la contrainte normale. Une valeur de $0,033f_b$ est donnée pour la résistance à la traction des unités pleines ou presque pleines, et de $0,025 f_b$ pour les unités fortement perforées, où f_b est la résistance à la compression de l'unité.

Pour une contrainte de compression très élevée, il y aura un autre mode de rupture correspondant à la rupture par écrasement de la maçonnerie. L'enveloppe de rupture entière selon la théorie de Mann et Muller [66] est donc celle indiquée sur la figure (1.30).

Dialer [67] a développé l'approche de Mann et Muller pour tenir compte de la résistance réduite du mortier dans les joints de tête de maçonnerie en briques, en donnant les formules suivantes correspondant à la rupture par cisaillement des joints de lit, à la rupture par traction des unités et à la rupture par compression de la maçonnerie, et correspondant aux trois modes indiqués sur la figure (1.30) :

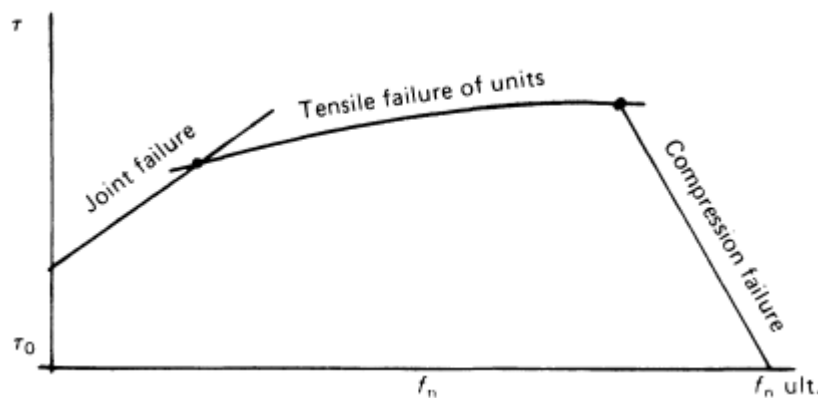


Figure 1. 30 Modes de rupture de la maçonnerie en cisaillement avec compression verticale [67]

$$\tau_{xy} = \frac{c_{xy} - \mu_{xy}\sigma_y + v\mu_{xy}(c_{xy} - X\mu_{xy}\sigma_y)}{(1 + v\mu_{xy})} \quad (1.9)$$

$$\tau_{xy} = \frac{1}{2}(c_{xy} - X\mu_{xy}\sigma_y) + \frac{\beta_{t.b}}{2.3} \sqrt{\left(1 - \sigma_y \frac{(1 + X)}{\beta_{t.b}} + \frac{X\sigma_y^2}{\beta_{t.b}^2}\right)} \quad (1.10)$$

$$\tau_{xy} = c_{xy} + \omega\beta_{panel} + \sigma_y(\omega - X\mu_{xy}) \quad (1.11)$$

Où : τ_{xy} : contrainte de cisaillement moyenne sur la face du lit

c_{xy} : cohésion sur les faces du lit et de la tête respectivement

v : 2 x rapport longueur/hauteur de l'unité

ω : 1/v

μ_{xy} : coefficient de frottement sur les faces du lit et des extrémités respectivement

X : rapport des contraintes horizontales/verticales sur la maçonnerie

σ_y : contrainte verticale moyenne

$\beta_{t.b}$: résistance à la traction de l'unité

β_{panel} : résistance à la compression de la maçonnerie

4.4 Maçonnerie sous contrainte biaxiale

Une approche plus fondamentale de l'étude de la résistance au cisaillement est basée sur la prise en compte de la résistance de la maçonnerie sous contrainte biaxiale, en tenant compte de la direction des contraintes appliquées par rapport au joint de lit de la maçonnerie. Samarasinghe [68] et Page [69] ont établi des surfaces de rupture pour des briques soumises à une contrainte de tension-compression orthogonale en appliquant des contraintes normales à de petits spécimens de maçonnerie dans lesquels le joint de lit était incliné à divers angles par rapport aux axes des contraintes appliquées. La figure (1.31) montre sous forme adimensionnelle une représentation de la surface de rupture en termes de contraintes appliquées et de l'angle relatif du joint de lit dérivé des résultats rapportés par Page [69].

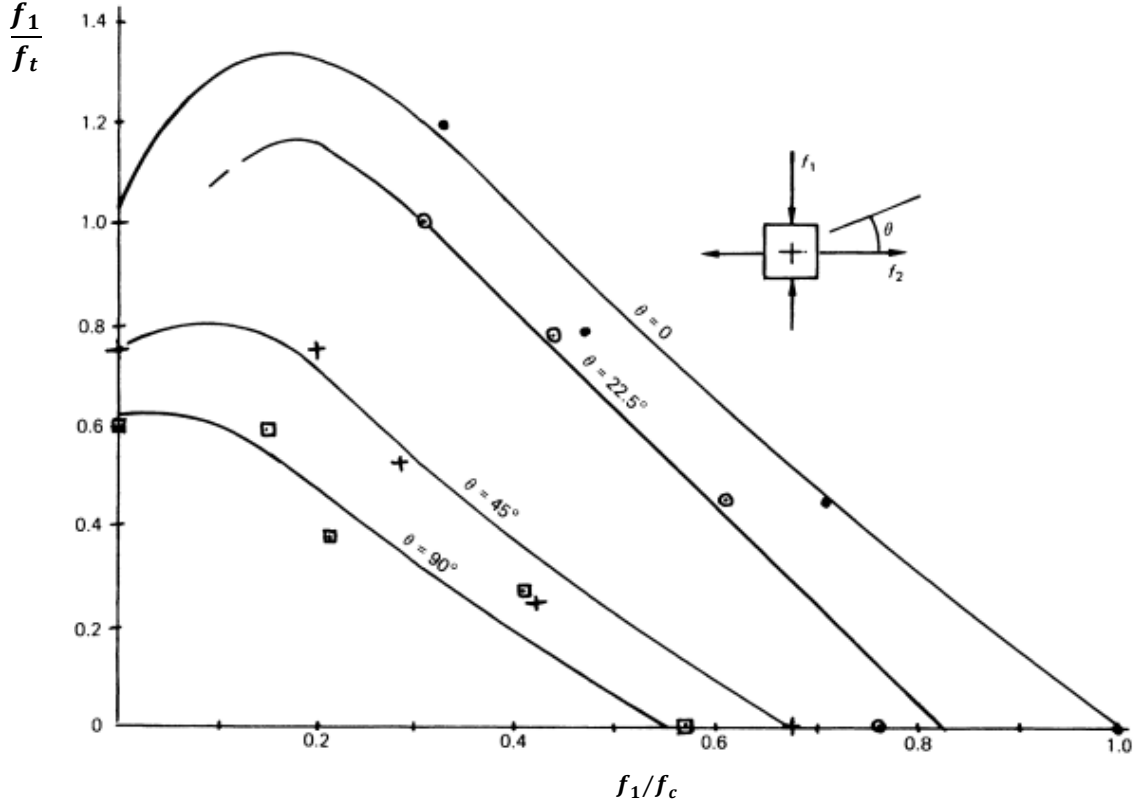


Figure 1. 31 Relation de rupture en compression-tension biaxiale, pour la maçonnerie en briques.

Ganz et al. [70] ont produit un ensemble d'équations dans lesquelles la résistance de la maçonnerie est définie par trois paramètres, f_{mx} et f_{my} , respectivement les résistances à la compression uniaxiale pour des charges appliquées normalement et parallèlement aux joints de lit, et $\tan \varphi$ le coefficient de frottement dans les joints de lit. La résistance à la traction de la maçonnerie et la cohésion dans les joints de lit sont négligées. Sur la base de ces hypothèses, les équations suivantes donnent des conditions de contrainte limite :

Pour la rupture par traction :

$$\tau_{xy}^2 = \sigma_x + \sigma_y = 0 \quad (1.12)$$

En cas de rupture par compression des unités (première condition) :

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_x + f_{mx}) \cdot (\sigma_y + f_{my}) = 0 \quad (1.13)$$

En cas de rupture par compression des unités (deuxième condition) :

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_y \cdot (\sigma_y + f_{my}) = 0 \quad (1.14)$$

Pour le glissement des joints horizontaux :

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_x \cdot \tan\phi)^2 = 0 \quad (1.15)$$

Où σ_x = contrainte appliquée normale aux joints du lit (compression négative)

σ_y = contrainte appliquée parallèlement aux joints du lit (compression négative)

τ_{xy} = contrainte de cisaillement.

Les essais sur lesquels les relations ci-dessus ont été déterminées ont été effectués sur des maçonneries construites à partir d'éléments pleins. Hegemeir et al. [71] ont effectué des essais de contrainte biaxiale sur de grands échantillons de maçonnerie en blocs de béton creux. Les résultats de ces essais ont montré que pour ce type de maçonnerie, l'enveloppe de rupture pour un panneau sollicité dans le quadrant compression-tension, avec la contrainte de compression normale aux joints de lit, pouvait être représentée par une ligne droite, comme le montre la figure (1.32). Il a également été constaté que la résistance à la traction du panneau ne variait que légèrement avec l'angle entre les axes de contrainte et le joint de lit. Cela a permis d'obtenir l'enveloppe de rupture pour la contrainte de cisaillement par rapport à la contrainte normale du joint de lit indiquée sur la figure (1.33), la contrainte normale parallèle au joint de lit étant nulle.

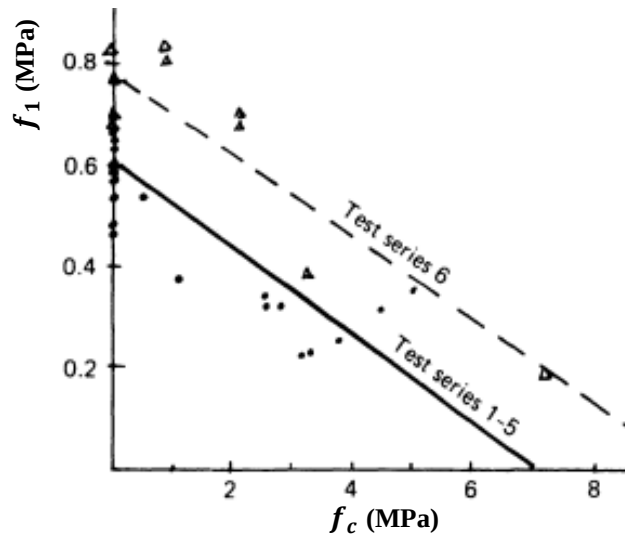


Figure 1. 32 Relation entre la contrainte de rupture en compression-tension biaxiale pour la maçonnerie en blocs de béton [71]

En utilisant la surface de rupture, il est possible de déterminer le point auquel la fissuration initiale d'un élément se produit, à condition qu'une analyse de contrainte appropriée puisse être effectuée. Pour cela, une analyse élastique serait probablement suffisamment précise, mais un

calcul par éléments finis serait nécessaire pour suivre le développement du modèle de fissure jusqu'à la rupture.

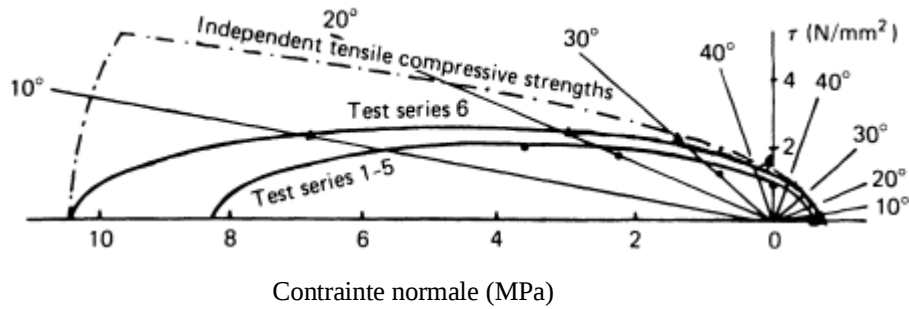


Figure 1. 33 Enveloppe de défaillance pour la maçonnerie en blocs de béton avec une contrainte normale nulle sur le joint de tête [71]

La détermination de la résistance de la maçonnerie sous contrainte biaxiale nécessite un équipement spécialisé et n'a pas souvent été entreprise. D'autres chercheurs ont proposé des critères de rupture en utilisant une combinaison d'essais uniaxiaux et de fendage. Hamid et al. [72] ont adapté la théorie du plan unique de faiblesse de la mécanique des roches pour prédire la rupture due au cisaillement le long des joints de mortier, et la théorie de la contrainte maximale, modifiée pour prendre en compte la variation de résistance normale et parallèle aux joints de lit, pour prédire la rupture par fendage. Ces auteurs prennent l'équation de Mohr-Coulomb pour la rupture le long d'un plan unique de faiblesse, dans ce cas l'interface entre l'unité et le mortier comme suit :

$$\tau = C + f_n \tan \varphi \quad (1.16)$$

Où τ est la contrainte de cisaillement sur le joint à la rupture, C la cohésion, la contrainte de compression normale au joint et φ l'angle de frottement interne.

En utilisant les équations habituelles reliant les contraintes normales et de cisaillement aux contraintes principales appliquées, on obtient l'équation suivante pour la rupture des joints de lit :

$$f_1 - f_3 = \frac{2(C_j + f_3 \tan \varphi_j)}{(1 - \tan \varphi_j \cot \theta) \sin 2\theta} \quad (1.17)$$

Où θ est l'angle entre la direction de f_3 et le joint de lit. Une équation similaire est obtenue pour la rupture du joint de tête en remplaçant C_i et φ_i par les termes correspondants de l'équation (1.17). Ces équations sont présentées dans la figure (1.34) avec l'ajout de lignes horizontales

définissant l'intervention de la rupture par fendage des unités. La théorie a montré une concordance raisonnable avec les résultats d'essais sur des échantillons soumis à une compression uniaxiale dans lesquels l'angle du joint de lit variait entre 15° et 75° .

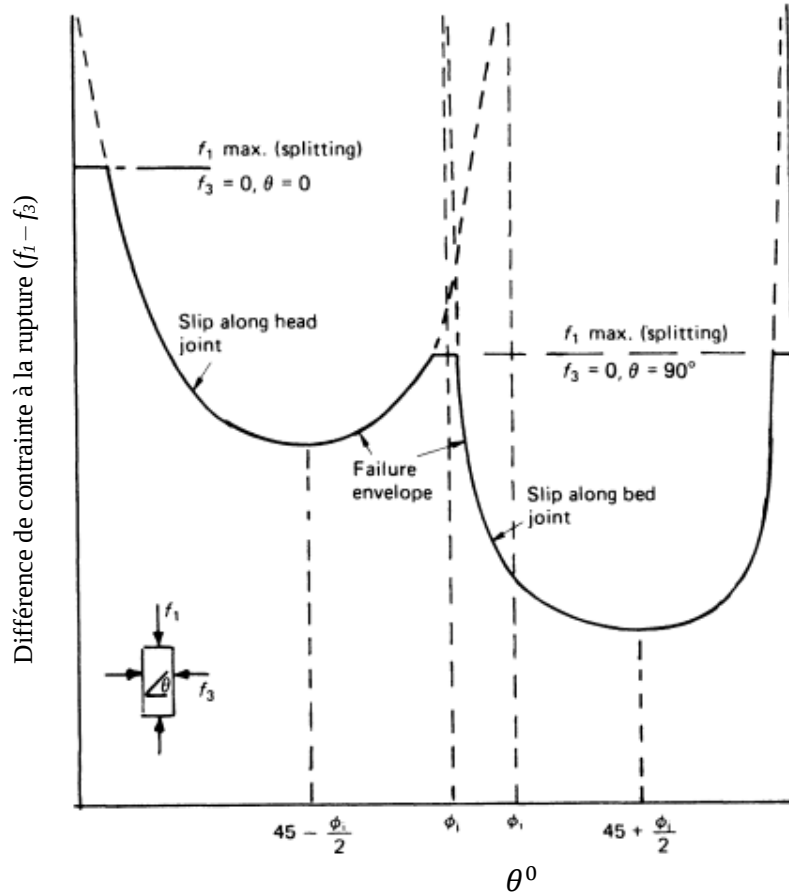


Figure 1. 34 . Enveloppes de rupture pour la maçonnerie soumise à des contraintes biaxiales

4.5 Module de cisaillement de la maçonnerie

Le module de cisaillement de la maçonnerie G a été calculé à partir de mesures de déflexion effectuées sur des panneaux grandeur nature de la hauteur d'un étage testés par Sinha et Hendry [65]. Pour le type de maçonnerie testé (briques de 31 N/mm^2 posées dans du mortier $1 : 1/4 : 3$), la valeur de G était de l'ordre de $1500\text{-}2000 \text{ N/mm}^2$. La valeur augmentait sensiblement avec la précompression et, reflétant les caractéristiques non linéaires du matériau, diminuait avec l'augmentation de la contrainte de cisaillement. Pour un calcul approximatif, G pourrait être considéré comme :

$$E/2(1 + \nu) \quad (1.18)$$

Où ν est le coefficient de Poisson. Pour les briques en terre cuite, Atkinson et Noland [73] ont trouvé une valeur initiale moyenne dans les essais de compression de 0,17, augmentant rapidement lorsque la compression appliquée dépasse 0,8 de la compression ultime. Hegemeir et al. [71] ont rapporté des valeurs de coefficient de Poisson pour la maçonnerie en blocs de 0,18 lorsqu'elle est chargée normalement au joint de lit, diminuant à 0,12 lorsqu'elle est chargée parallèlement à cette direction.

5 Relation contrainte-déformation des prismes de maçonnerie

La relation contrainte-déformation est l'un des paramètres les plus importants pour la conception d'éléments de maçonnerie sous compression. Elle dépend de certains paramètres d'essai interdépendants, notamment les propriétés mécaniques des unités, du mortier et du coulis [74]. Les méthodes théoriques de conception de la maçonnerie et d'analyse de son comportement structural supposent généralement des propriétés mécaniques ou des équations constitutives obtenues à partir de méthodes d'essai standard des unités [75]. Cependant, la reproduction des conditions réelles de maçonnerie pour une caractérisation en laboratoire appropriée des unités est difficile. Par exemple, les essais de compression uniaxiale des unités ne reproduisent pas leur interaction avec le mortier et le coulis. De plus, ces essais ne reproduisent pas l'état de contrainte des unités à l'intérieur d'un élément de maçonnerie en raison des effets de confinement existants des plateaux de chargement de la presse sur les extrémités des échantillons. Une autre stratégie proposée dans les travaux précédents était la caractérisation mécanique des échantillons extraits des unités, même si certaines incertitudes peuvent apparaître en raison de la petite taille des échantillons [75].

Les essais de compression uniaxiale d'échantillons de mortier coulés dans des moules non absorbants ne représentent pas non plus le comportement mécanique du mortier réel dans des prismes de maçonnerie, car le mortier est placé entre les unités, qui sont absorbantes et soumises à un état de contrainte triaxiale. Lakshani et al. [76] ont récemment rapporté les résultats d'un programme expérimental mené pour corréler empiriquement les résistances à la compression non confinées de différents types d'échantillons de mortier de maçonnerie (par exemple, des cubes de mortier de 50 mm et 70 mm, des prismes de 160 mm $\times$ 40 mm $\times$ 40 mm, des cylindres de diamètres de 100 mm et 200 mm, et des ardoises extraites de joints de maçonnerie mesurant 50 mm $\times$ 50 mm $\times$ 10 mm). En complément, Makoond et al. [77] ont découvert la relation entre le module d'élasticité statique et dynamique des mortiers de ciment et de chaux (échantillons

prismatiques de 160 mm × 40 mm × 40 mm) utilisés pour la construction d'éléments de maçonnerie. Cependant, le degré de compactage des échantillons de mortier coulés dans des moules prismatiques et cylindriques est plus élevé que celui appliqué dans les joints de maçonnerie. La résistance et la rigidité du mortier augmentent généralement avec la poursuite du compactage, car cela augmente la densité et diminue la porosité de la matrice cimentaire. Par conséquent, les modèles numériques d'éléments de maçonnerie présentent généralement un mortier de lit avec des valeurs de module d'élasticité légèrement inférieures à celles obtenues à partir d'échantillons de mortier prismatiques ou cylindriques.

Étant donné que les éléments de maçonnerie sont constitués de différents constituants non homogènes, ils peuvent présenter un comportement non élastique et anisotrope typique [3]. Des recherches antérieures [5], [78] ont rapporté que les courbes contrainte-déformation des prismes de maçonnerie fabriqués avec des unités plus rigides que le mortier présentaient une non-linéarité significativement plus élevée jusqu'à la charge de pointe que les prismes construits avec un mortier comparativement plus rigide que les unités. Par exemple, la figure (1.35) montre les courbes contrainte-déformation en compression verticale de trois prismes différents construits avec des blocs de béton creux ($f_{b,net}$ égal à 23,1 MPa) et trois types de mortiers (mortier de type I avec f_m de 19,8 MPa, mortier de type II avec f_m de 7.2 MPa et mortier de type III avec f_m de 4,4 MPa). Mohamad et al. [79] ont expliqué que le prisme produit avec le mortier de type I présentait une courbe contrainte-déformation presque linéaire avant et après une légère libération de contrainte due à une fissure soudaine à un rapport contrainte/résistance d'environ 60 %. La fissure s'est propagée à travers l'unité et le prisme s'est finalement divisé en deux moitiés, sans écrasement du joint de mortier. En revanche, les prismes avec les mortiers de types II et III ont présenté une augmentation non linéaire graduelle des déformations en compression avec une augmentation de la contrainte. Bien qu'une fissure soudaine à un rapport contrainte/résistance de 60 % ait également été observée dans le prisme avec le mortier de type II, le fort comportement non linéaire est une indication de changements dans l'état de contrainte du mortier et/ou de propagation de microfissures à l'intérieur du mortier. En fait, un écrasement et un effritement localisés du joint de mortier ont été vérifiés dans les prismes avec les mortiers de types II et III.

Des résultats similaires ont été observés par Ravula et al. [80] dans les courbes contrainte-déformation de prismes construits avec des briques d'argile pleines avec une résistance à la compression de 7.4 MPa, combinées à différents types de mortier : un mortier faible (1:6) avec f_m de 5.80 MPa, et un mortier fort (1:3) avec f_m de 7.95 MPa. Ils ont observé que les prismes

produits avec le mortier (1:6) présentaient un niveau de non-linéarité pré-pic significativement plus élevé, par rapport aux spécimens fabriqués avec le mortier (1:3). Ces résultats ont également indiqué que les prismes avec un mortier plus rigide que les unités présentaient un mode de rupture plus fragile, car une diminution de charge très rapide se produisait après le pic.

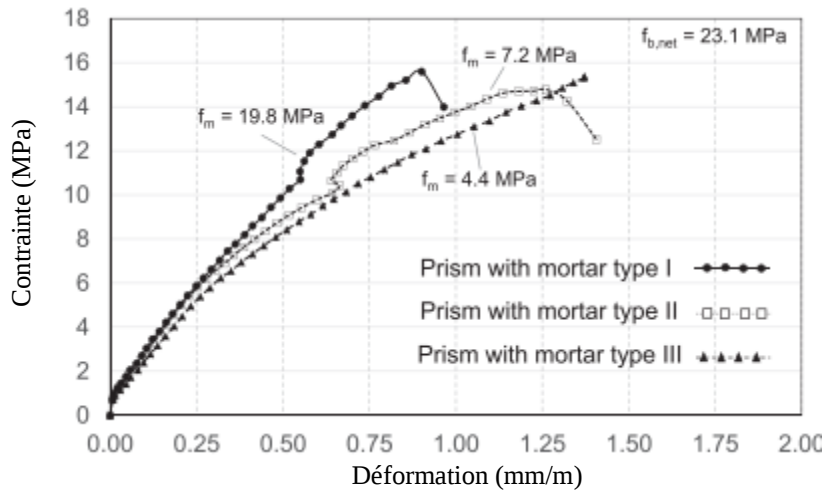


Figure 1. 35 Courbes contrainte-déformation des prismes produits avec différentes combinaisons de mortier et de résistances unitaires [81]

De plus, le coefficient de Poisson du joint de mortier ne peut pas être déterminé de manière simple comme paramètre de la théorie de l'élasticité [82]. En fait, il change avec le niveau de compression, augmentant d'une valeur initialement faible associée à la porosité initiale élevée du matériau, à une valeur très élevée proche de la limite de résistance uniaxiale, et est en outre influencé par l'état de contrainte triaxiale existant [5].

6 Modes de rupture du composite de maçonnerie

Les essais effectués indiquent clairement différents modes de rupture des prismes de maçonnerie selon le type de mortier. Pour les mortiers plus résistants (type 1:0.25:3), les fissures sont apparues plus localisées, tandis que pour les mortiers plus faibles (type 1:1:6), les fissures dans le bloc de béton creux sont apparues dispersées. Pour les mortiers plus résistants, il semble que des contraintes de traction soient induites dans le bloc, conduisant à des fissures verticales (figure 1.36a). Pour les mortiers faibles, l'écaillage du bloc de béton se produit à proximité des joints de mortier, indiquant un éventuel écrasement du mortier (figure 1.36b). L'écrasement du mortier conduit à des fissures de traction dans les coques du bloc et non pas réellement à une perte de résistance du composite.

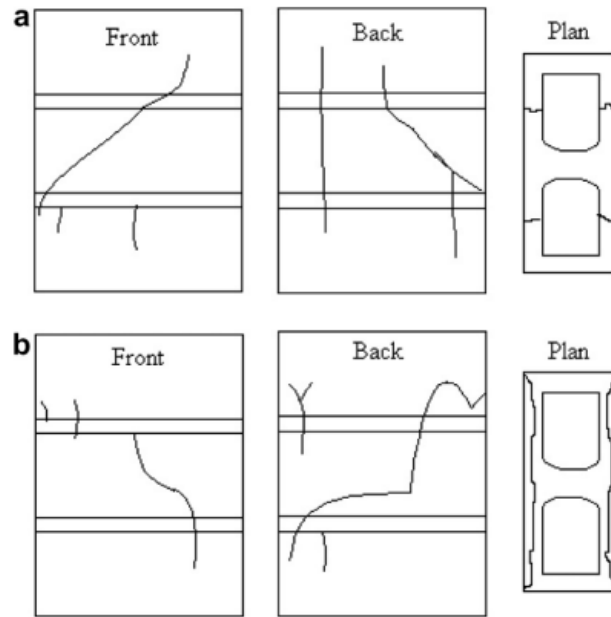


Figure 1. 36 Modes de défaillance des prismes de maçonnerie en béton creux : (a) mortier résistant, (b) mortier faible

L'inspection visuelle du joint de mortier après effondrement indique que le mortier est toujours lié au bloc inférieur, avec une perte de liaison et un écrasement du mortier uniquement dans la partie supérieure du joint (figure 1.37). Les raisons possibles de ce phénomène sont une porosité plus faible et une liaison plus faible entre le mortier et l'unité dans la partie supérieure du mortier jusqu'au saignement. Un phénomène similaire a été trouvé dans Hamid et Drysdale [72].

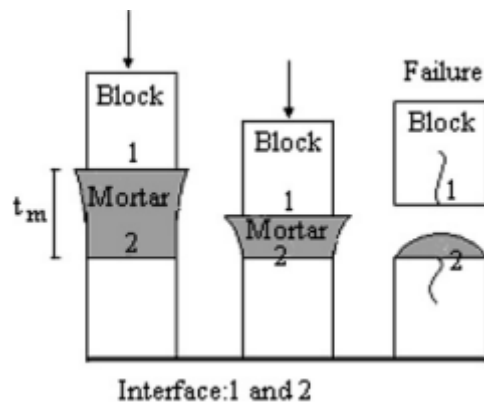


Figure 1. 37 Séquence de défaillance observée visuellement pour les mortiers standards modérés et faibles [72]

Khalaf [83] a analysé le mode de défaillance dans les prismes de maçonnerie en blocs de béton creux et a trouvé une séparation entre toutes les faces de l'unité de maçonnerie. La figure (1.38) présente un modèle qualitatif de ce mode de rupture observé dans les essais, avec trois phases différentes. Dans la phase 1, la perte de cohésion du mortier est initiée. Dans la phase 2,

le joint de mortier s'écrase et, dans la phase 3, les coques de maçonnerie s'écaillent. Les résultats expérimentaux indiquent que la résistance ultime du prisme de maçonnerie n'est atteinte qu'après la phase 3, ce qui signifie qu'une combinaison d'écrasement du mortier et de rupture unitaire en traction est responsable de la rupture. Cela signifie également que la compréhension de l'effondrement de la maçonnerie en blocs de béton creux nécessite un modèle de coefficient de Poisson adéquat pour le mortier.

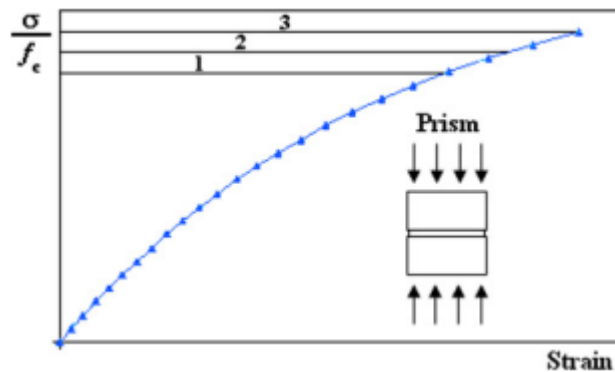


Figure 1. 38 Modèle simplifié des phases de rupture dans les blocs de béton creux

7 Conclusion

Ce chapitre a permis de poser les fondements nécessaires à la compréhension du comportement mécanique des maçonneries non renforcées, en mettant particulièrement l'accent sur les caractéristiques des matériaux constitutifs à l'échelle matériau. À travers une revue détaillée, les propriétés de résistance et de rigidité des pierres naturelles ont été analysées, incluant leur comportement en compression, traction, flexion et cisaillement. Il a été démontré que ces propriétés sont fortement influencées par des paramètres tels que la composition minéralogique, la texture, l'orientation des structures internes, la géométrie des échantillons, ainsi que les conditions environnementales et de vieillissement.

Les essais expérimentaux, tant sur des échantillons de laboratoire que sur des éléments de maçonnerie à plus grande échelle, ont mis en évidence l'impact déterminant de la qualité de la liaison entre les unités et le mortier, ainsi que l'influence des méthodes de préparation sur les résultats obtenus. Les aspects liés à l'absorption d'eau, à l'anisotropie mécanique et aux mécanismes de rupture ont été également abordés, offrant une vision complète des limites et du potentiel de la maçonnerie traditionnelle.

Ce cadre de référence est essentiel pour évaluer l'efficacité des futures techniques de renforcement, notamment celles utilisant des matériaux composites, en établissant une base comparative fiable des performances mécaniques initiales des maçonneries historiques non renforcées.

Chapitre 02. Comportement des maçonneries renforcées par les composites FRP

1 Introduction

La réparation et la modernisation des bâtiments en maçonnerie représentent un défi majeur dans le domaine de l'ingénierie structurelle. Cette nécessité croissante a conduit à un intérêt accru pour le développement de solutions de renforcement innovantes, efficaces et économiques. Les méthodes traditionnelles de renforcement, principalement à base d'acier, ont souvent montré leurs limites en termes de coûts élevés et de durabilité restreinte, ce qui a incité les chercheurs et les praticiens à explorer des alternatives plus modernes. Parmi celles-ci, les polymères renforcés de fibres "Fiber Reinforced Polymer (FRP)", reconnus pour leur légèreté, leur résistance élevée et leur polyvalence, ont émergé comme une solution prometteuse pour le renforcement des structures en maçonnerie.

Depuis leur adoption dans les années 1980, les FRP ont évolué pour inclure des techniques de mise en œuvre variées, telles que le renforcement monté près de la surface "Near Surface Mounted (NSM)", et le renforcement par le collement à l'extérieur "Externally Bounded Reinforcement (EBR)". Ces approches ont été complétées par des méthodes récentes, notamment la curvilinéarisation de surface et la précontrainte externe, apportant des avantages significatifs en termes de performance structurelle. Cependant, un mode de défaillance récurrent de ces systèmes demeure le décollement précoce des renforts du substrat, mettant en évidence la nécessité d'études approfondies sur le comportement de liaison des FRP aux substrats de maçonnerie.

Dans ce contexte, de nombreux travaux expérimentaux et analyses numériques ont été entrepris pour clarifier et prédire le comportement des systèmes de liaison. Ces recherches ont permis de mieux comprendre les mécanismes en jeu et d'élaborer des stratégies visant à améliorer la durabilité et l'efficacité des solutions de renforcement. Ce chapitre offre un examen des résultats obtenus par ces études, tout en explorant les approches actuelles pour la fortification des structures en maçonnerie à l'aide de FRP, notamment ceux en fibres de carbone CFRP. Enfin, il met en évidence les domaines clés qui méritent des recherches approfondies

afin d'établir une méthodologie de renforcement structurel durable, positionnant les FRP comme une alternative efficace aux matériaux de rénovation conventionnels.

2 Propriétés des Composites FRP

2.1 Constituants du FRP

2.1.1 Les fibres

Les composites FRP sont constitués de deux composants principaux :

- Un constituant porteur de charge, à savoir les fibres.
- Et une matrice polymère servant de liant et de protection pour les fibres.

La matrice facilite le transfert des charges entre les fibres et garantit que les fibres restent orientées et stables dans leur direction [84]. En tant que matériaux multiphasés, les composites sont généralement anisotropes, présentant des propriétés mécaniques différentes dans les trois directions orthogonales. Les propriétés des composites FRP peuvent varier selon les procédés de fabrication et de mise en œuvre employés [85].

Quatre types de fibres de renforcement sont couramment utilisées : les fibres de verre, d'aramide, de carbone et les fibres de basalte. Les fibres de basalte issues de roches volcaniques, elles offrent une excellente résistance thermique et chimique. Bien que leurs applications soient encore récentes, elles montrent un fort potentiel pour remplacer les fibres de carbone, en raison de leur coût nettement inférieur. Quelle que soit la fibre utilisée, chaque type existe en différentes qualités et présente des propriétés variées. En général, les fibres de carbone ont le module d'élasticité le plus élevé, tandis que les fibres de verre présentent le plus faible. Tous les types de fibres ont un comportement linéaire élastique en essai mécanique.

Les propriétés mécaniques et physiques d'un échantillon représentatif de fibres disponibles sont présentées dans le tableau 2.1. Il est à noter que le coefficient de dilatation thermique négatif des fibres d'aramide et de carbone indique qu'elles se contractent lorsqu'elles sont chauffées.

Tableau 2. 1 Propriétés typiques des matériaux en fibres de renforcement [86]

Type de fibre		Densité (g/cm ³)	Module d'élasticité (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Coef de dilatation thermique (x10 ⁻⁶ /C°)
Basalte		2.69	89976.62	2999.22	3.2	14.4
Verre	E-Glass	2.54	72394.98	3447.38	4.8	16.18
	S-Glass	2.48	86873.97	4309.23	5.0	9.39
Aramide	Kevlar 49	1.45	131000.44	3619.74	2.8	-6.48
	Technora	1.41	69637.07	2999.22	4.6	-19.42
Carbonne	T-300	1.76	230974.46	3654.22	1.4	-1.94
	P-100	2.14	68947.6	2413.16	0.32	-4.69
	AS-4	1.79	248211.36	4067.91	1.65	-0.29
	IM-7	1.77	299922.06	5308.96	1.81	-2.43

Le CFRP présente la densité la plus faible (1.7 jusqu'à 2.14 g/cm³), grâce à la structure graphitique des fibres de carbone, où les couches de graphène (espacement intercouche environ 0,34 nm) créent un matériau léger et résistant [87]. À l'inverse, le BFRP et le GFRP ont la densité la plus élevée 2.69 g/cm³ et 2.4 jusqu'à 2.5 g/cm³ successivement, en raison de la composition minérale pour le BFRP et le silice amorphe des fibres E-glass (GFRP) enrichie d'oxydes métalliques lourds [88], [89]. L'AFRP montre une densité intermédiaire (1.41 jusqu'à 1.45 g/cm³) due à sa structure moléculaire, avec des domaines cristallins orientés séparés par des zones amorphes.

La morphologie des fibres influence aussi les performances. Les fibres de CFRP (5 jusqu'à 10 µm de diamètre) ont une surface lisse favorisant l'adhésion à la matrice [90]. Les fibres d'AFRP (comme le Kevlar 49.12 jusqu'à 15 µm) présentent une microstructure peau-cœur, avec une peau cristalline et un cœur désordonné [89]. Les fibres de BFRP (9 jusqu'à 13 µm) ont une rugosité supérieure à celles de verre, améliorant l'ancrage mécanique [91].

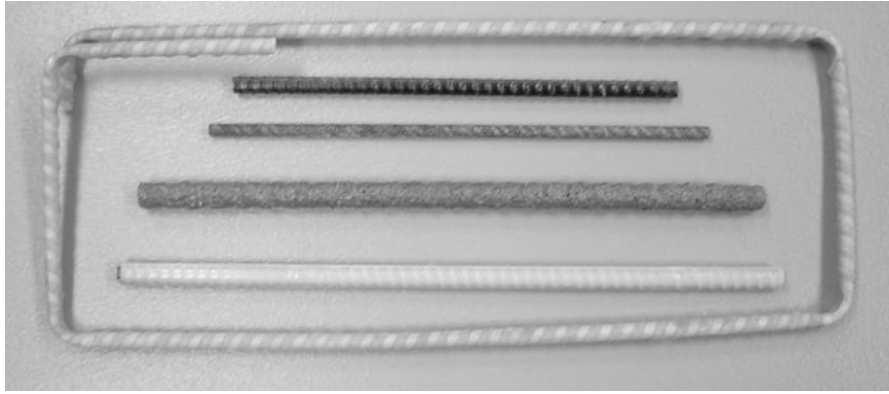


Figure 2. 1 Barres en FRP renforcées de verre et de carbone [87]

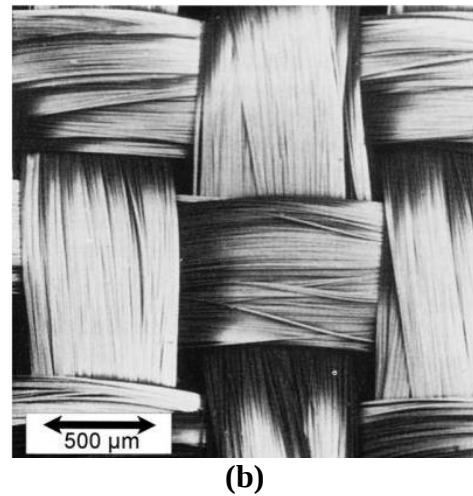
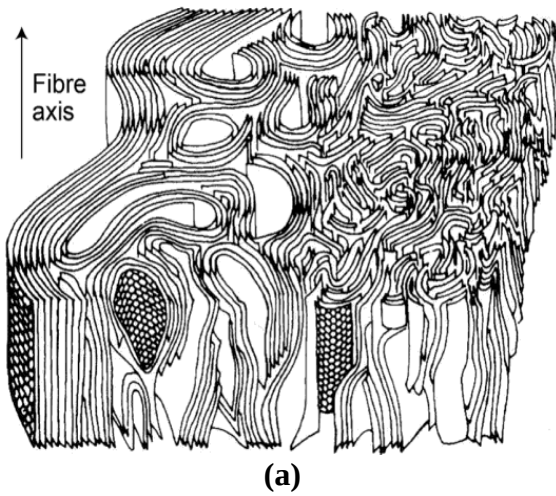


Figure 2. 2 (a) : Représentation schématique de la structure d'une fibre de carbone. (b) : Micrographie MEB d'un assemblage de mèches tissées de longues fibres de verre [90].

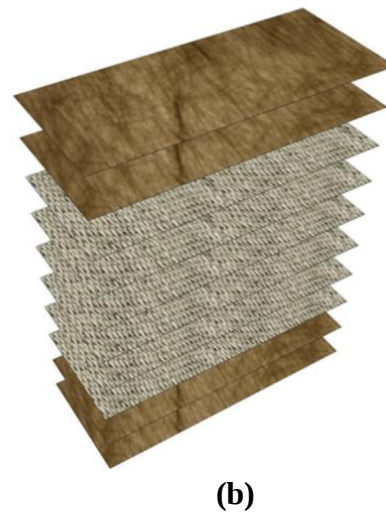
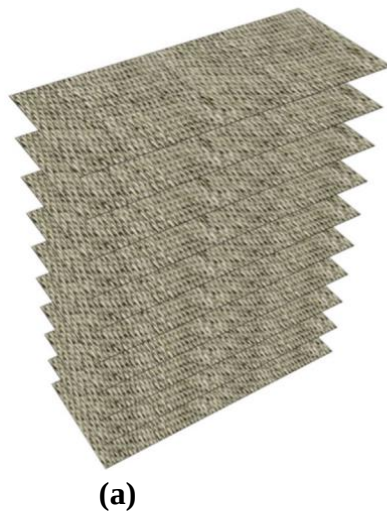


Figure 2. 3 Séquences d'empilement des composites : (a) en lin et (b) en lin-basalte [91].

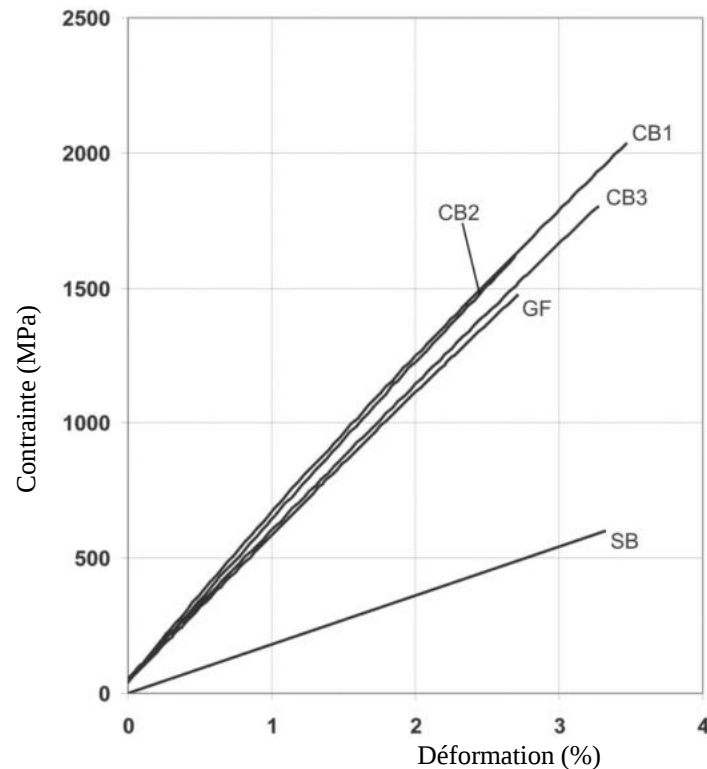


Figure 2. 4 Diagrammes de traction typiques des essais de traction sur basalte et fibres de verre. SB : Fibre de basalte courte. CB : Fibre de basalte continue. GF : Fibre de verre [88].

Le GFRP perd jusqu'à 50 % de sa résistance en milieu alcalin ($\text{pH} > 13$) par dissolution du réseau silice [92]. Le CFRP est inerte chimiquement mais sensible à la corrosion galvanique avec les métaux. L'AFRP absorbe jusqu'à 6 % d'humidité, réduisant ses performances [90].

Les fibres de verre sont disponibles commercialement depuis 1939, avec l'ouverture d'une usine de production par Owens Corning. Les composites en fibres de verre (GFRP) ont une rigidité relativement faible, une grande élongation, ainsi qu'une résistance et un poids modérés. La fibre de verre est de loin la plus utilisée en raison de son faible coût combiné à des performances acceptables. Elle se décline en trois types : E-glass, S-glass, et AR-glass (résistante aux alcalis). Les GFRP peuvent présenter un problème de fluage-rupture lorsqu'ils sont soumis à une charge constante supérieure à 20 % de leur résistance ultime [93]. Toutefois, lorsqu'ils sont utilisés de manière passive (par exemple pour enrouler un élément structural déficient afin d'améliorer sa capacité à supporter des charges d'exploitation) le fluage-rupture est beaucoup moins probable.

Les fibres de carbone sont disponibles commercialement depuis 1959. Elles sont durables et performantes sous des charges de fatigue ainsi que dans des environnements chauds et humides. Les fibres d'aramide, également développées à la fin des années 1950. Elles sont principalement

utilisées dans l'aéronautique et le domaine militaire, notamment dans les gilets pare-balles ou comme substitut à l'amiante [94]. Contrairement aux fibres de carbone, les fibres d'aramide sont sensibles à la chaleur et à l'humidité élevées.

Théoriquement, les fibres de carbone peuvent atteindre une résistance à la traction de 103 GPa et un module d'élasticité de 1000 GPa. De telles valeurs supposent une orientation et un empilement optimaux de la structure cristalline. Cependant, si les chaînes polymériques se replient dans l'état cristallin (un phénomène courant) ni la résistance ni les modules théoriques ne peuvent être entièrement atteints. Les composites à base de fibres de carbone sont idéaux pour les applications où la résistance, la légèreté et l'excellente tenue à la fatigue sont des exigences critiques. Ainsi, les feuilles et bandes de CFRP (composites à fibres de carbone) ont été utilisées pour renforcer des structures en béton telles que les poutres, colonnes, dalles, pieux et tabliers [85].

2.1.2 Matrice

La matrice la plus couramment utilisée pour les composites structuraux est un polymère thermodurcissable. Les polymères polyester, vinylester et époxy sont les matrices polymériques les plus utilisées avec des fibres de renforcement haute performance. Ce sont tous des polymères thermodurcissables offrant une bonne aptitude au traitement et une bonne résistance chimique. Les résines époxy sont plus coûteuses que les polyesters et les vinylesters, mais elles possèdent en général de meilleures propriétés mécaniques et une durabilité exceptionnelle. Les polymères thermodurcissables, y compris l'époxy, durcissent par réaction chimique, et ce processus de durcissement est irréversible [86].

2.1.3 Interface

L'une des fonctions importantes de la matrice est de transférer les contraintes. L'adhérence à l'interface entre la fibre et la matrice est cruciale pour le succès des composites avancés. Lorsque la matrice se détériore en raison d'une exposition environnementale ou de charges mécaniques, l'interface fibre/matrice est souvent affaiblie. La dégradation du GFRP dans l'eau chaude est causée par l'absorption d'eau par la résine de la matrice et la dissolution de l'interface fibre/matrice [95]. Cette dissolution entraîne un décollement entre les fibres et la matrice.

3 Réparation, renforcement et modernisation des murs en maçonnerie par FRP

3.1 Motivation

Les dommages causés par les tremblements de terre et les tassements différentiels ont mis en évidence la vulnérabilité potentielle des bâtiments en maçonnerie non renforcée aux charges sismiques. Les raisons de la mauvaise performance des structures de maçonnerie lors des tremblements de terre sont les suivantes [96] :

1. Le matériau lui-même est cassant et la dégradation de la résistance due à la répétition des charges est sévère.
2. Poids élevé
3. Grande rigidité, qui conduit à une grande réponse aux ondes sismiques de courte période naturelle.
4. Grande variabilité de la résistance en fonction de la qualité de la construction.
5. Mauvaise conception des détails (connexion et support) des murs.

De nombreux bâtiments porteurs en maçonnerie ont été construits avant le développement de procédures de conception rationnelles et sont par conséquent sous-dimensionnés pour les tremblements de terre. Par exemple, en Australie, avant le tremblement de terre de Newcastle en 1989, la perception de la sismicité était faible et les bâtiments n'étaient pas conçus pour les tremblements de terre. Aucune attention particulière n'était accordée à la disposition des bâtiments, aux détails, aux charges latérales sur les murs intérieurs ou aux effets potentiels des étages mous, tous essentiels à la performance structurelle des bâtiments en maçonnerie en cas de tremblement de terre [97]. Ces bâtiments doivent être renforcés. Des recherches antérieures ont identifié la nécessité de développer des techniques efficaces pour moderniser (ou renforcer) les bâtiments en maçonnerie existants contre les charges sismiques. Une technique de renforcement ayant un faible impact sur la fonction et l'apparence du bâtiment est d'une importance particulière. Lors d'un tremblement de terre, les murs des étages inférieurs sont susceptibles de s'effondrer en cisaillement (dans le plan du mur).

Les bâtiments en maçonnerie peuvent également nécessiter un renforcement en raison de la détérioration des murs de maçonnerie, causée soit par des facteurs environnementaux, soit par des événements de charge passés.

3.2 Techniques conventionnelles de renforcement/rénovation

Les techniques conventionnelles de réparation, de renforcement et de rénovation des murs de maçonnerie ont été examinées par plusieurs chercheurs [98], [99], [100], [101], [102] et comprennent:

1. Traitement de surface à l'aide de produits tels que le ferrociment, le plâtre renforcé et le béton projeté.
2. Injection de coulis ou d'époxy dans les fissures ou les vides préexistants.
3. Renforcement externe de la maçonnerie avec des plaques ou des tubes en acier.
4. Confinement de la maçonnerie avec des colonnes et des poutres d'ancrage en béton armé.
5. Post-tension de mur à l'aide de tendons en acier.
6. Ajout d'armatures en acier injectées dans des noyaux forés verticalement à travers l'épaisseur moyenne du mur.
7. Insertion de barres d'acier dans le bord des joints du lit de mortier par un processus connu sous le nom de rejointoiement structurel.

Ces techniques se sont avérées efficaces, mais elles présentent également des inconvénients. Bon nombre de ces techniques sont coûteuses, demandent beaucoup de temps et de main-d'œuvre, réduisent l'espace de construction (lorsque des traitements de surface épais sont utilisés), nuisent à l'esthétique d'une structure et peuvent ajouter une masse importante à une structure. L'ajout d'une masse importante à une structure peut affecter considérablement sa réponse dynamique. La corrosion des armatures en acier est également un problème.

3.3 Les FRP comme alternative de renforcement/rénovation

La technique de collage de matériaux polymères renforcés de fibres (FRP) à un mur de maçonnerie non renforcé est une alternative de renforcement/rénovation relativement nouvelle. Les FRP sont un matériau composite composé de fibres à haute résistance (en tension) noyées dans une matrice de résine. Les fibres sont généralement en carbone, en verre ou en aramide et la résine est généralement de l'époxy. Les fibres sont très résistantes dans leur direction longitudinale, mais faibles dans leur direction latérale. À des fins de renforcement/rénovation, les FRP sont produits sous forme de feuilles de tissu, de bandes pultrudées préformées, de

tendons (pour la précontrainte ou la post-contrainte) et de barres ou de treillis d'armature [103]. Dans les bandes, les tendons et les barres d'armature, les fibres sont alignées dans une direction, ce qui confère au composite des propriétés anisotropes (ou directionnelles). Les feuilles peuvent être produites avec toutes les fibres alignées dans une direction (uniaxiale), alignées orthogonalement (bidirectionnelle) ou aléatoirement. Lorsque les fibres sont alignées orthogonalement ou aléatoirement, le composite présente des propriétés orthotropes. Les composites FRP courants sont complètement élastiques jusqu'à la rupture. Des tentatives ont été faites récemment pour introduire une certaine ductilité dans le matériau composite en utilisant une combinaison de fibres à module différent [104].

Le renforcement en FRP est conçu pour fournir une résistance à la traction à un mur de maçonnerie. Cela augmente la résistance et la ductilité du mur de maçonnerie, ce qui améliore à son tour le comportement du mur lors d'un événement de charge extrême. Le renforcement en FRP est soit collé extérieurement (EBR) à la surface d'un mur, soit inséré dans des rainures découpées dans la surface d'un mur (NSM). Le renforcement en FRP peut également être ancré mécaniquement aux extrémités du mur ou dans des supports adjacents. En général, lorsque des ancrages mécaniques sont utilisés, le renforcement en FRP est également collé au mur. Dans ces cas, l'ancrage mécanique est utilisé pour assurer le transfert de charge entre le FRP et la maçonnerie après que le FRP se soit détaché du mur. Dans certains cas, cependant, le renforcement en FRP n'est pas collé au mur et n'est fixé au mur que par l'ancrage mécanique [105].

Les avantages de l'utilisation de FRP pour renforcer/rénover une structure de maçonnerie existante inclut le rapport résistance/rigidité/poids élevé des matériaux et une grande durabilité. Le poids léger du matériau améliore la manutention sur site, ce qui réduit les coûts de main-d'œuvre et les interruptions des services existants et des occupants du bâtiment. Le poids léger est également avantageux d'un point de vue sismique, car une augmentation de la masse du bâtiment augmente les forces sismiques à l'intérieur d'un bâtiment.

Le principal inconvénient de l'utilisation de FRP pour le renforcement est qu'il présente des modes de défaillance fragiles. Les FRP peuvent se rompre par rupture ou, si aucun ancrage mécanique n'est fourni, par décollement du matériau renforcé. La force de traction dans le FRP est transférée par l'adhésif (généralement de l'époxy) à la maçonnerie par cisaillement. Lorsque la résistance au cisaillement de l'adhésif ou de la couche superficielle de brique est dépassée, un décollement se produit. Le décollement peut également se produire le long de l'interface entre la brique et l'adhésif ou de l'interface entre l'adhésif et le FRP. Les modes de défaillance

par rupture et par décollement sont de nature fragile, ce qui peut entraîner un comportement non ductile et un effondrement catastrophique. Cependant, comme les murs de maçonnerie sont intrinsèquement fragiles au départ, l'ajout d'un renfort en FRP peut non seulement augmenter la résistance, mais aussi augmenter la ductilité, même si le FRP peut éventuellement se rompre ou se décoller. Les autres inconvénients du FRP comprennent sa résistance limitée au feu (de la matrice de résine et/ou de l'adhésif époxy), la sensibilité de certaines résines à la lumière directe du soleil et son impact sur l'esthétique d'une structure (par exemple lors du revêtement d'un mur avec une feuille de tissu collée à l'extérieur) [103].

4 Techniques d'application du FRP

4.1 Collage externe EBR (Externally Bonded Reinforcement)

La technique de collage externe des renforts composites (EBR) est la forme d'application la plus courante. Dans cette technique, des bandes de FRP pultrudées préformées ou des feuilles de tissu de FRP sont collées à la surface extérieure d'un mur, généralement à l'aide d'un adhésif époxy à deux composants.

Avant de coller le renfort en FRP au mur, la surface doit être préparée. En règle générale, la surface de la maçonnerie doit d'abord être nettoyée à l'aide d'une combinaison d'abrasion et de solvant, puis une couche de remplissage (généralement également de l'époxy) peut devoir être appliquée pour produire une surface plane sur laquelle le FRP doit être collé [106].

Les feuilles de tissu FRP peuvent être collées de manière externe à la surface d'un mur en utilisant deux méthodes. Les feuilles de tissu peuvent d'abord être imprégnées d'une couche d'époxy et laissées durcir avant d'être collées au mur. Alternativement, les feuilles de tissu peuvent être collées au mur en utilisant la technique de pose humide. Dans la technique de pose humide, les tissus sont d'abord pressés dans une couche d'époxy peinte sur la surface du mur, puis recouverts d'une autre couche d'époxy.

Les bandes pultrudées minces sont généralement orientées selon des motifs diagonaux (par exemple, figure 2.9a) ou selon des motifs de grille verticaux/horizontaux. Les feuilles de tissu peuvent être appliquées sur toute la surface d'un mur ou sous forme de bandes discrètes (par exemple, figure 2.9b).

Cependant, le décollement du FRP de la maçonnerie se produit par fissuration à travers la surface de la maçonnerie et est donc lié à la résistance à la traction de la maçonnerie. Par conséquent, plus la maçonnerie est solide, plus la liaison FRP-maçonnerie est solide.

Les feuilles de FRP collées de manière externe EBR présentent les avantages suivants par rapport aux autres techniques d'application : les feuilles larges peuvent fournir une résistance aux chevilles sur les joints coulissants et un confinement de la maçonnerie en compression si elles sont appliquées des deux côtés du mur. L'avantage d'utiliser des feuilles de FRP collées sur toute la surface d'un mur est sa simplicité [106]. Une feuille ancrée dont les fibres sont alignées dans les directions orthogonales du mur peut résister aux modes de défaillance par glissement, fissuration diagonale et basculement [107].

Les plaques et bandes FRP collées à l'extérieur présentent les inconvénients suivants : elles ont un impact important sur l'esthétique d'un mur, elles sont très sensibles aux modes de défaillance par décollement, elles peuvent se déformer de la surface du mur en compression et elles sont exposées (au vandalisme ou au feu).

4.2 Montage près de la surface NSM (Near Surface Mounted)

La technique de montage près de la surface (NSM) est une technique de rénovation relativement nouvelle et peut être utilisée comme alternative aux feuilles ou bandes de FRP. La technique consiste à coller de fines bandes ou barres de FRP dans des rainures découpées dans la surface d'un mur de maçonnerie (figure 2.5). Les rainures sont découpées à l'aide d'une scie circulaire équipée d'une lame de coupe de brique et des blocs de pierre. Le renfort en FRP est ensuite collé dans la rainure à l'aide d'une résine époxy à deux composants.

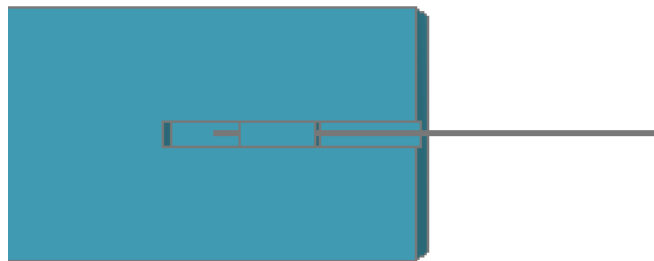


Figure 2. 5 Illustration de la technique de montage près de la surface NSM (dans un bloc de maçonnerie)

En ce qui concerne les FRP collés à l'extérieur EBR, la force de liaison entre le FRP et la maçonnerie est liée à la résistance à la traction du matériau auquel le FRP est collé. Par conséquent, la force de liaison de la bande FRP NSM est plus élevée si elle est collée à la brique

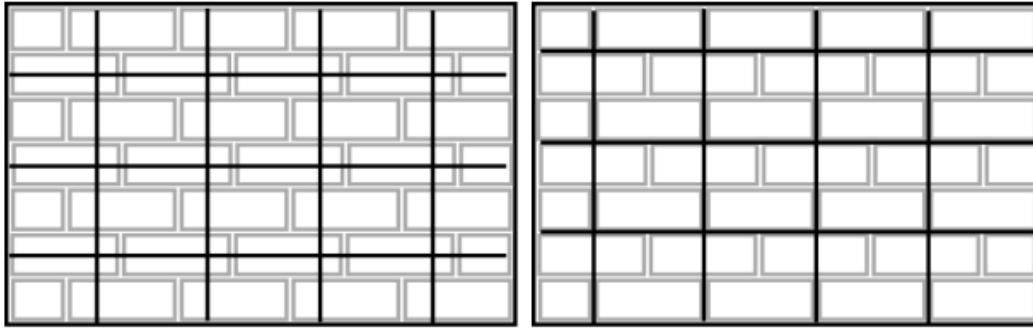
plutôt qu'au mortier ou au plâtre. La résistance au décollement du FRP NSM est supérieure à la résistance au décollement des bandes FRP EB en raison de la surface de liaison accrue et du confinement supplémentaire.

Les rainures peuvent être orientées dans n'importe quelle direction. Certaines applications possibles sont présentées dans la figure (2.6). Les schémas présentés dans la figure peuvent limiter à la fois les mécanismes de fissuration diagonale et de rupture par glissement. Les bandes verticales peuvent être insérées dans des rainures découpées dans des unités de briques uniquement (pour une résistance de liaison FRP à maçonnerie élevée, mais un impact visuel accru), ou dans des unités de briques alternées et des joints de tête de mortier (pour un impact visuel réduit, mais aussi une résistance de liaison réduite). De même, les bandes horizontales peuvent être collées dans des rainures découpées dans des unités de briques uniquement, ou dans les joints de lit de mortier uniquement (renfort structurellement rejointoyé).

L'impact esthétique de la technique peut être réduit en collant le FRP dans les joints de mortier. Lorsqu'il est collé dans les unités de briques, l'impact esthétique peut être réduit en choisissant une couleur époxy proche de la couleur de la brique. Le renfort NSM peut également être enterré un peu plus profondément que la surface du mur et un matériau de remplissage d'une couleur similaire à celle de la brique peut être collé sur le renfort intégré.

Les avantages de la technique NSM par rapport à la technique du collement à l'extérieur EB comprennent : un impact esthétique réduit, une exposition moindre (au vandalisme ou au feu), une résistance au décollement considérablement accrue et une résistance accrue au flambage. Un inconvénient possible de la technique est qu'elle nécessite de découper des rainures profondes dans la surface de la maçonnerie, ce qui peut provoquer des fissures dans l'épaisseur du mur.

Les coûts associés à la technique NSM sont probablement similaires (ou même potentiellement inférieurs) à ceux associés à la technique EB. La technique NSM nécessiterait moins de matériau (en raison de la résistance accrue de la liaison), et les efforts et coûts d'installation requis pour les deux techniques seraient comparables.



(a) Rainures découpées dans la brique (b) Rainures découpées dans le mortier

Figure 2. 6 Schémas de renforcement NSM possibles

5 Mécanismes de renforcement des FRP

Les FRP peuvent être utilisés pour fournir une résistance contre les trois modes de défaillance typiques des murs non renforcés : glissement, fissuration diagonale et basculement. Les mécanismes de renforcement sont maintenant abordés.

5.1 Résistance au glissement le long d'un joint à lit simple

Selon Marshall et Sweeney [107], le glissement le long d'un joint à lit simple est mieux résisté en plaçant le renforcement FRP de manière continue verticalement sur l'échantillon. Le FRP est aligné de manière à ce qu'aucun plan de défaillance horizontal ne puisse se développer sans passer par le renforcement FRP. Le renforcement vertical limite le glissement en fournissant une résistance de goujon sur le joint et également en résistant à la dilatation induite par le cisaillement.

La résistance de goujon de bandes FRP bidirectionnelles collées à extérieure sur un joint coulissant a été démontrée par Ehsani et al. [108]. Dans leur étude, des feuilles de 114 mm de large ont été utilisées. Il est probable que la résistance de goujon du renforcement diminue à mesure que la largeur de la feuille diminue. Pour les bandes de FRP de faible largeur, la résistance des goujons est généralement considérée comme négligeable [107]. En fait, Triantafillou [109] a complètement ignoré la résistance des goujons des plaques de FRP EB dans un modèle de conception (Figure 2.7).

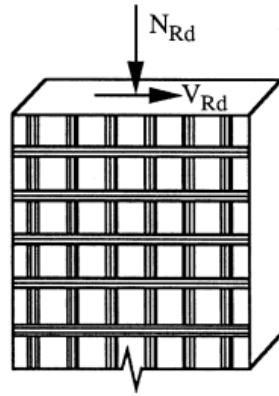


Figure 2. 7 Mur de maçonnerie renforcé en FRP soumis à un cisaillement dans le plan avec une force axiale [109]

Les FRP traversant un joint coulissant peuvent potentiellement restreindre la séparation des fissures (normale à la face de la fissure) nécessaire au glissement. L'ouverture des fissures pendant le glissement est connue sous le nom de dilatation. La dilatation se produit parce que les surfaces des fissures sont inégales et qu'une surface doit se déplacer vers le haut et par-dessus l'autre pour faciliter le glissement. Le comportement de dilatation lors du cisaillement est courant dans les matériaux cimentaires à friction et a été observé dans les joints de maçonnerie [110]. En résistant à la dilatation avec le FRP, la force de frottement le long de l'interface de glissement augmente, ce qui augmente à son tour la résistance au glissement par frottement (Figure 2.6). Ce mécanisme est lié au comportement de liaison au cisaillement entre le FRP et la maçonnerie, lorsque le FRP est chargé en tension (limité par le décollement ou la rupture). Il est également lié au comportement de frottement et de dilatation du joint de glissement en cisaillement. Ce mécanisme n'est généralement pas pris en compte ou reconnu pour les structures de maçonnerie renforcées par FRP. Il s'est cependant avéré être un mécanisme de résistance au cisaillement important des armatures longitudinales en FRP EB et NSM collées aux poutres et dalles en béton armé [111].

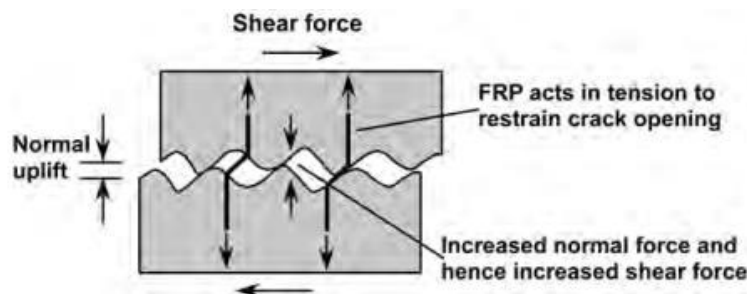


Figure 2. 8 Mécanisme de renforcement en cas de glissement par cisaillement : le FRP résiste à la dilatation et augmente le frottement [111]

5.2 Résistance à la fissuration diagonale

Le renfort qui enjambe la fissure agit en tension pour limiter l'ouverture de la fissure. On utilise généralement une armature en FRP horizontale ou diagonale. Notez que le renforcement horizontal est efficace pour limiter les fissures diagonales qui se développent dans les deux directions (fissuration en X) à la suite de cycles d'inversion de charge latérale dans le plan. En revanche, le renforcement diagonal est efficace pour limiter les fissures diagonales qui se développent dans une seule direction. Par conséquent, le renforcement diagonal doit être appliquée selon un motif de type X (ou similaire) pour résister à la fissuration en X. Comme le renfort agit en tension, la contribution du renfort est limitée par la rupture du FRP ou le décollement du FRP de la maçonnerie.

La présence du renfort, qui limite l'ouverture des fissures diagonales, permet aux contraintes moyennes dans le mur d'augmenter. Cela conduit au développement de davantage de fissures diagonales (généralement parallèles les unes aux autres) et à la formation de contrefiches diagonales dans la maçonnerie [112]. Dans cet état fortement fissuré, le mur est censé résister au cisaillement par un mécanisme de type ferme (ou mécanisme de tirants et d'attaches), la tension étant supportée par le FRP et la compression par les entretoises de maçonnerie [106]. À condition que le renforcement soit suffisamment résistant, la contrainte de cisaillement dans le mur peut devenir suffisamment élevée pour provoquer l'écrasement des entretoises.

5.3 Résistance à la rupture par flexion et au basculement

La rupture par flexion dans le mur est résiliée par un renforcement vertical placé le long des bords verticaux du mur. L'efficacité du renforcement est à nouveau limitée par le décollement ou la rupture. Pour éviter le basculement, le renforcement vertical est ancré aux coins du mur. La capacité d'écrasement au pied ne peut être améliorée que par le confinement [107]. Le confinement peut être assuré en collant une feuille de FRP bidirectionnelle sur les deux côtés du mur de maçonnerie. Hall et al. [113] ont recommandé de ne pas utiliser de renfort en FRP pour empêcher le basculement. L'utilisation de renforts en FRP pour renforcer contre le basculement augmenterait la capacité de charge latérale, mais la dissipation d'énergie dynamique fournie par l'impact pendant le basculement serait sacrifiée. De plus, le FRP peut se rompre par rupture ou décollement. Selon Hall et al. [113], la rupture ou le décollement du FRP provoquerait une libération d'énergie soudaine qui pourrait causer une instabilité catastrophique

dans le mur. Hall et al. [113] recommandent que des éléments ductiles (tels que l'acier) puissent être utilisés pour augmenter la résistance et la ductilité à travers les connexions.

6 Essais antérieurs de murs renforcés en FRP

6.1 Renforts collés à l'extérieur (EBR)

6.1.1 Bandes/feuilles discrètes

Plusieurs chercheurs ont utilisé des bandes de FRP collées de manière externe pour améliorer la résistance au cisaillement dans le plan des murs (ou panneaux) en maçonnerie non renforcés, notamment : Tinazzi et Nanni [114], Valluzzi et al. [115] et d'autres. La plupart de ces chercheurs ont utilisé des bandes et des feuilles de FRP EB pour renforcer contre les fissures diagonales. Ces chercheurs ont aligné les bandes FRP selon des motifs diagonaux, horizontaux, verticaux et des motifs de grille orthogonaux. Quelques exemples sont présentés dans la figure (2.9). Les résultats de ces tests ont montré que les bandes FRP EB sont efficaces pour limiter l'ouverture de fissures diagonales et augmenter la résistance au cisaillement du mur. Les modes de défaillance courants de ces essais étaient : le décollement du FRP du mur, la rupture du FRP, ou la défaillance de la maçonnerie (à condition que le renfort soit suffisamment solide). Les défaillances observées dans la maçonnerie comprenaient : l'écrasement de la maçonnerie (généralement au niveau du pied de la maçonnerie) (Marcari et al. [116]), l'écrasement des semelles des murs de maçonnerie (Schwegler [117]) ; et la séparation des feuilles de maçonnerie dans un mur de maçonnerie à double feuille (Corradi et al. [118]). La défaillance a également été causée par une fissuration à l'extérieur du renfort en FRP.

Dans les essais où un décollement a été observé, le décollement du FRP de la maçonnerie s'est produit à travers une fine couche de brique sous le FRP EB (Schwegler [117], Valluzzi et al. [115], Marcari et al. [116]). Le décollement a généralement commencé au niveau des ouvertures des fissures et s'est propagé, le long des bandes, loin des fissures. Les chercheurs ont découvert que les matériaux plus rigides (comme les CFRP) et les matériaux plus épais étaient plus susceptibles de se décoller. Lorsque le FRP n'était pas ancré, le décollement entraînait généralement une défaillance fragile avec une diminution soudaine de la capacité de charge du mur. Dans certains cas, cependant, le décollement était progressif et entraînait une perte graduelle de résistance. Dans certains cas, les bandes FRP EB étaient ancrées à la maçonnerie ou aux structures de support. Dans ces cas, le décollement du FRP de la maçonnerie n'a pas provoqué de défaillance du mur car la charge était toujours transférée par les ancrages

d'extrémité (Schwegler [117], Zhao et al. [119]). Dans ces cas, des augmentations significatives de la résistance et également de la ductilité ont été obtenues.

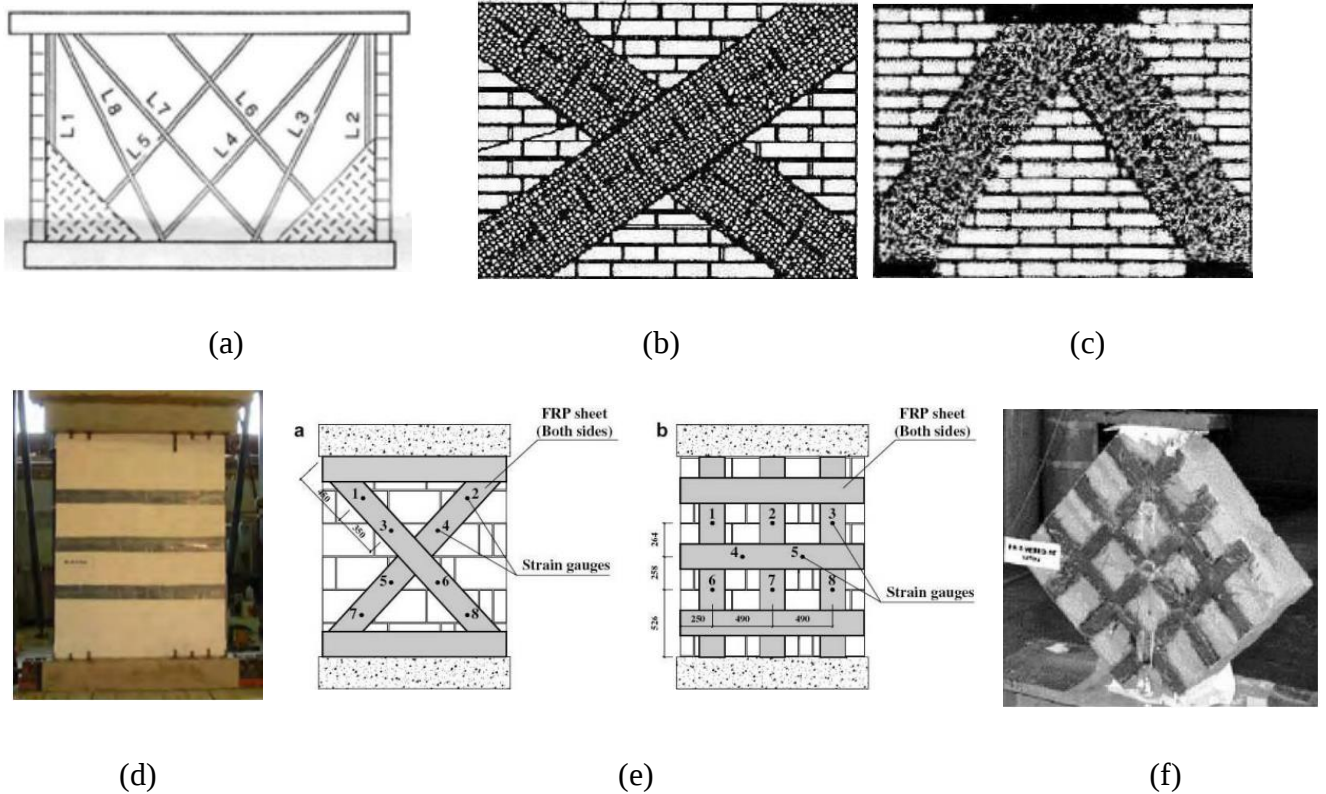


Figure 2. 9 Schémas de renforcement utilisés par les chercheurs pour prévenir la fissuration diagonale : a) Schwegler [117], b) Bondes CFRP Zhao et al. [120], c) Bondes CFRP Zhao et al. [120], d) Bondes CFRP Maria et al. [121], e) Bondes CFRP/GFRP Marcari et al.[116], f) Bondes CFRP/GFRP Valluzzi et al. [115]

En collant de manière externe des feuilles de FRP selon un motif diagonal X et Λ aux murs de maçonnerie (Figure 2.9b et Figure 2.9c respectivement), Zhao et al. [119] ont amélioré la déformation latérale dans le plan des murs de maçonnerie de 135 à 441 % (selon le motif et la largeur de la bande EB utilisée). Ils ont également constaté que la zone à l'intérieur de la courbe d'hystérésis (qui reflète la capacité de dissipation d'énergie de l'échantillon) était plus grande pour le mur renforcé. L'amélioration de la déformation et de la capacité de dissipation d'énergie était le résultat du renforcement FRP qui répartissait les dommages sur tout le mur. Schwegler [117] a doublé la ductilité d'un mur de maçonnerie en utilisant des bandes FRP alignées en diagonale qui étaient ancrées mécaniquement aux dalles de béton au-dessus et en dessous du mur. L'augmentation de la ductilité était le résultat du FRP qui empêchait le mode de défaillance par fissuration diagonale fragile, répartissait les dommages sur tout le mur et forçait la défaillance à se produire par écrasement dans les ailes du mur de maçonnerie.

Un certain nombre de chercheurs ont également étudié l'effet du renforcement unilatéral (ou non symétrique). Les effets néfastes du renforcement unilatéral ont été observés par Valluzzi et al. [115], qui ont utilisé l'essai de tension/cisaillement en diagonale pour tester les échantillons (figure 2.9f), ont observé que lorsque le renforcement en FRP était appliqué sur un seul côté du mur, une déformation hors plan importante se produisait. Cette déformation hors plan était caractérisée par une flexion autour d'une seule fissure diagonale vers le côté renforcé. Ils ont constaté que dans ces cas, le renforcement en FRP fournissait une augmentation insignifiante de la résistance par rapport aux échantillons des murs non renforcés. Le déplacement hors plan était probablement exagéré par le peu de retenue que ce test fournissait (uniquement aux coins supérieur et inférieur). Dans plusieurs autres essais, cependant, où les murs présentaient une certaine forme de retenue le long des bords supérieur et inférieur, l'effet du renforcement non symétrique n'était pas aussi grave.

Les plaques FRP collées à l'extérieur sont également susceptibles de se déformer lorsqu'elles sont soumises à une compression le long de leur axe longitudinal. Si le FRP est collé uniquement à l'extérieur de la surface d'un mur de maçonnerie, la retenue latérale contre le flambage n'est assurée que par la résistance de la liaison (perpendiculaire à la surface du mur). Une fois cette résistance de liaison dépassée, le FRP peut flamber et se détacher du mur. Le flambage et le décollement des feuilles de FRP en compression affecteraient négativement le comportement de la feuille de FRP lorsqu'elle doit agir en tension sous une charge latérale sismique inverse. Par exemple, les feuilles diagonales sont comprimées lorsqu'elles sont soumises à une charge latérale dans le plan dans une direction, puis elles sont étirées en tension lorsque la charge s'inverse. De plus, les feuilles verticales peuvent être comprimées près du pied d'un mur lorsqu'elles sont soumises à une charge latérale dans le plan dans une direction. Ces feuilles sont ensuite chargées en tension lors de l'inversion de la charge. Le flambage des feuilles de FRP EB a été observé dans des essais effectués par Marcari et al. [116]. Dans ces essais, les feuilles de FRP ont été collées à la surface du mur de maçonnerie dans une disposition de grille en X et orthogonale. Le flambage du FRP dans l'un des essais est illustré à la figure (2.10).

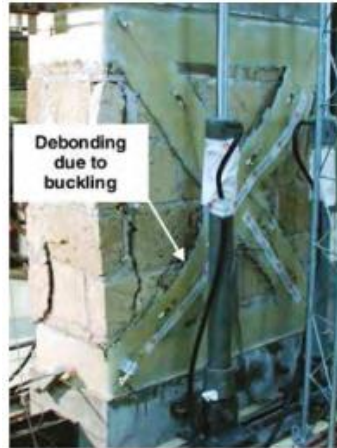


Figure 2. 10 Flambage d'une bonde FRP EB comprimée [116]

6.1.2 Bondes de FRP couvrant toute la surface du mur

D'autres chercheurs ont essayé de renforcer les murs de maçonnerie en collant extérieurement des feuilles FRP sur toute la surface du mur : Marshall et Sweeney [107], Stratford et al. [106], et ElGawady et al. [122]. Le matériau textile le plus couramment utilisé par ces chercheurs est le GFRP. Des feuilles de CFRP ont également été utilisées par Marshall et Sweeney [107] et des feuilles de FRP d'aramide (AFRP) ont été utilisées par ElGawady et al. [123].

Stratford et al. [106] ont augmenté la résistance au glissement des murs de maçonnerie en utilisant une feuille de GFRP bidirectionnelle collée à la surface du mur. Dans les murs renforcés, ils ont constaté qu'au fur et à mesure que des fissures se développaient dans la maçonnerie, la bonde de FRP se décollait de la surface du mur de maçonnerie. La fissuration à travers la maçonnerie s'est développée principalement le long des joints de mortier selon un motif en diagonale. Le décollement a progressé jusqu'à ce que la feuille soit complètement décollée et la charge du FRP a ensuite été transférée à la maçonnerie via les ancrages d'extrémité. Le mur renforcé a ensuite transféré la charge de cisaillement dans le plan via un mécanisme de treillis : l'action de traction diagonale à travers le GFRP a réagi par une compression verticale dans la maçonnerie (figure 2.11). Stratford [106] a noté que la charge verticale transportée à travers la maçonnerie est augmentée par l'action de treillis dans la feuille GFRP. Cette charge verticale accrue augmente le frottement et donc la résistance au glissement le long des joints de mortier. Le renforcement GFRP a augmenté la résistance au cisaillement des murs d'environ 65 % (par rapport aux murs non renforcés).

ElGawady et al. [123] ont recommandé une couverture complète de la surface sur des configurations de type X pour la modernisation des murs pré-endommagés. Ils ont constaté que les fissures existantes dans les murs pré-endommagés influençaient les résultats des murs modernisés avec des bandes selon un motif de type X. Les fissures existantes n'ont cependant pas affecté les résultats du mur modernisé avec du FRP couvrant toute la surface du mur.

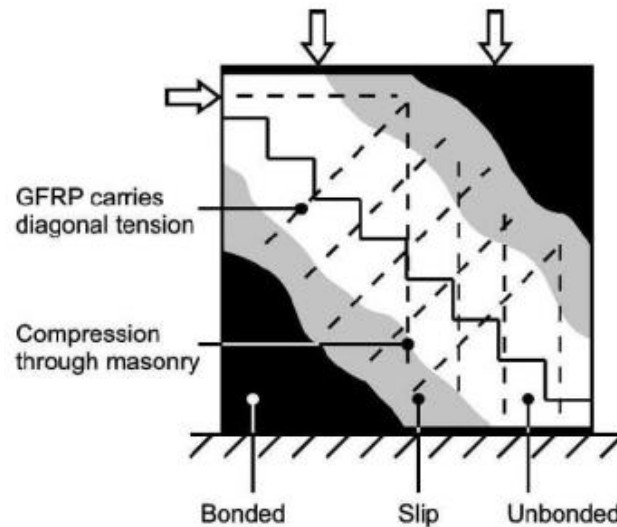


Figure 2. 11 Mécanisme de ferme d'une bande FRP décollée [106]

6.2 Renforcement monté près de la surface (NSM)

Marshall et Sweeney [107] ont effectué 53 essais de cisaillement cyclique dans le plan sur des murs de maçonnerie à double paroi non renforcés et des murs de maçonnerie en béton à paroi simple légèrement renforcés. Sur les 53 murs testés, seuls quatre ont été renforcés avec la technique NSM. Sur ces quatre murs, deux ont été renforcés avec des bandes de CFRP NSM, d'une épaisseur de 2,3 mm et d'une largeur de 15,2 mm. Les deux autres murs (briques d'argile et parpaings) ont été renforcés avec des barres de GFRP NSM d'un diamètre de 6,4 mm. La majorité des murs (38 au total, laissant 11 murs non renforcés) ont été renforcés soit avec des bandes EB (disposées selon différents motifs) soit avec des bandes EB couvrant toute la surface du mur.

Marshall et Sweeney [107] s'attendaient à ce que le renforcement NSM aligné verticalement (bandes et barres) ne soit pas efficace pour empêcher les fissures diagonales. Ils s'attendaient également à ce que l'amélioration du glissement des joints de lit soit insignifiante. Ils s'attendaient cependant à ce que le renforcement NSM aligné verticalement soit efficace contre le basculement. Ils ont donc disposé le renforcement NSM FRP le long des bords verticaux des

murs pour empêcher le basculement. Les auteurs ont signalé des augmentations de résistance d'environ 20 kN (briques d'argile) et 40 kN (parpaings) lorsque les bandes CFRP ont été utilisées. Ils ont signalé aussi une augmentation de résistance d'environ 20 kN (briques d'argile) et une diminution de résistance de 10 kN (parpaings) lorsque des barres de GFRP ont été utilisées. Comme ces essais faisaient partie d'un programme d'essais plus vaste, les modes de défaillance individuels de ces murs n'ont pas été indiqués. Étant donné que le mode de défaillance des échantillons non renforcés était soit le basculement, soit la fissuration diagonale, il est probable que les murs renforcés FRP NSM se soient brisés par fissuration diagonale.

Tinazzi et Nanni [114] ont également renforcé les murs avec des barres verticales en GFRP NSM. Ils ont constaté que cette méthode de renforcement empêchait le glissement des joints de lit et la fissuration diagonale, et augmentait la capacité de charge et la ductilité du mur. Contrairement au mur renforcé horizontalement, où les dommages étaient répartis sur tout le mur, les dommages étaient localisés avec le développement d'une grande fissure diagonale. La rupture de ce mur s'est produite par le décollement du FRP de la maçonnerie à l'interface époxy-maçonnerie (similaire aux murs renforcés horizontalement), ce qui a permis à la fissure diagonale de s'ouvrir.

Pour un mur soutenu sur les quatre côtés et soumis à une flexion hors plan, la flexion verticale du mur est le maillon le plus faible. Il a été démontré que l'utilisation de FRP NSM orienté verticalement pour renforcer ces murs augmente considérablement la capacité de flexion verticale et donc la capacité ultime du mur [124]. Certains des mécanismes de rupture hors plan courants des murs de maçonnerie renforcés en FRP comprennent le glissement des unités de maçonnerie, la fissuration par cisaillement en flexion, la rupture en FRP, le décollement en FRP, le cisaillement par poinçonnement et l'écrasement de la brique en compression. Parmi les mécanismes de décollement, le décollement par fissure intermédiaire régit l'augmentation de la capacité de moment et de la ductilité sectionnelle. Pour cette raison, les murs de cette étude ont été conçus pour échouer par décollement, car des recherches antérieures [125], [126] indiquent que ce mode de rupture est le plus ductile et constitue donc le mécanisme de rupture préféré pour les éléments renforcés en FRP. Bien que l'application de bandes FRP NSM semble être une technique de modernisation particulièrement viable [99], [100], [127], des recherches limitées ont été menées auparavant sur l'application de cette technique de modernisation aux structures de maçonnerie.

7 Essais de caractérisation de la liaison FRP-maçonnerie

7.1 Essais d'arrachement (Pullout tests)

Le comportement en traction des armatures en FRP (qu'il s'agisse de laminés EB, de barres ou de bandes NSM) est généralement régi par le comportement de décollement du joint. Pour prédire avec précision le comportement d'un mur renforcé/rénové en FRP soumis à des charges dans le plan (ou hors plan), le comportement de la liaison FRP-maçonnerie en cisaillement doit être déterminé. C'est particulièrement le cas lorsque l'armature en FRP n'est pas ancrée mécaniquement au mur ou aux structures de support.

Le comportement de la liaison est généralement caractérisé expérimentalement à l'aide de l'essai de traction (arrachement). L'essai consiste à soumettre le renfort en FRP, qui est collée à un prisme de maçonnerie via une résine époxy (généralement) [128], à une force de traction directe (figure 2.12). Il en résulte que l'interface FRP-maçonnerie est chargée en cisaillement. Dans la figure (2.12b), une retenue latérale est fournie en haut et en bas. La retenue en haut est fournie par le frottement d'une plaque appliquant la force de compression. D'autres alternatives à l'essai de traction ont également été utilisées par les chercheurs pour déterminer le comportement de la liaison. Il s'agit notamment des essais de cisaillement à double recouvrement et des essais de poutre modifiés [100], [129].

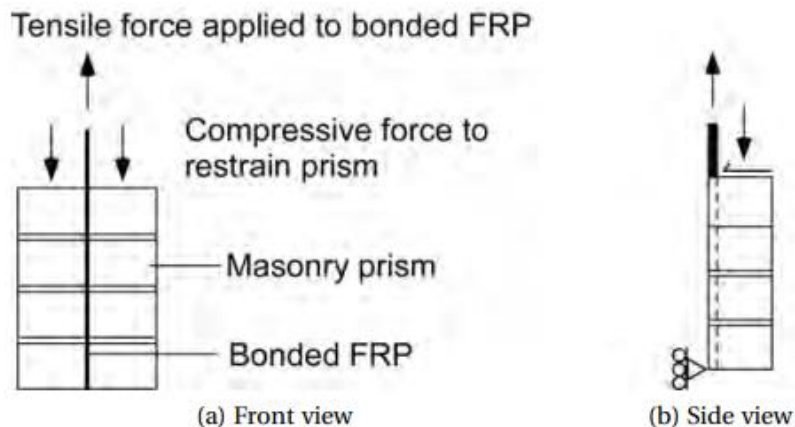


Figure 2. 12 Test de traction typique (application de bande NSM) [128]

Les informations qui peuvent être recueillies à partir de l'essai de traction comprennent la résistance de la liaison, la longueur de liaison critique et la relation liaison-glissement locale de l'interface de décollement. Des propriétés telles que la résistance de la liaison et la longueur de liaison critique peuvent être utilisées directement dans des modèles analytiques simples pour

prédire la résistance des structures renforcées par des FRP. Le comportement de liaison-glissement local représente le comportement fondamental de l'interface FRP-maçonnerie. Cette relation peut être utilisée dans des modèles d'éléments finis pour prédire le comportement d'une structure renforcée par FRP.

Des exemples d'études d'essai de traction [128], [130] sur des assemblages FRP-maçonnerie, ont également étudié le comportement de liaison des assemblages FRP NSM -maçonnerie. Dans ces études, le renfort FRP a été collé à différents substrats de maçonnerie, notamment : des briques d'argile creuses, et les pierres naturelles utilisées pour construire des structures en maçonnerie. Les variables étudiées dans ces études comprennent : la préparation de la surface, le matériau et la géométrie du renfort FRP, et l'emplacement du FRP par rapport aux joints perpendiculaires et aux noyaux de briques.

En général, la majorité des essais de traction (arrachement) ont été effectués sur des joints FRP-béton. Les recherches sur le comportement de liaison entre le FRP et le béton en sont maintenant à un stade où des modèles analytiques ont été développés pour prédire les propriétés de liaison importantes telles que la résistance de liaison, la longueur de liaison critique et la relation liaison-glissement locale [131]. En raison des similitudes matérielles entre le béton et la maçonnerie (en particulier la résistance à la traction et la fragilité comparables), les résultats des essais de traction sur le FRP collé au béton sont généralement transférables au FRP collé à la maçonnerie. En ce qui concerne une liaison FRP NSM, les variables qui affectent le comportement de la liaison comprennent : la résistance du béton, la longueur de liaison, les dimensions de la section transversale du renfort FRP, les propriétés matérielles du renfort FRP, la résistance de l'adhésif, la distance entre le renfort FRP et le bord du béton, et la distance entre plusieurs renforts parallèles en FRP [131].

Diverses configurations d'essai, présentant différents avantages et inconvénients, ont été développées et utilisées pour caractériser le comportement de liaison dans les systèmes de béton FRP [132] (Figure 2.13). Dans le cas des systèmes de maçonnerie FRP, en raison de l'absence d'une méthode d'essai standard, les mêmes configurations d'essai ont généralement été utilisées. Néanmoins, certains efforts ont également été faits pour développer de nouvelles configurations d'essai spécifiquement pour les systèmes de maçonnerie FRP afin de répondre aux besoins requis pour tester ce matériau. Fedele et Milani [133] ont proposé de nouvelles configurations d'essai dans une étude pour étudier la liaison dans les éléments de maçonnerie FRP (Figure 2.14).

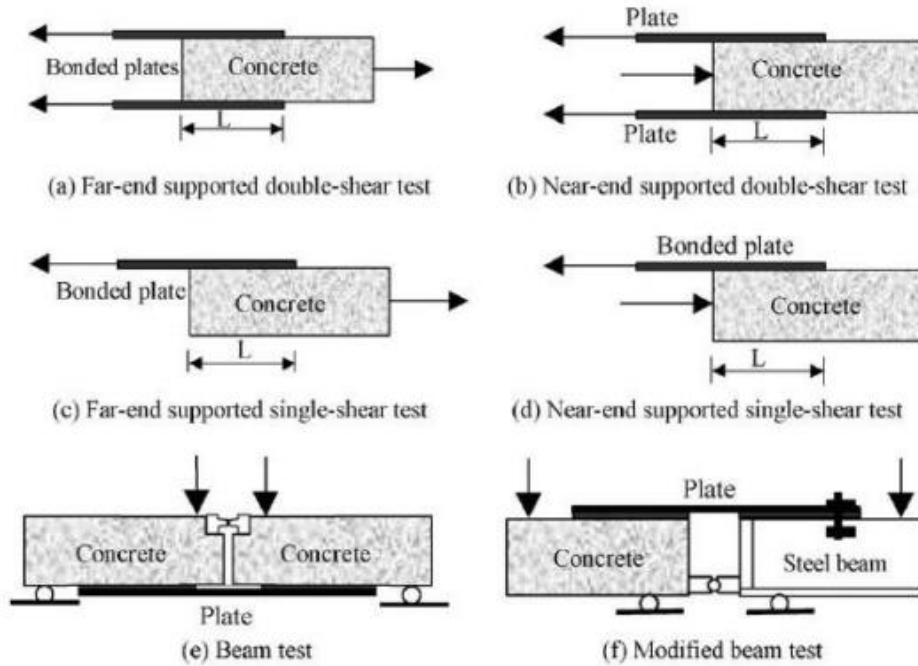


Figure 2. 13 Configuration d'essai pour la caractérisation de la liaison FRP-béton [98]

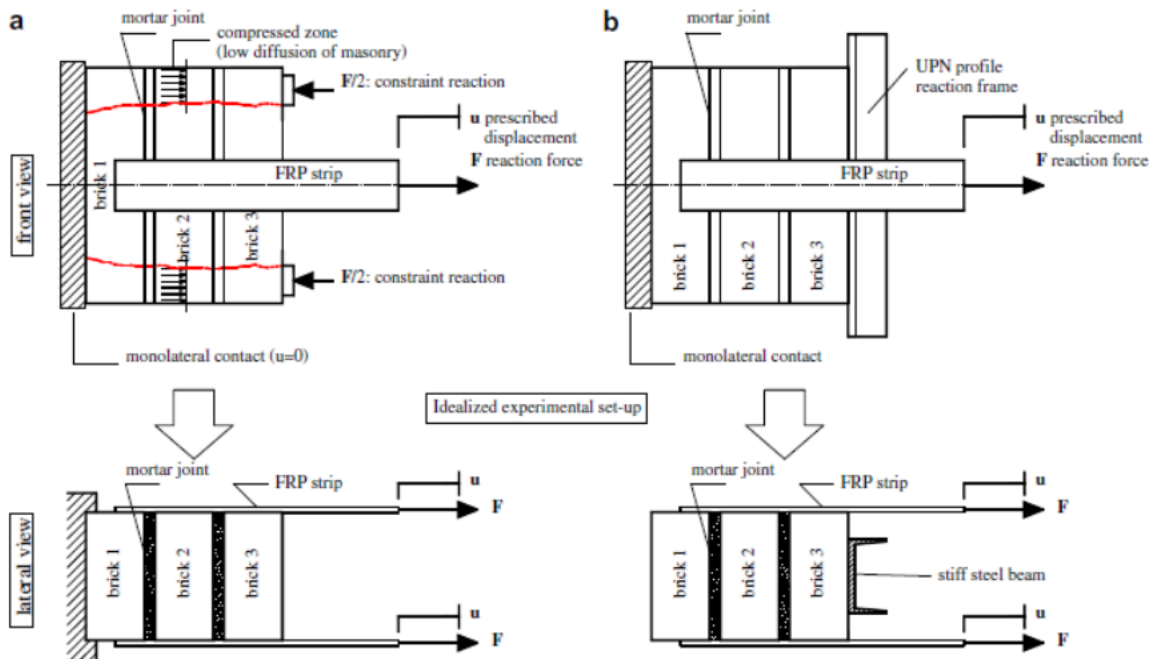


Figure 2. 14 Essais de cisaillement utilisés par Fedele et Milani [133]

Aiello et Leone [98] ont montré que les résultats obtenus à partir de différentes configurations d'essai peuvent présenter une variation significative. Par conséquent, la sélection d'une configuration d'essai appropriée est d'une importance primordiale pour capturer les aspects critiques liés à la mécanique interfaciale, ainsi qu'à l'initiation et à la propagation de la défaillance. Une comparaison entre les résultats obtenus à partir de différentes configurations

montre que l'essai de cisaillement à double recouvrement (figures 2.13a et 2.13b), fournit des valeurs de décollement inférieures par rapport aux essais de cisaillement à simple recouvrement (figures 2.13c et 2.13d) [134]. Cela peut s'expliquer par l'asymétrie inévitable de l'échantillon due à la fois à l'excentricité de la charge et aux imperfections de surface avant le collage, la rupture débutant d'un côté de l'échantillon. Au contraire, les essais de poutre initialement proposés pour les plaques FRP collées au béton [135], donnent généralement des valeurs de résistance de liaison plus élevées. Dans ce cas en fait, en raison de la déflexion du support en béton (poutre) pendant l'application de la charge, la longueur collée en FRP est soumise à un état de contrainte de compression orthogonal au plan d'interface, ce qui peut augmenter considérablement la résistance de liaison. Pour ces raisons, les configurations de cisaillement à simple recouvrement sont considérées comme les configurations les plus fiables pour les études de décollement FRP-béton [98]. Un inconvénient bien connu des essais classiques de cisaillement simple est que, en raison de la configuration asymétrique, une quantité importante d'énergie de déformation est stockée dans l'échantillon pendant le chargement. Par conséquent, lorsque le décollement commence, une libération d'énergie remarquable se produit. La progression du décollement est alors très fragile et ne peut pas être suivie expérimentalement même en effectuant l'essai sous contrôle de déplacement.

Un problème important dans la caractérisation expérimentale du comportement de liaison est la mesure précise des déformations (ou contraintes de cisaillement) développées dans le FRP et du glissement du FRP par rapport au substrat. Le développement de la déformation pendant les essais de décollement est généralement surveillé à l'aide de jauges de contrainte, tandis que les LVDT sont utilisés pour mesurer le glissement du FRP. Il est toutefois important de s'assurer que les lectures ne contiennent pas de contributions provenant d'autres sources telles que les mouvements du support ou les déformations de l'échantillon. De plus, les mesures obtenues avec ces techniques sont discrètes et limitées à l'emplacement de l'instrument. Par conséquent, l'utilisation d'une technique de mesure en champ complet, telle que la corrélation d'images numériques, semble être utile pour surmonter les problèmes mentionnés et également pour mieux comprendre les aspects inconnus du comportement de liaison. Ces méthodes ont été largement utilisées pour mesurer les déplacements ou les déformations dans différents domaines de la mécanique des solides [136]. Cependant, seules quelques études peuvent être trouvées utilisant ces techniques pour étudier le comportement de liaison interfaciale.

Pour la maçonnerie en briques d'argile, certaines études se sont concentrées sur le comportement de liaison entre les matériaux composites et les nouvelles briques d'argile [137].

Parallèlement, d'autres chercheurs se sont concentrés sur ce problème lorsque de vieilles briques sont utilisées [138], [139]. Briccoli Bati et al. [140] ont effectué des tests de liaison sur 222 échantillons de briques renforcées en FRP constituées de nouvelles briques d'argile. Différentes longueurs de liaison et largeurs de FRP ont été prises en compte dans les configurations des échantillons. Les résultats ont montré une dépendance claire de la longueur de liaison et de la largeur du FRP ainsi que de la configuration de l'essai. Des informations précieuses sur les modes de rupture et les forces de décollement ont été obtenues et rapportées. Une comparaison entre le comportement de liaison des briques d'argile anciennes et nouvelles a été effectuée par Grande et al. [141].

Des renforcements en FRP sur le calcaire, le grès, le granit et d'autres matériaux couramment utilisés dans la maçonnerie historique. Des études telles que celles d'Aiello et al. [142] et de Mazzotti et al. [102] ont exploré les mécanismes d'adhésion et les modes de rupture associés aux interfaces FRP-pierre naturelle, mettant en évidence l'influence des techniques de préparation de surface et des types d'adhésifs. Leurs résultats ont démontré que le rugosage de la surface pouvaient améliorer significativement la performance d'adhérence, Ainsi que Les dommages causés par les surcharges appliquées lors de la phase de préfissuration avant renforcement n'ont pas réduit les propriétés mécaniques des échantillons confinés en FRP.



Figure 2. 15 Dispositif utilisé par Aiello et al [142]



Figure 2. 16 Résultats des essais de Mazzotti et al [102]

En outre, des études menées par Marianovella Leone et al. [143] ont réalisé des essais de cisaillement et de traction pour évaluer la résistance de l'adhésion et les mécanismes de rupture de différentes configurations de FRP sur des blocs de maçonnerie en pierre naturelle.

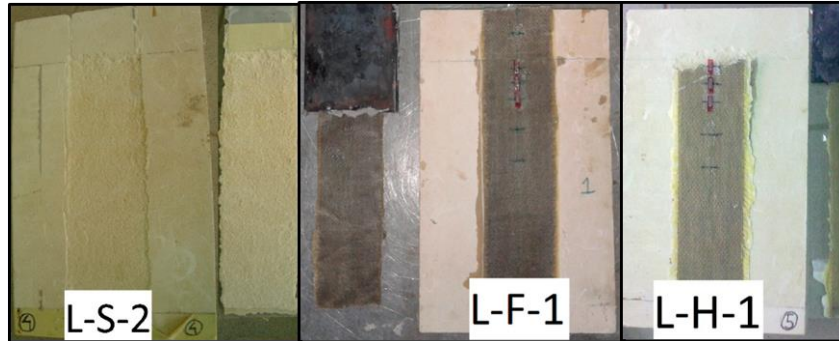


Figure 2. 17 Mode de défaillance pour les échantillons de pierre.[143]

7.2 Triplets et assemblages en maçonnerie renforcés par des FRP

Outre l'essai de traction, d'autres essais sur des assemblages de maçonnerie renforcés en FRP ont été utilisés pour caractériser le comportement composite entre le FRP et la maçonnerie. Ehsani et al. [108] ont étudié la contribution de feuilles de FRP EB à la résistance au cisaillement à travers un joint coulissant. Ils ont effectué trente-sept (37) essais de cisaillement direct sur des échantillons triplets renforcés par des renforts GFRP bidirectionnelles (figure 2.18). Ils ont fait varier la résistance, la longueur de liaison et l'orientation des fibres. La résistance du renfort FRP a été modifiée en utilisant différents matériaux en FRP avec différentes densités de fibres de verre. Les fibres étaient orientées à 0/90 degrés ou 45/135 degrés, par rapport à la direction de chargement. Un morceau de contreplaqué lubrifié a été placé entre les briques (au lieu de coller les briques ensemble avec du mortier) pour simuler un joint sans frottement. De plus, aucune précompression n'a été appliquée aux échantillons triplets, et par conséquent la résistance au cisaillement du joint n'a été fournie que par le stratifié GFRP.

Ehsani et al. [108] ont observé deux modes de défaillance : la défaillance par cisaillement (du GFRP) le long du joint de lit et/ou le décollement du stratifié GFRP dans la région de brique centrale des bords du tissu. Ces modes de défaillance étaient influencés par la résistance et la longueur collée des feuilles GFRP. Pour les GFRP résistantes, le décollement se produisait généralement, tandis que pour les GFRP faibles, une défaillance par cisaillement se produisait. Les renforts GFRP faibles avec une longueur collée courte se sont brisés par une combinaison de cisaillement et de décollement.

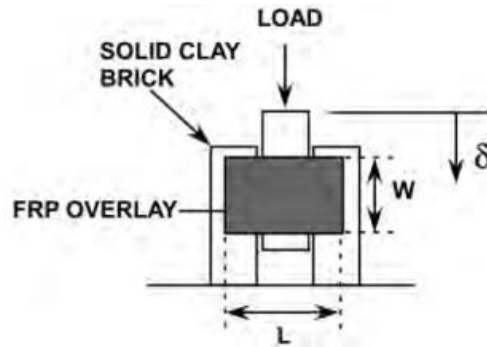


Figure 2. 18 Éprouvette d'essai en triplet renforcée avec des FRP [108]

Hamid et al. [144] ont mené une série de tests pour étudier le comportement dans le plan d'assemblages de murs renforcés avec des stratifiés FRP. Les assemblages ont été testés dans différentes conditions de contrainte présentes dans les murs de maçonnerie en cisaillement et en remplissage. Les tests comprenaient des prismes chargés en compression, avec différentes orientations de joint de lit (compression sur/hors axe), des spécimens de tension diagonale et des spécimens chargés sous cisaillement de joint (figure 2.19). Les assemblages de murs de maçonnerie ont été construits à l'aide de blocs de béton creux à couche de parement. Les assemblages ont été renforcés des deux côtés avec des feuilles de GFRP collées à l'extérieur, couvrant toute la surface.

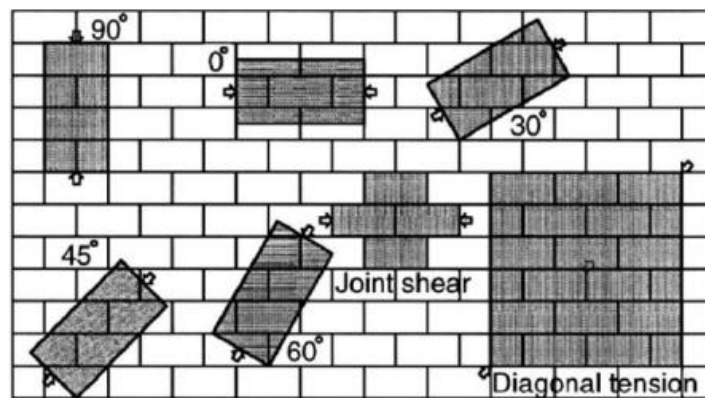


Figure 2. 19 Assemblages testés par Hamid et al. [144]

Hamid et al. [144] ont constaté que le comportement des assemblages de maçonnerie qui se sont rompus par glissement de cisaillement (spécimens testés en cisaillement direct, en tension diagonale et en compression hors axe de 30 degrés/45 degrés) était significativement amélioré avec le renforcement FRP. Au lieu d'un glissement par cisaillement fragile, les spécimens renforcés ont échoué par écrasement ou par fendillement de l'âme des unités de maçonnerie (ce qui était un mode de défaillance plus ductile). La plus grande augmentation de résistance a été celle des assemblages de cisaillement direct des joints. La résistance moyenne au cisaillement des joints de ces spécimens renforcés était huit fois supérieure à celle des spécimens non

renforcés. Pour les spécimens testés en tension diagonale, une augmentation de résistance de 4,6 fois par rapport au cas non renforcé a été signalée. Les assemblages qui ont échoué en compression ont été les moins améliorés en termes de résistance avec les stratifiés FRP. Les stratifiés FRP ont cependant assuré la stabilité des coques des unités de maçonnerie après le fendillement des âmes.

8 Conclusion

Les polymères renforcés de fibres (FRP) représentent une avancée majeure dans le domaine de la réparation et du renforcement des structures en maçonnerie, offrant une alternative efficace aux méthodes traditionnelles souvent limitées par leur coût, leur complexité et leur impact sur la durabilité. Les FRP se sont imposés comme une solution polyvalente et performante grâce à leurs propriétés exceptionnelles : légèreté, haute résistance mécanique, durabilité, et capacité à s'adapter à diverses géométries structurelles.

Les techniques de mise en œuvre des FRP, telles que le renforcement par collage externe (EBR) et le montage près de la surface (NSM), ont démontré leur capacité à améliorer significativement la résistance, la ductilité et la durabilité des structures en maçonnerie. Ces approches permettent de limiter les modes de défaillance critiques, tels que le décollement ou la rupture, et augmentent la résistance aux efforts de cisaillement, à la flexion et au glissement des structures. De plus, les systèmes de FRP contribuent à une meilleure distribution des charges, minimisent les déformations et augmentent la capacité des structures à dissiper l'énergie lors d'événements sismiques ou d'autres sollicitations extrêmes.

Toutefois, bien que prometteurs, les systèmes FRP présentent des défis et des limites. Le comportement fragile des matériaux en cas de rupture, leur sensibilité aux facteurs environnementaux (humidité, température), et l'impact esthétique de certaines applications soulignent la nécessité d'un développement continu. En particulier, l'amélioration de la liaison entre les FRP et les substrats de maçonnerie reste une priorité pour accroître leur efficacité et prévenir les décollements prématurés. L'intégration de systèmes d'ancrage mécaniques et le développement de matrices polymères plus résistantes aux conditions environnementales sont des pistes de recherche essentielles.

D'un point de vue pratique, les FRP offrent également des avantages notables en termes de mise en œuvre. Leur légèreté réduit les coûts de transport et de main-d'œuvre, tout en

minimisant les interruptions des activités dans les bâtiments existants. Ces qualités, combinées à leur faible impact sur la masse structurelle, en font une solution particulièrement avantageuse dans les zones à forte sismicité, où la réduction de la masse est cruciale pour limiter les forces d'inertie.

En outre, le potentiel des FRP pour une utilisation durable s'étend bien au-delà de la maçonnerie. Leur application dans d'autres types de structures, comme le béton armé ou les infrastructures en acier, témoigne de leur polyvalence et ouvre la voie à une intégration généralisée dans les pratiques de construction et de réhabilitation.

En conclusion, les FRP ne se contentent pas de répondre aux exigences croissantes en matière de sécurité structurelle et de conservation du patrimoine bâti, mais incarnent également une approche visionnaire dans le domaine du génie civil. En dépit des défis techniques et environnementaux qui subsistent, ils offrent une opportunité unique de conjuguer innovation technologique, durabilité et respect des contraintes économiques et esthétiques. Leurs nombreuses possibilités d'application et leurs performances remarquables en font un élément clé des stratégies futures pour moderniser, préserver et sécuriser les structures historiques et modernes.

Chapitre 03. Analyse expérimentale du comportement liaison-glissement entre les composites CFRP et les blocs en pierre naturelle.

1 Introduction

La construction avec de la maçonnerie en pierre naturelle remonte à l'aube de la civilisation humaine, dépeignant un voyage captivant à travers le temps. De la rudimentaire mais ingénieuse manipulation des roches par nos ancêtres préhistoriques jusqu'à l'élaboration de chefs-d'œuvre architecturaux monumentaux, la maçonnerie de pierre incarne l'évolution de l'ingéniosité et du savoir-faire humain [145]. À travers les âges, différentes civilisations ont façonné leur identité architecturale en utilisant la maçonnerie de pierre. Les Grecs anciens ont créé des temples majestueux aux colonnes imposantes, tandis que les Romains ont perfectionné l'art de l'arc, de la voûte et du dôme en pierre pour ériger des amphithéâtres et des monuments durables. Aujourd'hui, la maçonnerie de pierre continue d'être admirée pour sa durabilité, son esthétique intemporelle et son lien avec notre patrimoine culturel. Que ce soit dans la préservation des monuments historiques ou dans la création de nouvelles structures inspirantes [146], [147].

Les structures en maçonnerie, bien qu'elles témoignent de la richesse culturelle et historique, sont souvent vulnérables aux forces environnementales, au vieillissement naturel et aux charges sismiques, elles présentent souvent des caractéristiques uniques et esthétiques et leur renforcement repose sur la nécessité de préserver ces structures historiques et patrimoniales [148], [149]. Le renforcement des structures par des polymères renforcés de fibres (FRP - Fiber-Reinforced Polymers) offre des solutions efficaces tout en préservant l'intégrité architecturale et patrimoniale [150],[151], Les caractéristiques physiques et mécaniques exceptionnelles de ces matériaux de haute performance les rendent hautement attrayants pour une vaste gamme d'applications structurales dans le domaine du génie civil [152], c'est pour cette raison, beaucoup de recherches, à travers le monde entier, sont établies afin d'évaluer la performance d'ajout des FRP aux bétons ou à la maçonnerie. En utilisant les techniques de rénovation près de la surface NSM et/ou le collement à l'extérieur EB, ces recherches se sont concentré sur les

tests d'adhérence qui ont pour but de donner une évaluation de la force de liaison entre les éléments en FRP et la résine époxy, ainsi qu'entre la résine époxy et le béton ou le substrat de la maçonnerie [151].

Par ailleurs, plusieurs chercheurs se sont penchés sur des études portant sur le comportement d'adhérence entre les matériaux composites renforcés de fibres (FRP) et le béton à travers la réalisation des essais de cisaillement [129], [131], [153], [154], [155] ou de flexion [100], [156]. Les liaisons FRP-béton ont largement abordé par les chercheurs, où ils ont trouvé que la force d'adhérence dépend de la résistance du béton et du rapport de largeur [129], ainsi que les composites de forme plat ont une meilleure performance par rapport au jonc [99], [127], [157]. Un modèle d'échantillon en béton a été développé en 2002 par Laura De Lorenzis et al [150] sous forme de U pour l'étude de l'adhérence entre les armatures NSM FRP et le béton, afin de minimiser les effets indésirables sur les tests tels que l'excentricité et la perte du temps pendant la préparation des spécimens, dans ce cadre, une méthode de conception fondée sur la philosophie de l'état limite a été suggérée pour évaluer la longueur d'ancrage des barres NSM, accompagnée d'une illustration concrète de ce processus de conception.

En outre, le mode de préparation de la surface des bondes peut également influencer tant l'adhérence que l'énergie de rupture [155]. Indépendamment de la méthode de traitement utilisée, que ce soit le bouchardage, le sablage ou d'autres techniques, la préparation de la surface de liaison a un impact significatif sur l'uniformité de la rugosité le long de la surface, ce qui accroît la stabilité des résultats lors des essais EB [158].

L'utilisation des FRP pour le renforcement des éléments de maçonnerie était le premier fois en 1993 par Ehsani et al [159]. Bien que la littérature technique contienne plusieurs études expérimentales et théoriques portant sur l'évaluation de l'interaction entre des éléments de béton et divers types de FRP, moins d'efforts ont été déployés pour étudier la liaison entre les éléments de maçonnerie (notamment la maçonnerie de pierre naturelle) et les renforts composites. L'insertion des FRP manifeste une nette augmentation tant dans la capacité de flexion et/ou cisaillement que dans la ductilité des maçonneries [160], [161], il a été prouvé que l'utilisation de systèmes FRP pour le renforcement des murs en flexion entraîne une augmentation significative de la capacité de flexion, pouvant aller jusqu'à 14 fois celle des murs non renforcés [162]. Les structures en maçonnerie sont souvent vulnérables aux séismes en raison de leur manque d'élasticité, les FRP peuvent être utilisés pour améliorer la capacité sismique des structures en conférant une plus grande ductilité, augmentation de la résistance à la torsion des joints d'assise et une meilleure capacité d'absorption d'énergie [124].

Alors que les murs en maçonnerie de pierre peuvent être améliorés en termes de rigidité des parois, résistance latérale et de capacité de déplacement grâce à l'ajout d'un revêtement polymère sur leur surface, ces murs renforcés montrent une résistance jusqu'à quatre fois supérieure à celle des murs non renforcés [163]. La liaison entre les FRP et le substrat de maçonnerie (pierre naturelle, briques en terre cuite, parpaings creux, etc.), revêt une importance particulière, car le délaminage pourrait émerger en tant que mode de défaillance prédominante [164], la fragilité associée à la rupture par délaminage limite l'exploitation optimale des performances du FRP. Par conséquent, l'interaction au niveau des interfaces FRP-maçonnerie a fait l'objet d'une recherche approfondie pour dégager des solutions potentielles et performantes.

Cette partie présente une étude expérimentale qui explore l'interaction complexe entre la pierre naturelle et les composites en fibres de carbone (CFRP) à travers des essais d'adhérence menés par traction. Deux méthodes de renforcement ont été évaluées : la technique de rénovation près de la surface (NSM) et le collage externe (EBR), appliquées à deux types de pierre naturelle. L'objectif principal est de mieux comprendre l'adhérence et la déformation entre les CFRP et la maçonnerie (la pierre naturelle), en tenant compte de divers paramètres tels que les propriétés des matériaux, les caractéristiques géométriques et les méthodes de mise en œuvre. Les résultats ont mis en évidence l'efficacité des techniques NSM et EBR pour le renforcement des constructions en maçonnerie de pierre, soulignant que la résistance à l'arrachement dépend de celle de la pierre. En particulier, la technique NSM n'a pas entraîné de décollement total à l'interface résine-pierre, en raison de la forte adhérence générée par la résistance intrinsèque du substrat.

2 Configuration du test

Des études antérieures ont utilisé des configurations d'essais simples et non complexes donnant des résultats avec succès pour tester la force de liaison entre le CFRP et le béton ou la maçonnerie. La figure (3.1) illustre le dispositif expérimental adoptée dans notre travail, il est constitué de deux plaques en acier raccordées par quatre boulons, dont la plaque supérieure est trouée dans son centre pour faire passer le renfort à travers le trou, et la plaque inférieure soudée avec une autre petite plaque pour pouvoir fixer le dispositif dans les mâchoires de la machine d'essai.

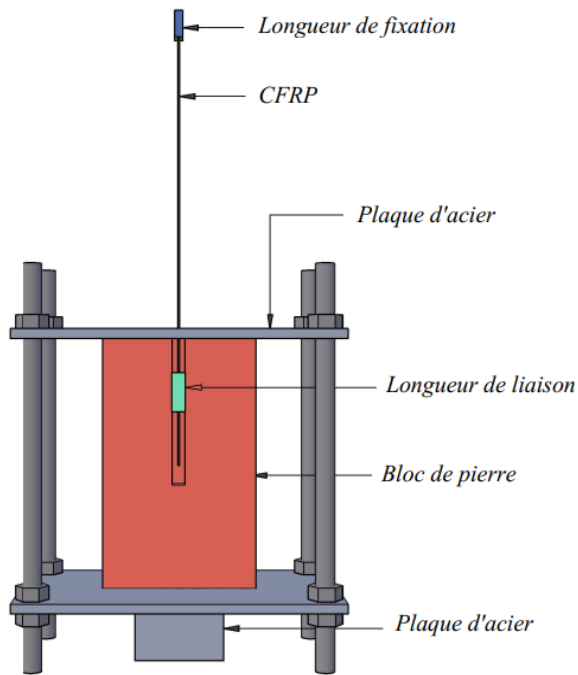


Figure 3. 1 Dispositif de l'essai

3 Matériaux

3.1 Propriétés des matériaux

Dans cette étude expérimentale, on a utilisé deux types de pierre, notées A et B. la pierre A était de la zone de Chouf Lekdad (elle se situe au bord de la ville de Sétif-Algérie), et la pierre de type B nous l'avons amené de certains vieux bâtiments endommagés du centre-ville de Sétif (Algérie).



(a)



(b)

Figure 3. 2 La pierre de la zone Chouf Lekdad : (a) image du site, (b) les blocs après l'arrivée au laboratoire

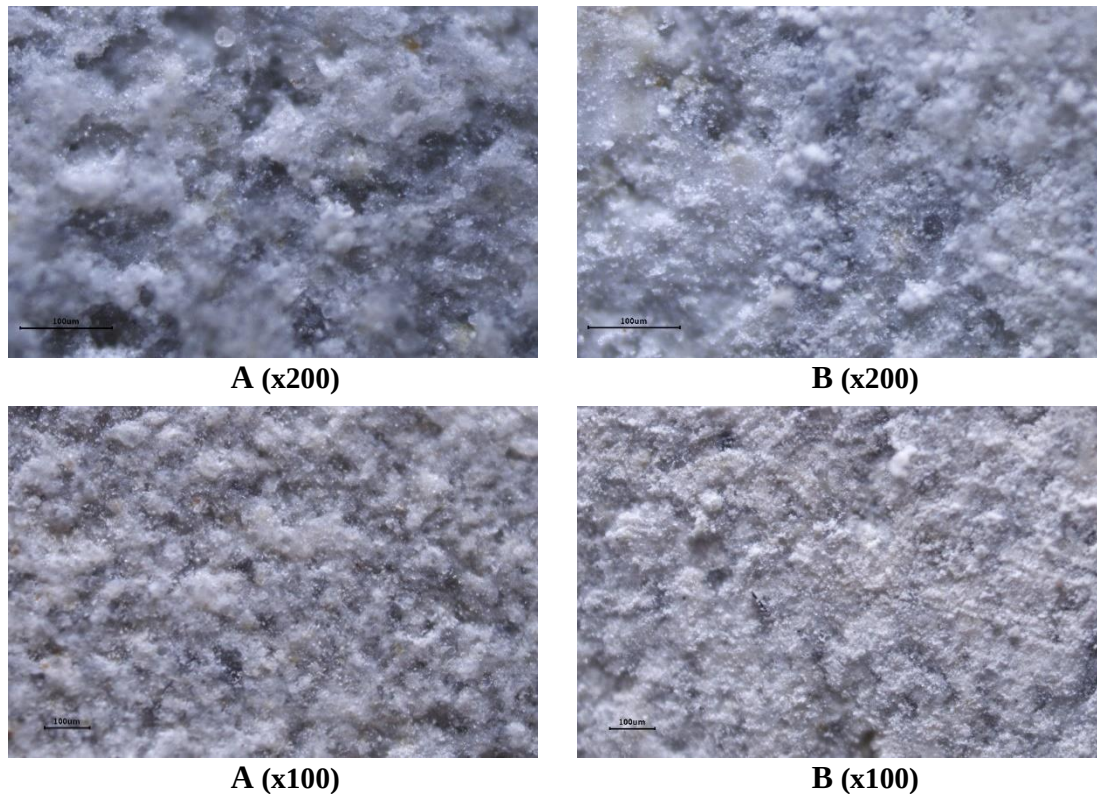


Figure 3. 3 Vues microscopiques des pierres A et B

Les vues présentées sont réalisées au niveau de l'institut d'optique et mécanique de précision de l'université de Sétif 1, prises pour les échantillons de pierre de type A et B à l'aide d'un microscope électronique Oxion, EUROMEX. Lorsqu'on observe les sections microscopiques, les deux échantillons présentent une roche sédimentaire, plusieurs caractéristiques distinctives se manifestent dans les deux sections. La matrice des deux roches présente une teinte principalement grise, avec des variations de nuances allant du clair au foncé. Cette matrice est composée de cristaux de calcite et de dolomite, deux minéraux carbonatés, qui confèrent aux roches une texture granulaire et cristalline, ces cristaux diffèrent en termes de proportion de l'échantillon (A) à l'échantillon (B).

Les cristaux de calcite se présentent sous différentes formes et tailles, allant de petits cristaux individuels à des agrégats de cristaux plus grands. Ils affichent une disposition intercalée avec les cristaux de dolomite, créant ainsi une mosaïque de couleurs grises, blanches et parfois légèrement jaunâtres. La dolomite peut former des cristaux distincts ou être présente sous forme de substitutions partielles de la calcite. En examinant de plus près la matrice, on peut identifier des zones où des minéraux contenant du fer, tels que la limonite ou la goethite, se sont déposés. Ces minéraux ferreux apparaissent sous forme de petites taches brunâtres ou rouille dispersées dans la matrice. Leur présence ajoute des accents de couleur et de texture à la roche, contrastant avec les tons de gris des minéraux carbonatés.

Dans l'ensemble, ces deux échantillons sont des roches sédimentaires présentes une combinaison complexe de cristaux de calcite, de dolomite, et de minéraux ferreux de différentes proportions. Cette composition variée reflète les processus géologiques qui ont façonné les deux roches au cours de leur évolution.

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques de nos échantillons, on a réalisé des tests de caractérisation, tous les essais de compression et de traction par flexion ont été effectués conformément à la norme NF EN 12390 [165] au sein de laboratoire des travaux publics de l'est LTPE situé dans la zone industrielle de la ville de Sétif-Algérie (voir figures 3.4 et 3.5), nous précisons que nous avons pris les mêmes échantillons qui ont été soumis à des tests de traction par flexion, et nous avons effectué sur eux des tests de compression simple.

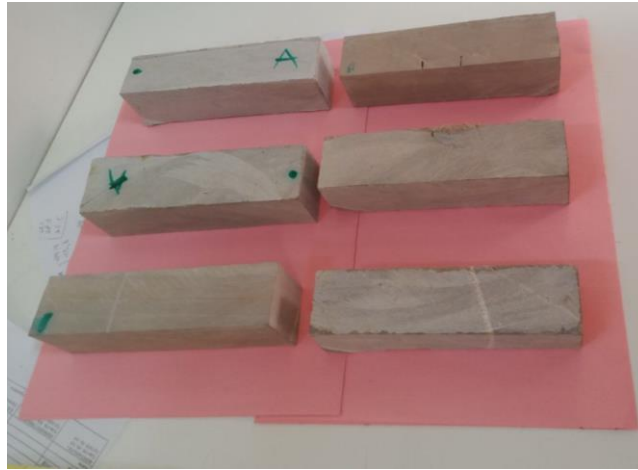


Figure 3. 4 Spécimens soumis aux tests de traction par flexion et aux compression simple

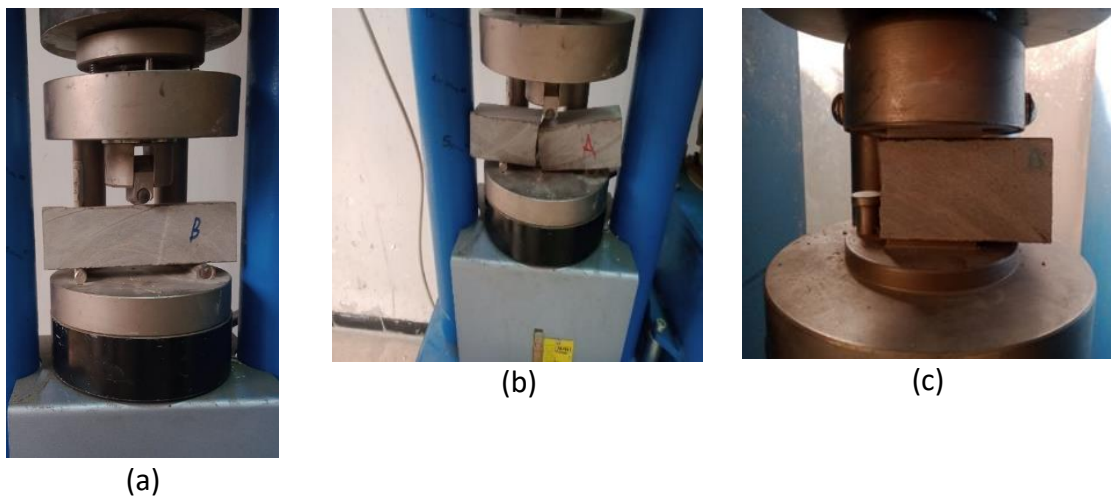


Figure 3. 5 Tests sur les spécimens de pierre : (a) et (b) essai de traction par flexion , (c) essai de compression simple

Les essais effectués nous a permis de déterminer la résistance à la traction par flexion f_{mt} , en appliquant lentement une charge concentrée au milieu des éprouvettes prismatique (40x40x160) mm, d'autres essais de compression ont été effectués sur des prismes de pierre taillée pour déterminer la résistance maximale à la compression f_m des deux types de pierre, à partir l'essai de compression on a déduit le module d'élasticité E_m .

Le tableau (3.1) illustre les valeurs moyennes de la résistance à la compression f_m , la résistance à la traction par flexion f_{mt} , et le module d'élasticité E_m . Tandis que le tableau (3.2) montre les caractéristiques du matériau FRP fournies par le fabricant.

Tableau 3. 1 Propriétés des pierres

Unité de pierre	f_{mt} (MPa)	f_m (MPa)	E_m (MPa)
A	37.79	145.61	29121.33
B	62.16	172.46	34492.00

Tableau 3. 2 Données fournies par le fabricant de matériaux

Matériau	Epaisseur (mm)	E (GPa)	ε_{rup} (%)
CFRP plat	1.2	170	>1.80
TFC	0.129	225*	1.56
Résine	-	3800 (flexion) 4500 (traction)	0.9

E : Le module d'élasticité

ε_{rup} : Allongement à la Rupture en Traction

* Une couche de tissu, minimum 27 échantillons par série de tests.

3.2 Éprouvettes d'essai de traction

Les principaux paramètres expérimentaux pour les tests de traction qui varient dans le cas de notre travail :

- Type de la roche (A et B)
- Type du renfort (CFRP plat et tissu de fibre de carbone (TFC))
- La géométrie et la taille de l'engravure (b_p , t_p et L_b illustrées sur la figure 3.4 (a) et (b))
- La technique du renforcement (NSM et EBR)

Dans cette étude, on a fait des tests de traction en utilisant des bandes de carbone (CFRP) plat et tissus collés à l'extérieur (EB) et près de la surface (NSM) sur des échantillons de pierres afin de permettre la comparaison des résultats des tests. En revanche, le matériau TFC a été utilisé dans les tests de traction uniquement avec la technique (EB) en raison de la difficulté technique qui empêche l'utilisation du TFC dans la technique (NSM). De plus, tous les techniques et types de renforts sont utilisés dans le cas des pierres de type A et B afin de comparer l'effet de collage.

La première étape était de collecter un nombre suffisant de blocs de pierre de deux zones différentes, la première était la zone de Chouf Lekdad (elle se situe au bord de la ville de Sétif-Algérie), et la deuxième, Un des vieux bâtiments démolis du centre-ville de Sétif. Après l'arrivée de ces blocs au laboratoire on a passé au sciage des échantillons de telle manière qu'on peut les utiliser dans des essais d'arrachement, on a fait sur les éprouvettes destinées à la technique NSM des engravures de 10 mm de largeur et 15 mm de profondeur. Après laisser les éprouvettes sécher et reposer, la deuxième étape était de préparer et poncer la surface de la pierre en contact avec la résine de collage, pour éviter toutes les impuretés et la poussière en surface.

L'étape du collage consistait à préparer des bandes de 10 mm de largeur et 400 mm de longueur de CFRP plat et TFC (voir figure 3.6), et de les coller sur les échantillons de pierres avec précision en utilisant une résine époxydique (Sikadur -330). Dans le cas du collement à l'extérieur EB, des petites plaquettes de caoutchouc plat ont été fixées avec de silicone sous forme de U pour maintenir les bandes de CFRP plat et TFC dans la bonne position, tandis que dans la technique NSM, des barrières en silicone ont été faites dans les deux extrémités de la longueur de liaison. Les longueurs de liaison L_b pour les deux techniques (NSM et EBR) ont été estimés une fois, deux et trois fois la largeur des bandes b_p du FRP plat et le tissu (1, 2 et $3 \cdot b_p$), c'est-à-dire 10, 20 et 30 mm.

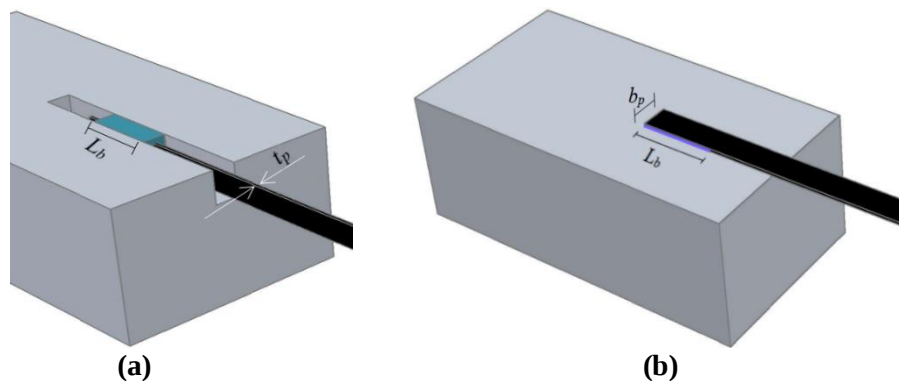


Figure 3. 6 Configuration des spécimens : (a) EBR, (b) NSM

Après sept jours de la date du collage (durée de durcissement de la résine), on a fait la première série d'essais en utilisant les deux types de pierres (A et B) collées à l'extérieur EB, c'est-à-dire, EB plat(A), EB plat (B), EB TFC (A) et EB TFC (B), la deuxième série consistait aux essais NSM du FRP plat, c'est-à-dire, NSM (A) et NSM (B), le nombre total des essais effectués dans les deux séries est estimé à vingt-huit (28) essais, les tableaux (3.3) et (3.4) résument les résultats de ces tests. Pour le déroulement des essais, on a utilisé un dispositif préparé spécialement pour bien manipuler nos échantillons aux essais de traction (figure 3.1).

En utilisant les deux séries d'essais, on a étudié l'influence du type de la roche sur la force de liaison, et l'effet du type de renfort par rapport à la résine, c'est-à-dire qu'on a contrôlé le comportement d'adhérence aux interfaces renfort-résine et résine-pierre, n'oublions pas aussi l'influence de la longueur de liaison L_b .

4 Résultats expérimentaux

Tous les essais de tractions ont été effectués au laboratoire d'optique et mécanique de précision de l'université Ferhat Abbès de Sétif 1 (Algérie), à l'aide d'une machine d'essai Zwick Roell Z050. Pour les essais dans lesquelles nous l'avons utilisé le CFRP plat (EB et NSM), on a appliqué une vitesse de charge de 1 mm/min, tandis que pour le cas du collement à l'extérieur EBR utilisant le TFC, la vitesse de la charge appliquée était 3 mm/min. Pour éviter le glissement entre les mâchoires de la machine et le renfort, on a fixé des petites plaquettes en acier à l'extrémité libre des renforts.

Tableau 3. 3 Tableau récapitulatif des résultats obtenus en utilisant la technique EBR

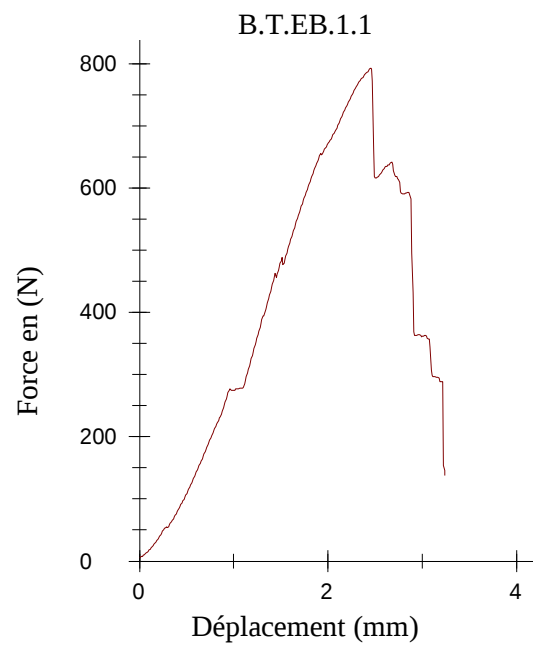
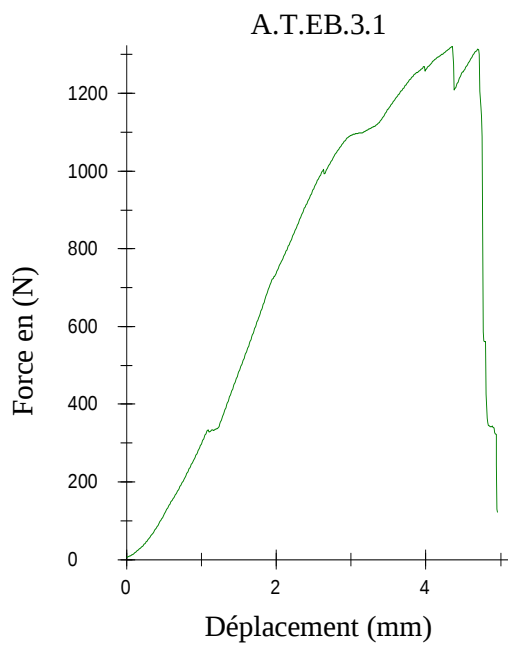
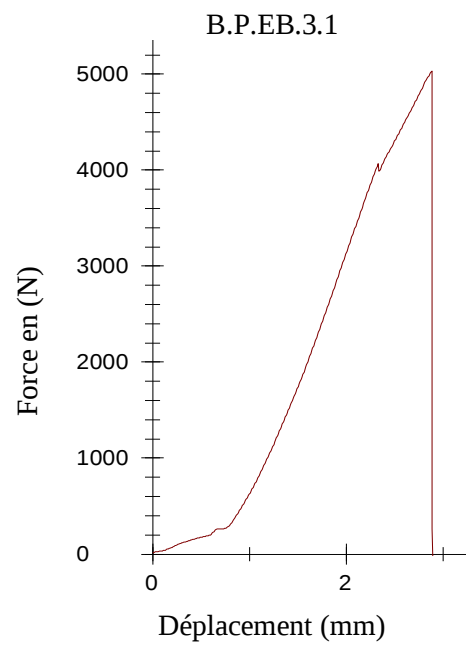
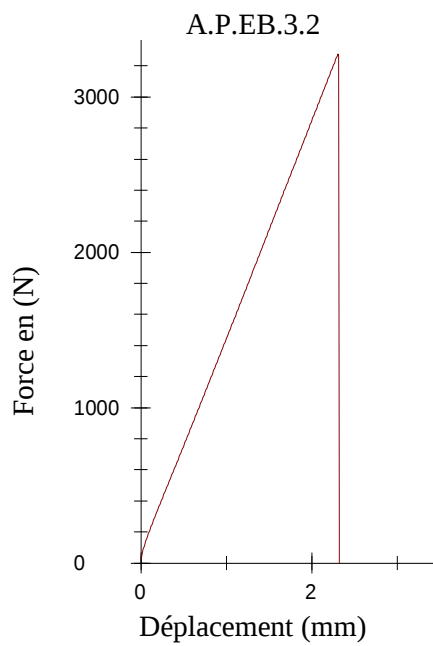
N	Séries	Spécimen	t_p (mm)	b_p (mm)	L_b (mm)	P_{max} (N)	Mode de défaillance	ε_{max} (mm)
1	EB plat(A)	A.P.EB.1.1	1,2	10	10	924,66	Décollement complet à l'interface pierre-résine (DC P-R)	0,66
2		A.P.EB.2.2			20	2788,58	Décollement complet à l'interface pierre-résine (DC P-R)	2,28
3		A.P.EB.3.1			30	3570,35	Décollement complet à l'interface pierre-résine (DC P-R)	4,3
4		A.P.EB.3.2			30	3278,46	Décollement complet à l'interface pierre-résine (DC P-R)	2,31
5	EB plat (B)	B.P.EB.1.2			10	895,17	Décollement complet à l'interface pierre-résine (DC P-R)	0,75
6		B.P.EB.2.1			20	3335,60	Décollement doublé pierre-résine et résine-renfort en même temps (DD P-R, R-R).	2,88
7		B.P.EB.3.1			30	5028,14	Décollement complet à l'interface pierre-résine (DC P-R)	4,09
8		B.P.EB.3.2			30	5567,75	Décollement complet à l'interface pierre-résine (DC P-R)	4,33
9	EB TFC (A)	A.T.EB.1.1	0,129		10	988,32	Rupture du renfort (R R)	3,52
10		A.T.EB.1.2			10	741,40	Décollement doublé pierre-résine et résine-renfort en même temps en plus de la rupture du renfort (DD P-R, R-R)	3,14
11		A.T.EB.2.1			20	1028,79	Rupture du renfort (R R)	2,36
12		A.T.EB.3.1			30	1320,45	Rupture du renfort (R R)	4,36
13		A.T.EB.3.2			30	1257,47	Rupture du renfort (R R)	4,4

14	EB TFC (B)	B.T.EB.1.1	10	792,68	Décollement complet à l'interface pierre-résine (DC P-R)	2,45
15		B.T.EB.1.2	10	724,22	Décollement doublé pierre-résine et résine-renfort en même temps en plus de la rupture du renfort (DD P-R, R-R)	2,44
16		B.T.EB.2.2	20	1092,68	Rupture du renfort (R R)	3,46
17		B.T.EB.3.2	30	1224,37	Rupture du renfort (R R)	4,11

Tableau 3. 4 Tableau récapitulatif des résultats obtenus en utilisant la technique NSM

N	Séries	Spécimen	t_p (mm)	b_p (mm)	Largeur de la rainure (mm)	Profondeur de la rainure (mm)	L_b (mm)	P_{max} (N)	Mode de défaillance	ε_{max} (mm)
1	NSM plat(A)	A.P.NSM.1.1	1,2	10	10	15	10	7970,40	Glissement complet du renfort (GCR)	5,01
2		A.P.NSM.1.2					10	6580,47	Glissement complet du renfort (GCR)	4,4
3		A.P.NSM.2.1					20	8139,21	Glissement complet du renfort (GCR)	4,45
4		A.P.NSM.2.2					20	8179,94	Glissement complet du renfort (GCR)	4,99
5		A.P.NSM.3.1					30	8752,98	Glissement complet du renfort (GCR)	6,22

6		A.P.NSM.3.2	30	10398,24	Glissement complet du renfort (GCR)	8,14
7	NSM plat (B)	B.P.NSM.1.1	10	3557,97	Décollement doublé pierre-résine et résine-renfort en même temps (DD P-R, R-R)	2,53
8		B.P.NSM.2.1	20	6579,72	Glissement complet du renfort (GCR)	3,83
9		B.P.NSM.2.2	20	6119,04	Glissement complet du renfort (GCR)	5,02
10		B.P.NSM.3.1	30	18113,77	Rupture du renfort (R R)	16,4
11		B.P.NSM.3.2	30	15805,55	Glissement complet du renfort (GCR)	10,79



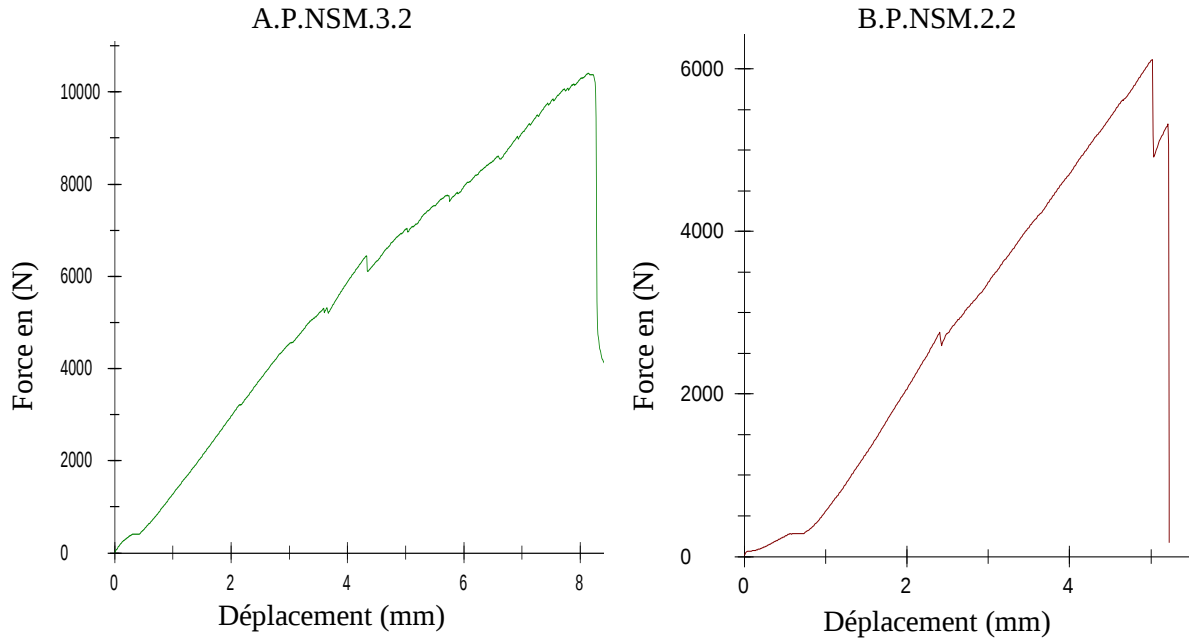


Figure 3. 7 Courbes charge-déplacement

4.1 Modes de défaillance

Vingt-huit essais de traction ont été réalisés au niveau du laboratoire sur des échantillons préparés auparavant pour évaluer la contrainte maximale τ . Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux (3.3) et (3.4), dont P_{max} et ε_{max} sont respectivement la charge et la déformation maximales mesurées expérimentalement.

Les contraintes maximales de liaison sont calculées comme suit :

En cas du collement à l'extérieur EB :

$$\tau = \frac{P_{max}}{b_p L_b} \quad (3.1)$$

En cas du collement près de la surface NSM :

$$\tau = \frac{P_{max}}{(b_p + t_p) 2L_b} \quad (3.2)$$

Avec :

P_{max} : la charge maximale appliquée aux échantillons en (N).

b_p , t_p et L_b sont respectivement en (mm), la largeur du renfort (TFC et CFRP), l'épaisseur du CFRP plat et la longueur de liaison (TFC et CFRP).

Les modes de défaillance remarqués pour chaque technique de renforcement étaient :

Concernant le collement à l'extérieur (EB), pour le cas du renfort type CFRP plat, on a observé les cas suivants : décollement complet à l'interface pierre-résine avec endommagement de la pierre (DC P-R) ; décollement doublé pierre-résine et résine-renfort en même temps (DD P-R, R-R). Dans le cas du type de renfort TFC, on a remarqué : un décollement complet à l'interface pierre-résine avec endommagement de la pierre (DC P-R) ; décollement doublé pierre-résine et résine-renfort en même temps (DD P-R, R-R), en plus de la rupture du renfort (R R).

A l'autre côté, on a enregistré trois modes de défaillance dans la technique NSM, les suivants : rupture du renfort (R R) ; décollement doublé pierre-résine et résine-renfort en même temps (DD P-R, R-R) ; glissement complet du renfort (GCR).

Décollement complet à l'interface pierre-résine (DC P-R)	
Décollement doublé pierre-résine et résine-renfort en même temps (DD P-R, R-R).	
Rupture du renfort (R R)	
Décollement doublé pierre-résine et résine-renfort en même temps (DD P-R, R-R)	
Glissement complet du renfort (GCR)	

Figure 3. 8 Récapitule des différents modes de défaillances observés lors des essais d'arrachement

4.2 Effets des paramètres sur la force de liaison

L'objectif de ces essais était d'analyser la variation de la force en fonction des paramètres d'essai. Les variables d'essai étaient : le type de la roche (type A et B), le type du renfort (TFC et CFRP plat dans la technique EB, et uniquement CFRP plat dans le cas du renforcement près de la surface NSM), la longueur collée (égale à une, deux et trois fois la largeur de la bonde de CFRP tissu et plat).

4.2.1 Effet de la longueur de la liaison.

La variation de la charge maximale d'arrachement P_{max} et de la contrainte de liaison τ avec la longueur de liaison L_b des deux techniques EBR et NSM, est bien illustrée dans les figures (3.9), (3.10), (3.11) et (3.12). On observe que la charge d'arrachement augmente avec l'augmentation de la longueur de liaison L_b , quel que soit le type de la pierre, le type de renfort et la technique de renforcement. Tandis que la contrainte de liaison τ diminue régulièrement avec l'augmentation de la longueur de liaison dans le cas du renfort TFC (EB), c'est le même cas observé dans la technique près de la surface avec le renfort CFRP plat collé avec la pierre de type (A). Dans le cas de la technique EB utilisant le renfort CFRP plat, on a remarqué que la contrainte de liaison augmente dans la longueur de liaison $L_b = 20\text{mm}$ par rapport au $L_b = 10\text{mm}$, puis elle va diminuer dans la longueur de liaison $L_b = 30\text{mm}$, cette variation correspond aux deux types de pierre (A), par contre la contrainte de liaison en pierre (B) augmente régulièrement avec l'augmentation de L_b . Dans le cas de La pierre de type (B) collé près de la surface avec le CFRP plat, la contrainte diminue dans la longueur de liaison $L_b = 20\text{mm}$ par rapport au $L_b = 10\text{mm}$, puis elle va augmenter en $L_b = 30\text{mm}$.

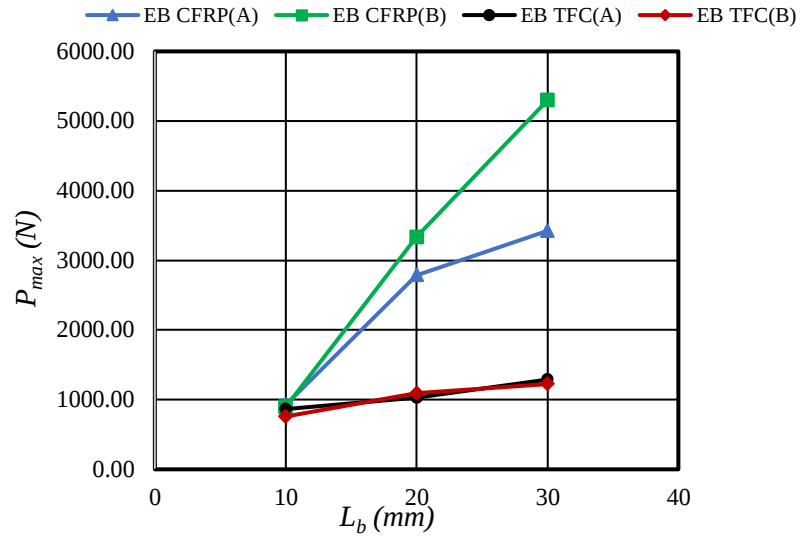


Figure 3. 9 Variation de la charge maximale en fonction des longueurs de liaison (cas du collement à l'extérieur)

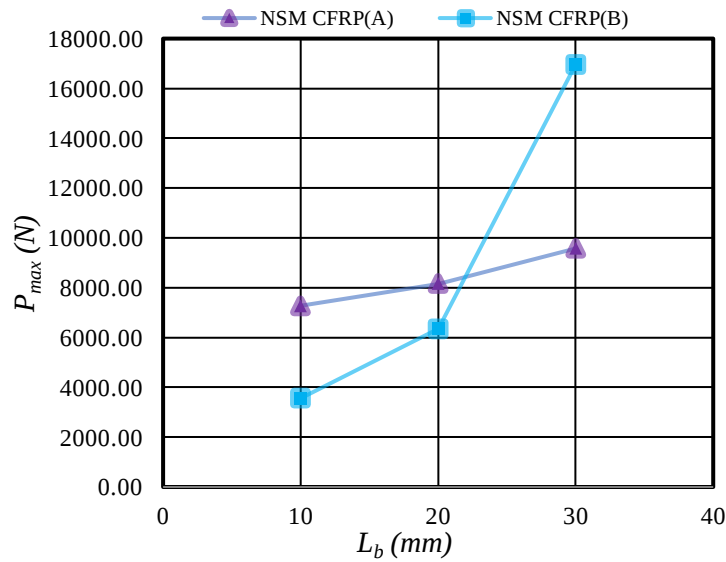


Figure 3. 10 Variation de la charge maximale en fonction des longueurs de liaison (cas du collement près de la surface)

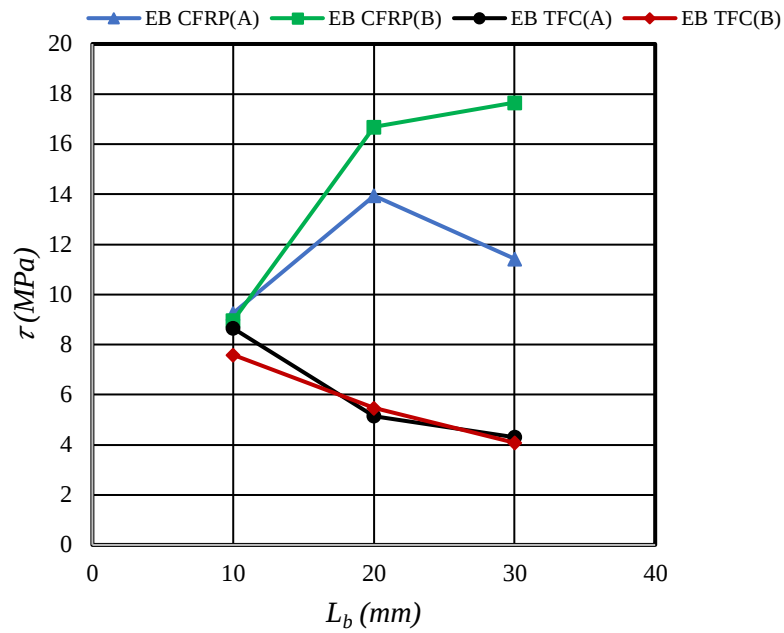


Figure 3. 11 Variation de la contrainte de liaison en fonction des longueurs ancrées (cas du collement à l'extérieur)

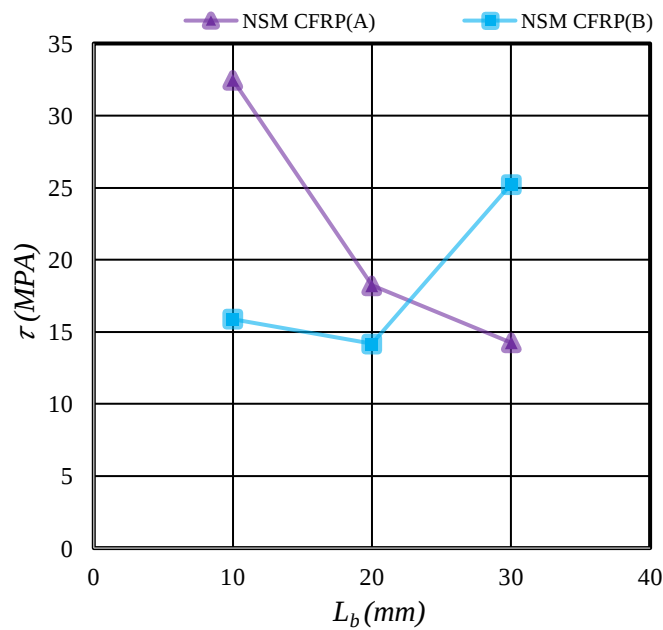


Figure 3. 12 Variation de la contrainte de liaison en fonction des longueurs ancrées (cas du collement près de la surface)

Pour une profondeur de rainure donnée, la charge ultime du joint augmente à mesure que la longueur collée augmente. Cependant, la force de liaison moyenne diminue, en raison de la distribution non uniforme des contraintes de liaison le long de la longueur liée [150].

4.2.2 Effet de la technique de renforcement

Les figures (3.13) et (3.14) ci-dessous, montrent la différence entre les deux techniques avec les deux types de pierre (A et B).

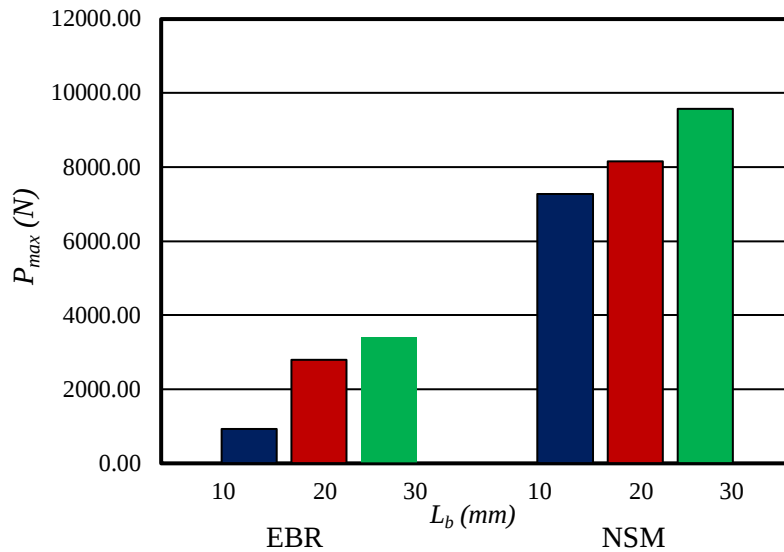


Figure 3. 13 Effet de la technique de renforcement sur la charge d'arrachement (pierre A)

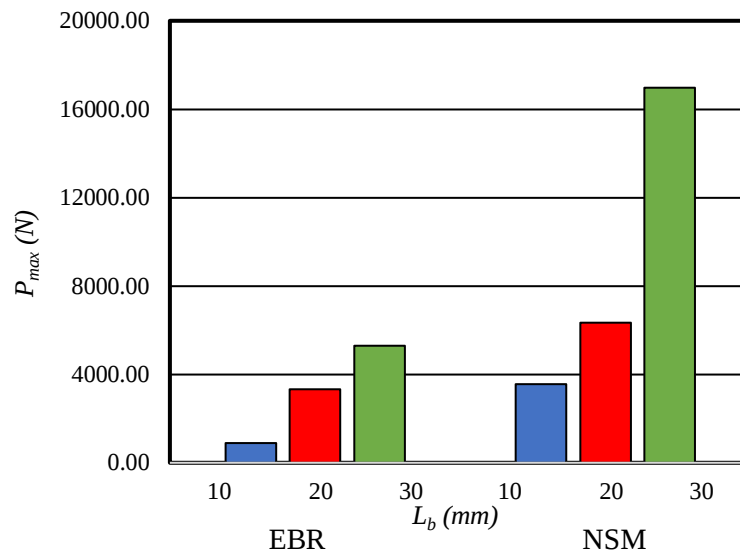


Figure 3. 14 Effet de la technique de renforcement sur la charge d'arrachement (pierre B)

Comme était prévu, on observe une augmentation de performance lorsqu'on augmente la longueur ancrée 10, 20 et 30 mm. On constate également, une meilleure performance obtenue dans la technique près de la surface (NSM), du fait de la grande surface de contact du renfort CFRP avec la colle par rapport au collement à l'extérieur (EBR).

4.2.3 Effet de type de renfort

La comparaison ici sera limitée à la technique EB où on a utilisé deux types différents de renfort, le polymère renforcé de fibres de carbone (CFRP) plat et le tissu de fibre de carbone

(TFC). Les figures (3.15) et (3.16) montrent la charge maximale d'arrachement atteinte par les deux renforts, dans la longueur de liaison $L_b = 10\text{mm}$ il n'y a pas de grande différence entre les deux renforts, dans les longueurs de liaison $L_b = 20\text{mm}$ et $L_b = 30\text{mm}$ on a observé que le CFRP plat a une meilleure performance que le TFC. Ce dernier a été coupé après avoir atteint sa charge maximale à la rupture.

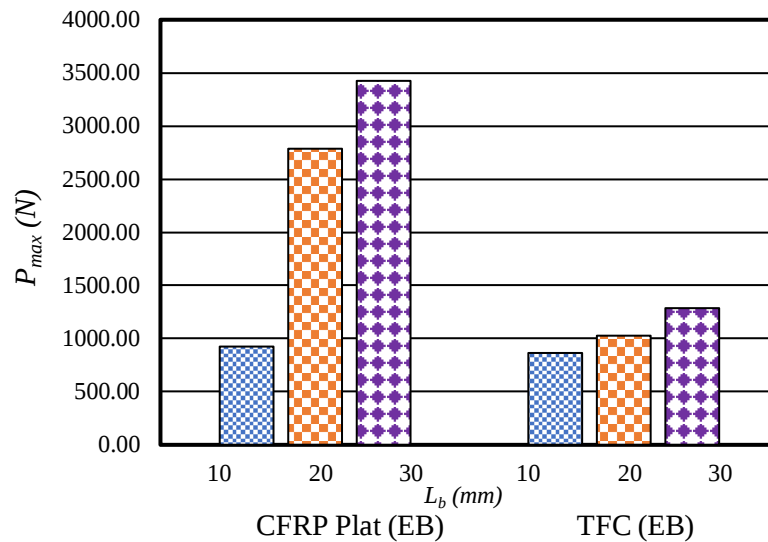


Figure 3. 15 Effet de type de renfort sur la charge maximale d'arrachement (Pierre A)

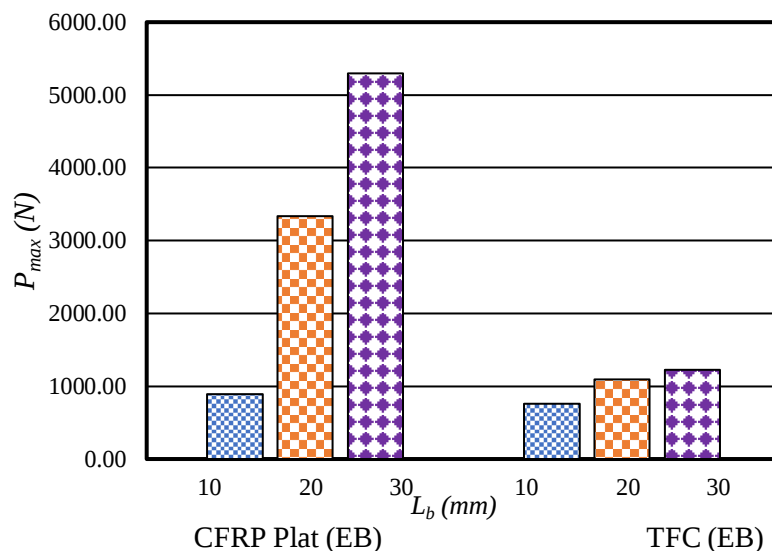


Figure 3. 16 Effet de type de renfort sur la charge maximale d'arrachement (Pierre B)

4.2.4 Effet de type de la pierre

Nous tenons à mentionner que la pierre (B) a une résistance supérieure à celle de la pierre (A). Dans les cas du collement à l'extérieur en utilisant le CFRP plat (longueur de liaison égale à 20 et 30mm), la force maximale d'arrachement était bien inférieure dans la roche (A) à celle de la roche (B), sauf dans le cas de $L_b = 10\text{mm}$ où on a constaté que les résultats sont presque

identiques, c'est à dire que la charge d'arrachement maximale a suivi la résistance de la roche, cette différence devient plus évidente avec l'augmentation de la longueur de liaison (figures 3.17 et 3.18).

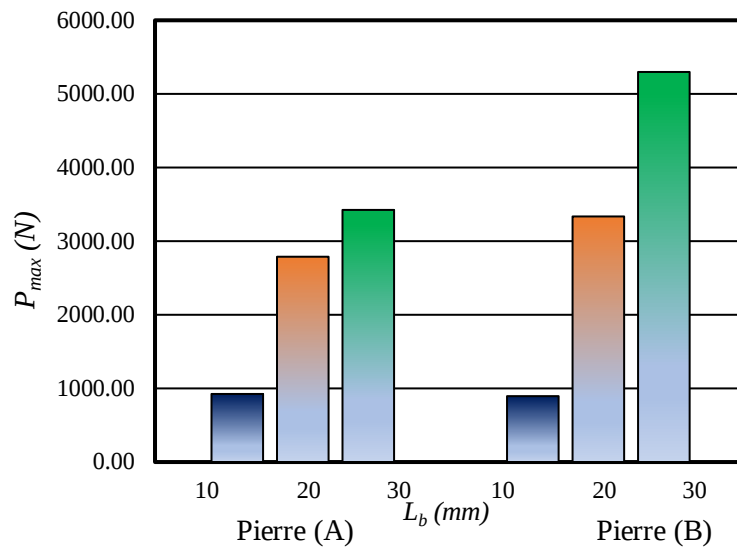


Figure 3. 17 Effet de type de la pierre sur la charge maximale d'arrachement (EBR)

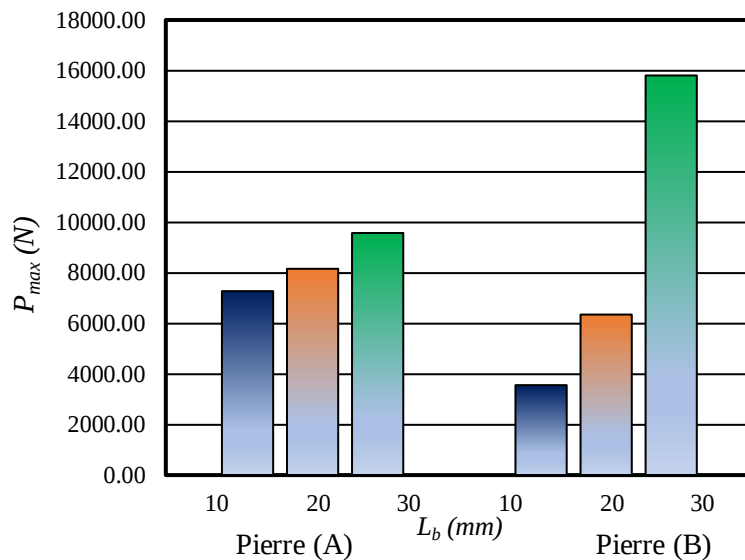


Figure 3. 18 Effet de type de la pierre sur la charge maximale d'arrachement (NSM)

Alors que dans la technique près de la surface NSM, on a observé dans les longueurs de liaison $L_b = 10\text{mm}$ et $L_b = 20\text{mm}$ une charge d'arrachement élevée dans le cas de la pierre (A) par rapport à (B), par contre dans le cas de $L_b = 30\text{mm}$, cette remarque a été inversée parce qu'on a enregistré une charge supérieure dans la pierre (B) par rapport à (A) (figure 3.18). Presque dans tous les essais NSM, un décollement a été enregistré à l'interface résine-renfort, ce qui signifie que cette interface est beaucoup plus faible que celle du résine-pierre, quel que soit le type de pierre. Donc, la variation de la charge maximale dans toutes les longueurs de

liaison. ($L_b=10\text{mm}$, $L_b=20\text{mm}$ et $L_b=30\text{mm}$) dépend de la liaison entre le renfort et la résine, et cela n'a rien à voir avec le type de pierre.

5 Conclusion

Cette partie a présenté une étude expérimentale sur le comportement de liaison de la pierre naturelle avec le CFRP, dont des essais d'adhérence ont été réalisés sur des blocs en pierres par traction en utilisant les techniques de rénovation près de la surface NSM et le collement à l'extérieur EBR. Nous avons pris en considération les effets de type de la pierre, la longueur de liaison, la technique de renforcement et le type de renfort. Sur la base des résultats obtenus dans cette étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Le renforcement des constructions en maçonnerie par les deux technique NSM et EBR en utilisant des FRP est possible et augmente leurs résistances.
- La charge d'arrachement augmente avec l'augmentation de la longueur de liaison quelle que soit le type de la pierre.
- Une meilleure performance a été enregistrée dans les cas des plaques CFRP montées près de la surface par rapport à celle collées à l'extérieur, cela est dû à la différence de surface de contact de la résine avec le CFRP et la pierre.
- La résistance à l'arrachement suit la résistance de la pierre, c'est-à-dire que nous obtenons une meilleure performance à terme de résistance et de contrainte de liaison avec une pierre plus résistante. Cette influence devient plus évidente avec la plus grande longueur de liaison $L_b = 30\text{mm}$.
- Dans les différents modes de défaillance de la technique NSM, on n'a pas enregistré un décollement total dans l'interface résine-pierre, cela est probablement dû à la forte adhérence dans cette interface qui est engendrée par la résistance importante de la pierre.
- La largeur de la bonde de tissu de fibre de carbone TFC ($b_p=10\text{ mm}$) n'a pas été suffisante dans la technique EB pour les longueurs de liaison $L_b = 20\text{mm}$ et $L_b = 30\text{mm}$, elle a été découpée.
- L'interface TFC-résine plus solidaire que celle de la plaque CFRP-résine, parce qu'on a vu que la résine pénètre via la bonde souple du TFC (Tissu imprégné dans la résine), ce qui permet une meilleure adhérence, par contre l'interface de la plaque CFRP est dur et lisse.

- Le ponçage et le nettoyage de la surface avant le collage sont importants pour éviter d'induire des dommages à la surface de la pierre et en résulte une augmentation de la charge d'arrachement.
- En comparant nos résultats avec des recherches expérimentales précédentes, on peut dire que l'adhérence pierre naturelle-CFRP est plus performante à ceux du CFRP collé au béton et à la maçonnerie de brique, ceci est dû à la forte résistance de la pierre.
- Du fait de sa force de liaison importante, les bandes CFRP montées près de la surface NSM sont une technique de rénovation efficace pour les structures de maçonnerie en pierre naturelle, mais du côté de préparation de surface et de l'impact sur la structure, les bandes collées à l'extérieur EB présente une solution pratique et comporte moins de risque sur les anciens ouvrages et les monuments historiques.

Il reste à noter que l'application des FRP avec les techniques de rénovation EB et NSM nécessite une main-d'œuvre qualifiée pour obtenir les résultats souhaités.

Chapitre 04. Prédiction analytique du comportement d'adhérence FRP- blocs en pierre naturelle par les techniques EBR et NSM

1 Introduction

Bien que de nombreuses études expérimentales et analytiques sur l'utilisation de polymères renforcés de fibres (FRP) pour renforcer les structures en béton ou en maçonnerie soient disponibles dans la littérature, certaines questions font encore l'objet de discussions dans les communautés de recherche. Étant donné que le mode de défaillance typique des joints FRP–béton et FRP-maçonnerie, est le décollement du composite du substrat, l'estimation de la force de liaison entre le FRP et le substrat en béton ou en maçonnerie représente un enjeu clé pour l'utilisation appropriée de cette technologie. Pour cette raison, plusieurs modèles analytiques pour l'évaluation de la force de liaison FRP–béton/maçonnerie et quelques modèles pour l'estimation de la longueur de liaison effective ont été proposés par plusieurs chercheurs.

Cette partie présente une évaluation de neuf modèles analytiques pour l'évaluation de la force de liaison FRP–béton/maçonnerie par la méthode du collement à l'extérieur EBR, et quatre autres modèles analytiques pour l'évaluation de la force par la technique NSM. L'évaluation est basée sur l'analyse de notre base de données expérimentales. Les résultats sont présentés en distinguant la technique d'essai adopté (EBR ou NSM) et le matériau utilisé (CFRP plat ou TFC, et le type de la pierre A ou B). La précision de chaque modèle a été évaluée au moyen d'une analyse statistique simplifiée.

2 Approche de la mécanique de la rupture

Le décollement des renforts composites dans les cas de renforcement par les techniques EBR et NSM est souvent modélisé en supposant une condition de chargement purement mécanique de la rupture de mode II. Sous l'hypothèse d'une déformation négligeable du substrat en béton ou en maçonnerie, l'équilibre d'une portion infinitésimale de l'armature (renfort) fournit l'équation différentielle de liaison [166], [167] :

$$\frac{d^2s}{dy^2} = \frac{L_{per}}{EA} \tau(s) \quad (4.1)$$

Où s est le déplacement relatif renfort-substrat (c'est-à-dire le glissement) ;

y : est la coordonnée le long de la longueur de liaison de l'armature (L_b) (Figure 4.2).

L_{per} : est la longueur du chemin de fracture (Figure 4.1).

E et A sont respectivement le module d'élasticité et la surface de la section transversale du renfort.

$\tau(s)$ est la relation entre la contrainte de cisaillement interfaciale et le glissement, c'est-à-dire la loi du matériau cohésif (LMC).

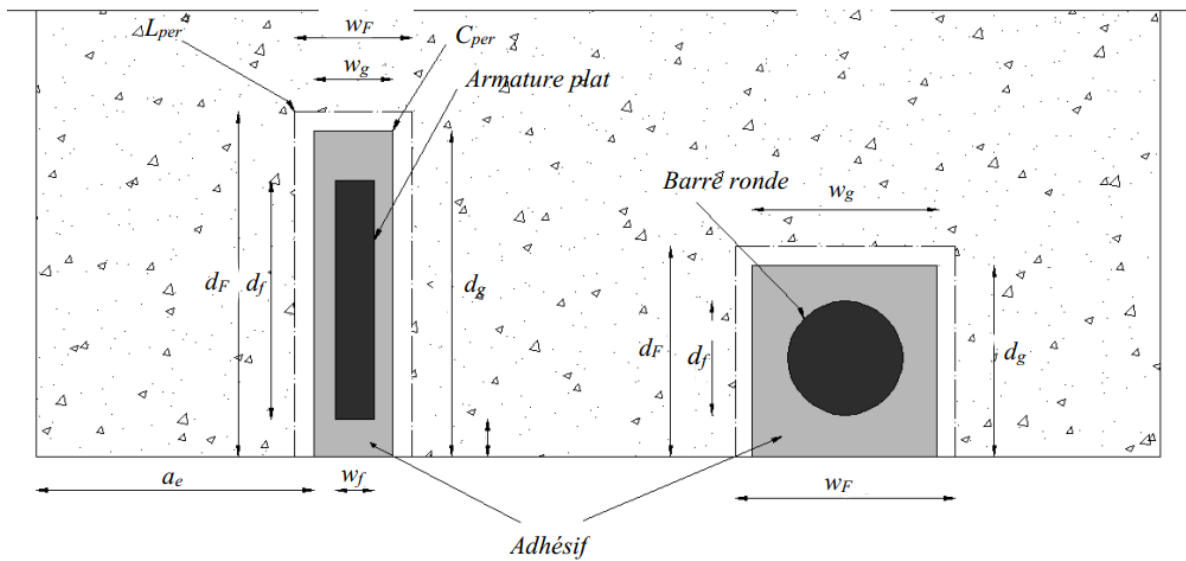


Figure 4. 1 Géométrie du renforcement FRP-NSM

À condition d'une certaine loi du matériau cohésif LMC, l'équation (4.1) peut être résolue pour obtenir le glissement le long de la longueur de liaison L_b (figure 4.2) et, grâce aux conditions d'équilibre et de compatibilité, pour obtenir la contrainte de cisaillement et la déformation correspondantes le long du renfort composite, qui peuvent à leur tour être utilisées pour calculer la charge P appliquée à l'extrémité chargée ($y = L_b$).

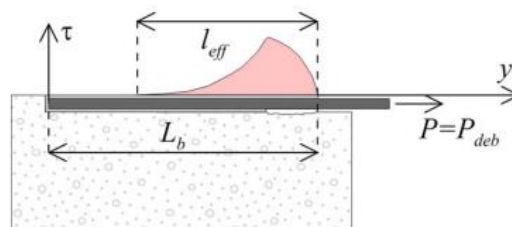


Figure 4. 2 Profil de contrainte de cisaillement le long de la longueur collée d'un joint NSM-béton associé à une contrainte bilinéaire

En variante, la charge appliquée P peut être obtenue en adoptant une approche de bilan énergétique [168], [169], qui fournit :

$$P = \sqrt{2L_{per}EA \left(\int_{s(0)}^{s(L_b)} \tau(s)ds \right)} \quad (4.2)$$

Lorsque la longueur collée L_b est égale ou supérieure à la longueur minimale nécessaire pour établir complètement le mécanisme de transfert de contrainte, l_{eff} (Figure 4.2), et que le glissement associé à la séparation complète de l'interface s_{max} , est atteint à l'extrémité chargée, l'intégrale dans l'équation (4.2) est égale à l'énergie de rupture G_F .

$$G_F = \int_0^{s_{max}} \tau(s)ds \quad (4.3)$$

La capacité portante du renfort FRP-NSM $P_{déc}$, c'est-à-dire la capacité de liaison associée à une longueur de liaison L_b égale à l_{eff} , est alors :

$$P_{déc} = \sqrt{2G_F L_{per}EA} \quad (4.4)$$

Il convient de noter que l'équation (4.4) peut être obtenue soit en résolvant l'équation (1), soit en utilisant l'approche du bilan énergétique. Dans le premier cas, G_F est indirectement obtenu comme l'aire de la loi du matériau cohésif LMC spécifique adoptée, alors que dans le second cas, aucune LMC spécifique ne doit être supposée.

Les équations (4.3) et (4.4) montrent que, pour une énergie de fracture G_F donnée, la capacité de charge est indépendante de la forme de la loi du matériau cohésif. Cependant, différentes lois du matériau cohésif entraînent différentes distributions de la contrainte de cisaillement $\tau(y)$ et, par conséquent, différentes valeurs de l_{eff} . À titre d'exemple, la figure (4.2) montre la distribution de la contrainte de cisaillement le long de la longueur collée associée à la loi du matériau cohésif bilinéaire représentée sur la figure (4.3), lorsque le glissement à l'extrémité chargée $s(y)$ est égal au glissement de décollement s_{max} . La Figure (4.3) montre certaines relations contraintes de cisaillement-glissement employées pour décrire le comportement de liaison des joints NSM, à savoir les lois du matériau cohésif linéaires et bilinéaires [131], par morceaux [150], [170] et continu [171]. Treize modèles analytiques pour l'estimation de la capacité de liaison NSM/EBR-béton/maçonnerie disponibles dans la littérature, qui sont basés

sur les lois du matériau cohésif, sont décrits dans les deux sections « Modèles analytiques disponibles » des deux parties EBR et NSM.

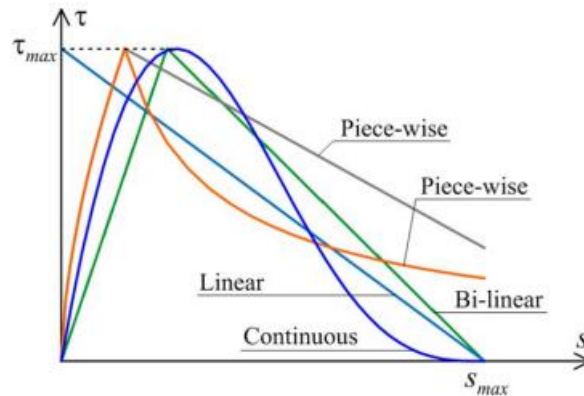


Figure 4. 3 Relation contrainte de cisaillement-glisement utilisées pour décrire le comportement de liaison NSM-béton

3 Prédiction analytique dans le cas du FRP collé à l'extérieur EBR

La réhabilitation et le renforcement des structures en béton armé ou en maçonnerie avec des renfort composites FRP collés à l'extérieur (EBR) représentent une alternative durable à la nouvelle construction car ils permettent une prolongation de la durée de vie d'origine et empêchent donc la démolition des structures existantes. La nécessité de renforcer les structures en génie civil peut dépendre de différentes raisons, telles que le vieillissement, une conception ou une construction inappropriée, un changement des charges de conception, un manque d'entretien, des dommages causés par des facteurs environnementaux ou des événements sismiques.

L'utilisation des renforts composites FRP collés à l'extérieur EBR s'est avérée être une technique efficace pour la réhabilitation/renforcement/réaménagement de structures en cisaillement [172], [173] et en flexion [174], [175]. Plusieurs modèles analytiques soient disponibles dans la littérature pour l'évaluation de la résistance de collement à l'extérieur ont été proposés par divers auteurs et certains d'entre eux que nous avons suggérés dans cette partie. Certains auteurs [176] ont montré qu'il existe de nombreuses configurations expérimentales pour évaluer la résistance de liaison FRP-substrat. La configuration expérimentale adoptée dans notre travail était l'essai de cisaillement simple (Figure 4.4), dont le composite FRP est collé sur une face d'un prisme en béton ou en bloc de maçonnerie et les fibres sont généralement tirées tandis que le prisme est retenu.

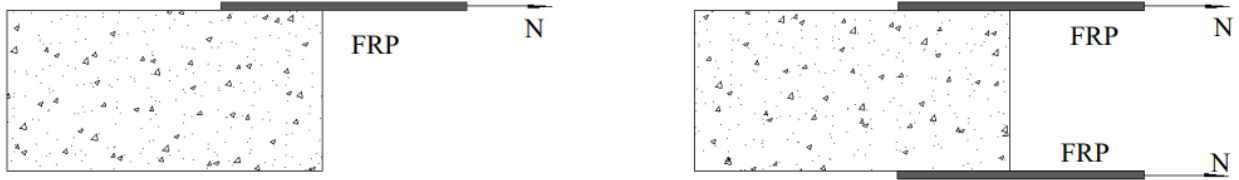


Figure 4. 4 Configurations d'essai pour l'évaluation de la résistance de liaison FRP-béton et/ou maçonnerie

Cette partie présente une évaluation de neuf modèles analytiques pour l'évaluation de la résistance de liaison entre FRP et la maçonnerie. L'évaluation a été réalisée en utilisant la base de données de notre travail expérimental effectué au niveau de laboratoire des matériaux de l'institut d'optique et mécanique de précision.

3.1 Modèles analytiques pour prédire la résistance de liaison FRP EBR-béton/maçonnerie

Neuf modèles analytiques de résistance de liaison ont été collectés dans la littérature. Les principales équations des directrices incluses dans ce travail sont brièvement rappelées dans un souci de clarté. La même notation adoptée par les auteurs est reportée ici. Dans chacun des modèles suivants, le module d'élasticité, l'épaisseur et la largeur du renfort composite FRP sont indiqués respectivement par E_f , t_f et b_f . De plus amples détails sur les formulations analytiques peuvent être trouvés dans les documents originaux.

Van Gemert [177] :

$$N_f = 0.5 \cdot b_f \cdot l_b \cdot f_{ctm} \quad (4.5)$$

Maeda et al. [178]:

$$N_f = 110.2 \times 10^{-6} \cdot E_f \cdot t_f \cdot b_f \cdot l_e \quad (4.6)$$

$$l_e = e^{6.13 - 0.580 \ln E_f t_f} \quad (4.7)$$

Khalifa et al. [179]:

$$N_f = 110.2 \times 10^{-6} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{42} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot E_f \cdot t_f \cdot b_f \cdot l_e \quad (4.8)$$

$$l_e = e^{6.13 - 0.580 \ln E_f t_f} \quad (4.9)$$

Chen et Teng [129]:

$$N_f = 0.315 \cdot \beta_p \cdot \beta_L \sqrt{f_{ck}} \cdot b_f \cdot l_e \quad (4.10)$$

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \quad (4.11)$$

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{Si } l_b \geq l_e \\ \sin \frac{\pi l_b}{2l_e} & \text{Si } l_b < l_e \end{cases} \quad (4.12)$$

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad (4.13)$$

Yang et al. [132]:

$$N_f = \left(0.5 + 0.08 \cdot \sqrt{\frac{E_f t_f}{1000}} \right) \cdot b_f \cdot l_e \cdot 0.5 \cdot f_{ctm} \quad (4.14)$$

Iso [180]:

$$N_f = b_f \cdot l_e \cdot 0.93 \cdot f_{ck}^{0.44} \quad (4.15)$$

$$l_e = 1.89 \cdot (E_f t_f)^{0.4} \quad (4.16)$$

Sato [181]:

$$N_f = (b_f + 7.4) \cdot l_e \cdot 2.68 \cdot f_{ck}^{0.2} \cdot E_f \cdot t_f \cdot 10^{-5} \quad (4.17)$$

$$l_e = 0.125 \cdot (E_f t_f)^{0.57} \quad (4.18)$$

Lu et al. [182]:

$$N_f = \beta_l \cdot b_f \cdot \sqrt{2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot G_f} \quad (4.19)$$

$$G_f = 0.308 \cdot \beta_w^2 \sqrt{f_t} \quad (4.20)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2.25 - b_f/b}{1.25 + b_f/b}} \quad (4.21)$$

Où f_t est la résistance à la traction du béton et

$\beta_l = \sin[(\pi \cdot l_b)/(2 \cdot l_e)]$ est le facteur de longueur de liaison effective.

$$l_e = a + \frac{1}{2\lambda_1} \ln \frac{\lambda_1 + \lambda_2 \tan(\lambda_2 a)}{\lambda_1 - \lambda_2 \tan(\lambda_2 a)} \quad (4.22)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{\tau_{max}}{s_0 E_f t_f}} \quad (4.23)$$

$$\lambda_2 = \sqrt{\frac{\tau_{max}}{(s_f - s_0) E_f t_f}} \quad (4.24)$$

$$a = \frac{1}{\lambda_1} \arcsin \left[0.99 \sqrt{\frac{s_f - s_0}{s_f}} \right] \quad (4.25)$$

τ_{max} est la contrainte de liaison locale maximale définie comme :

$$\tau_{max} = \alpha_1 \cdot \beta_w \cdot f_t \quad (4.26)$$

Où $\alpha_1 = 1,5$ et s_0 est le glissement local correspondant calculé comme :

$$s_0 = 0.0195 \beta_w \cdot f_t \quad (4.27)$$

Camli et Binici [130]:

$$N_f = \sqrt{\tau_f \cdot \delta_f} \cdot \sqrt{E_f \cdot t_f} \cdot b_f \cdot \tanh\left(\frac{\theta \cdot l_b}{l_e}\right) \quad (4.28)$$

$$\theta = \sqrt{\frac{\tau_f}{\delta_u \sqrt{f_c}}} \quad (4.29)$$

$$\tau_f = 3.5 \cdot f_c^{0.19} \quad (4.30)$$

$$\delta_u = f_c^\alpha \left(\frac{l_b}{l_e}\right)^\beta \left(\frac{b_f}{b}\right)^\gamma \quad (4.31)$$

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{\sqrt{f_c}}} \quad (4.32)$$

Où α , β et γ sont des coefficients obtenus par analyse de régression non linéaire et sont respectivement égaux à 0,4, 0,80 et 0,40.

Les modèles analytiques ci-dessus ont été appliqués, en supposant qu'ils fournissent la valeur moyenne de la force maximale qui peut être supportée par le joint FRP-béton.

3.2 Évaluation des modèles analytiques CFRP EBR-maçonnerie

Chaque modèle analytique a été évaluée en comparant les résultats expérimentaux de résistance de liaison avec les prédictions analytiques correspondantes. Les résultats sont fournis en termes de force expérimentale (mesurée) maximale P_{exp} et de force théorique P_{th} pour chaque modèle analytique qui peuvent être supportées par l'interface FRP-bloc de tous les échantillons.

Des diagrammes de résistance de liaison expérimentale et théorique ont été construits (figure 4.5) afin de mieux comprendre l'exactitude et la cohérence des résultats théoriques et expérimentales. Comme le montrent les diagrammes, plus les résultats sont proches de la ligne $P_{exp}/P_{th} = 1$, plus les valeurs P_{exp} et P_{th} sont proches l'une de l'autre, et par conséquent le modèle analytique est plus précis et cohérent avec nos résultats expérimentaux.

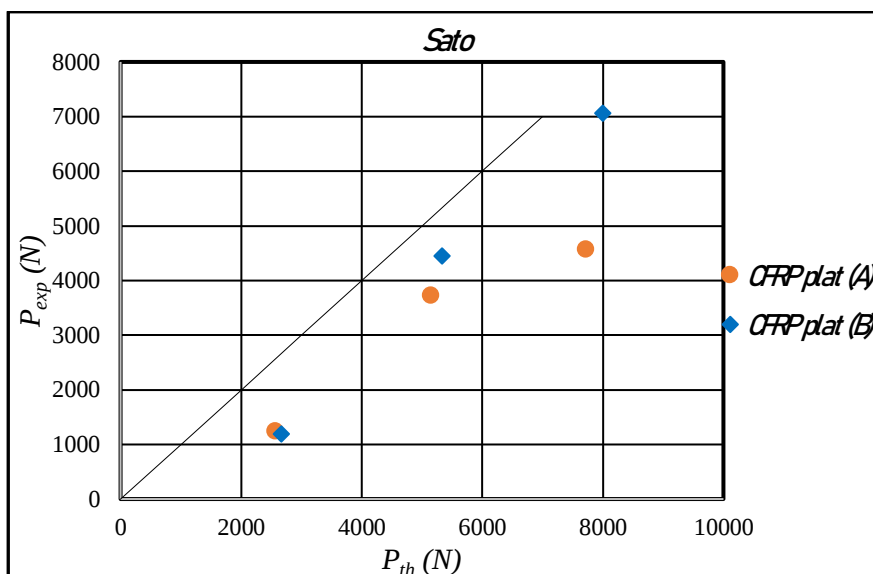
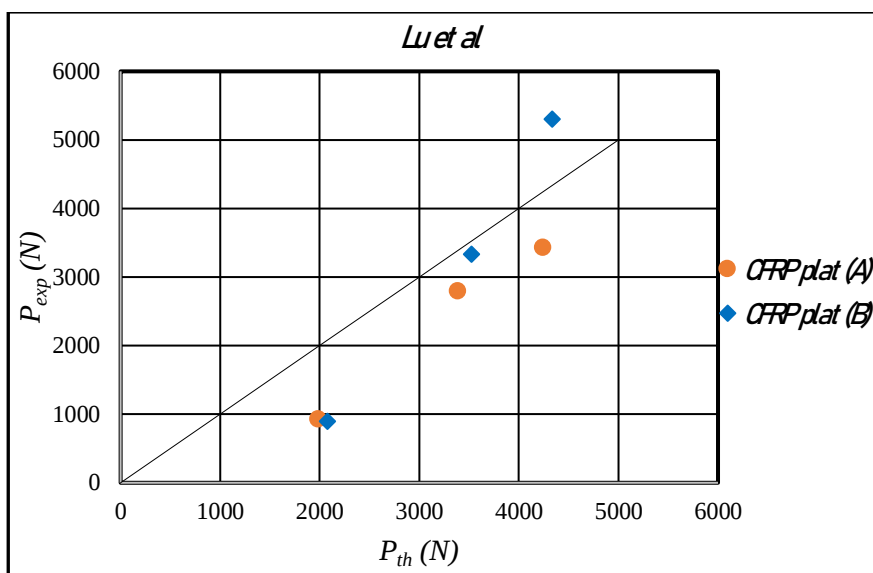
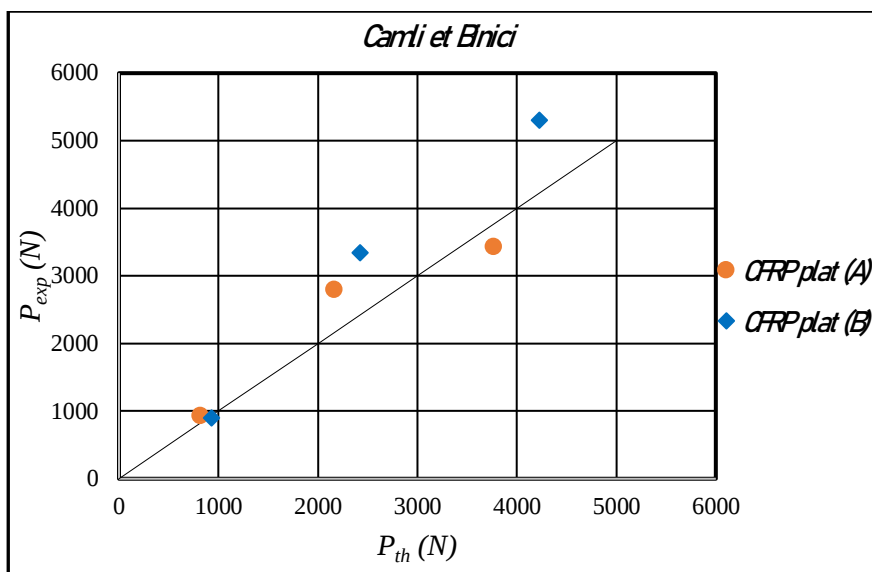
La procédure statistique a été réalisée en distinguant les différentes techniques de renforcement (NSM et EBR) et les types de renforts (CFRP plat et tissu de fibre de carbone TFC). Le tableau (4.1) résume les résultats de tous les modèles considérés pour la technique EBR que ça soit théoriques ou expérimentaux.

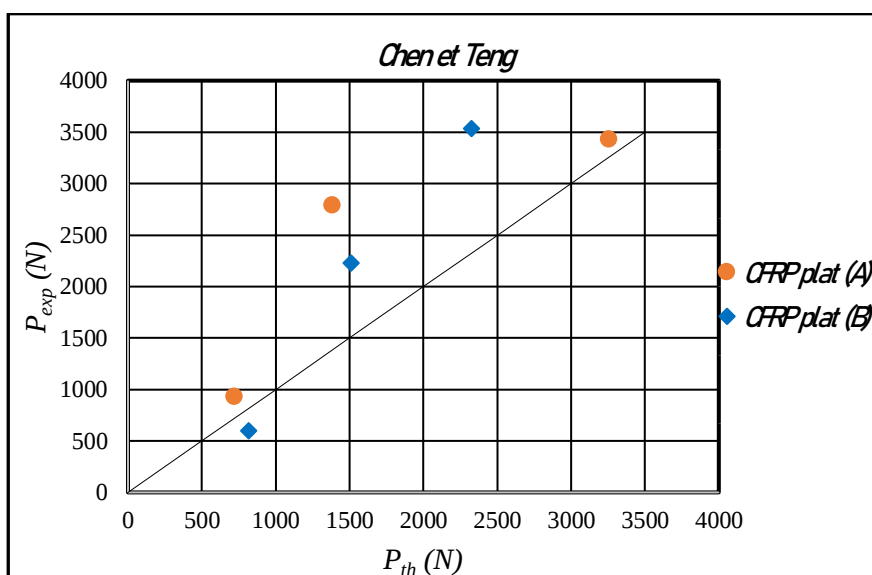
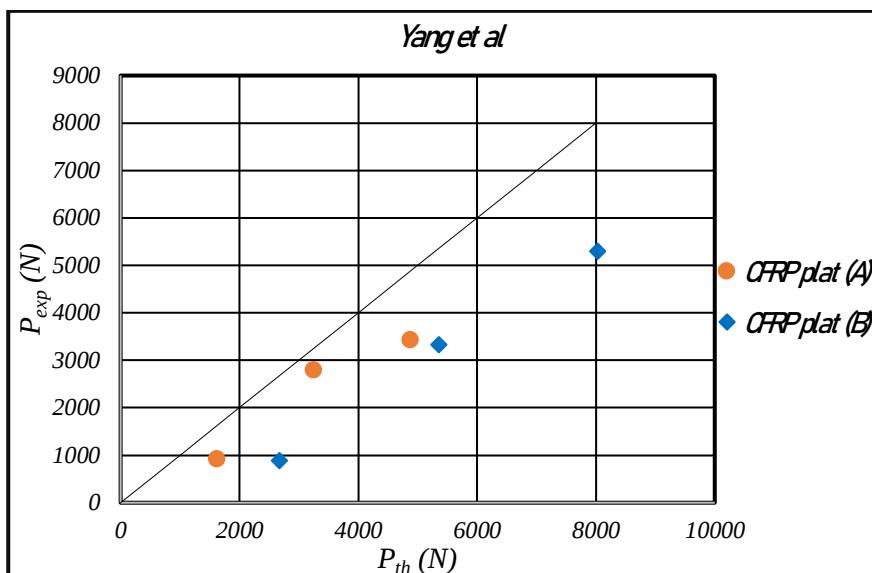
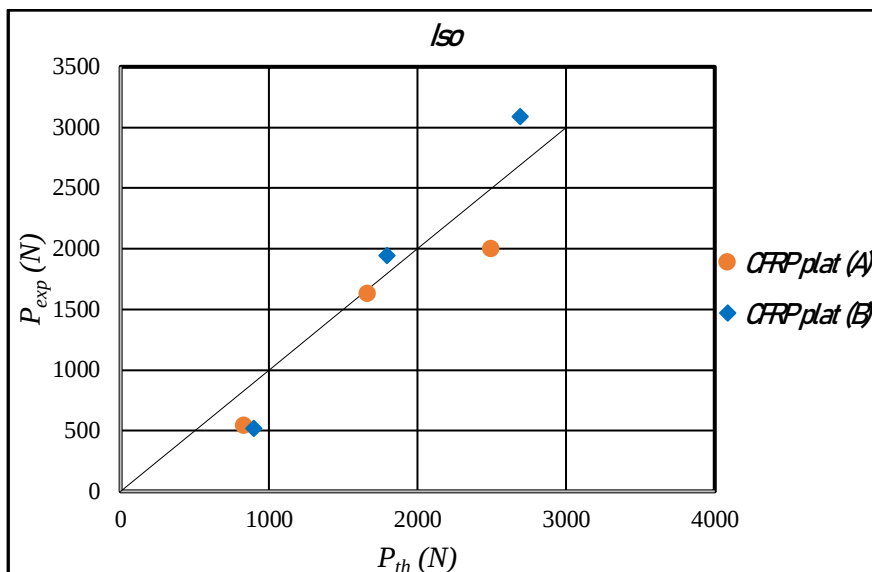
Tableau 4. 1 Résumé des résultats théoriques et expérimentaux EBR

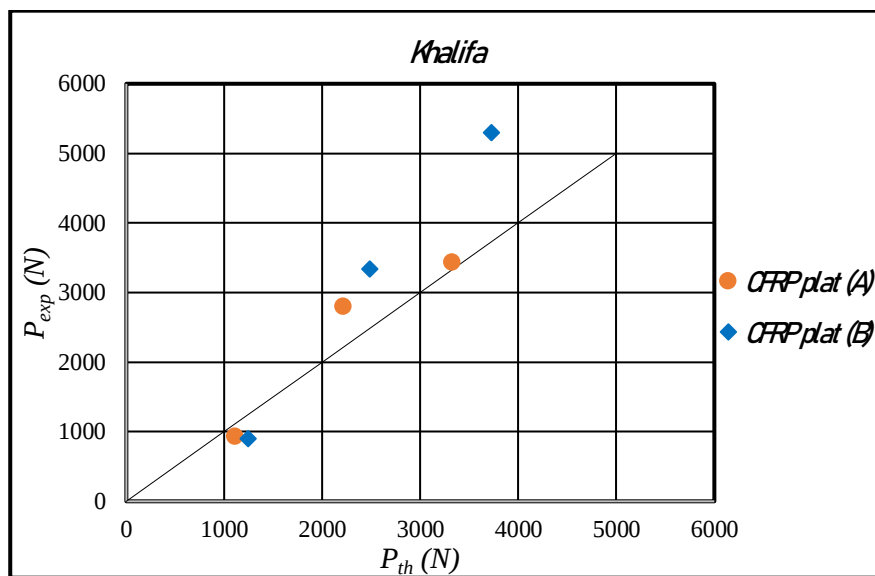
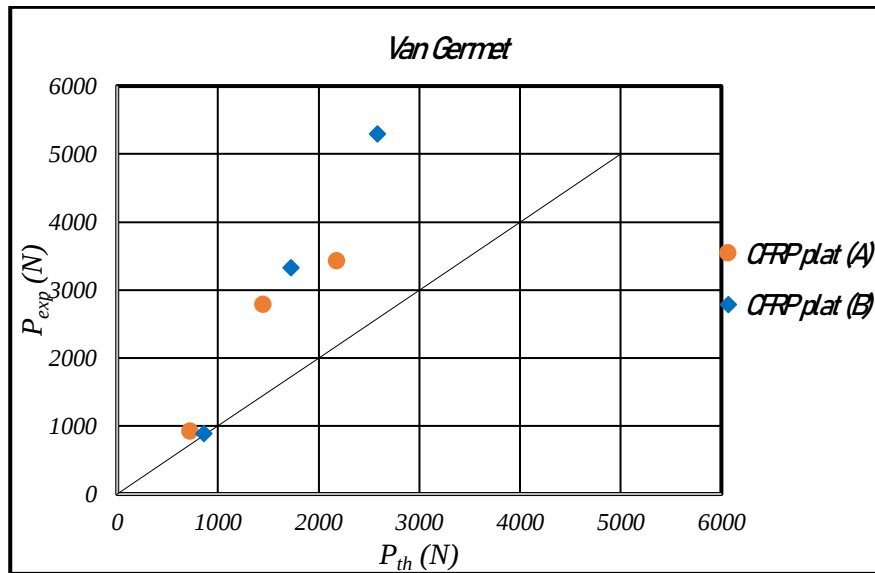
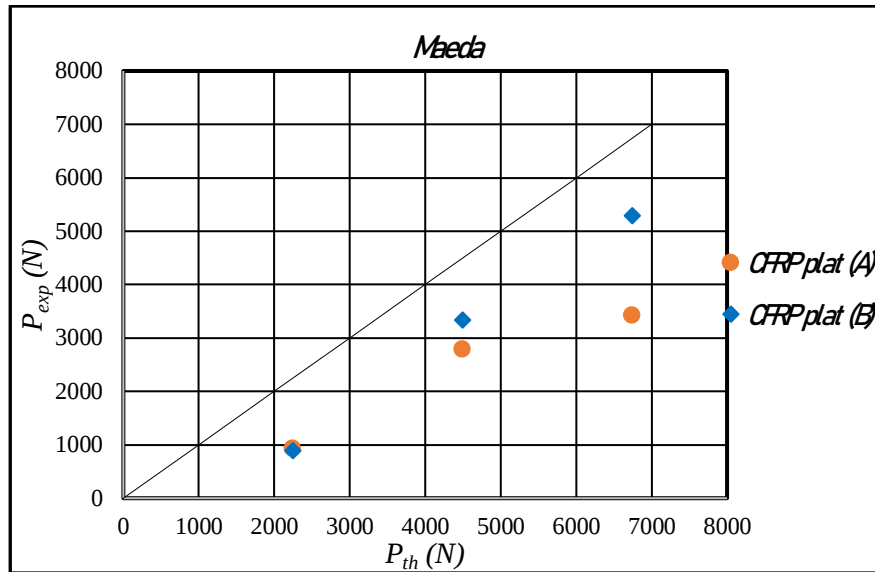
	L_b (mm)	CFRP plat (A)		CFRP plat (B)		TFC (A)		TFC(B)	
		N (th) (N)	N (exp) (N)	N (th) (N)	N (exp) (N)	N (th) (N)	N (exp) (N)	N (th) (N)	N (exp) (N)
Camli et Binici [130]	10	822,84	924,66	928,81	895,17	895,14	864,86	978,80	758,45
	20	2163,95	2788,58	2421,40	3335,60	1741,26	1028,79	1899,58	1092,68
	30	3771,52	3424,40	4223,96	5297,94	3615,77	1288,96	2717,29	1224,37
Lu et al. [182]	10	1987,31	924,66	2077,65	895,17	1987,31	864,86	2077,65	758,45
	20	3387,47	2788,58	3522,97	3335,60	3387,47	1028,79	3522,97	1092,68
	30	4245,63	3424,40	4335,97	5297,94	4245,63	1288,96	4335,97	1224,37
Sato [181]	10	2576,03	924,66	2664,72	895,17	369,35	864,86	382,07	758,45
	20	5152,07	2788,58	5329,44	3335,60	738,71	1028,79	764,15	1092,68
	30	7728,11	3424,40	7994,16	5297,94	1108,07	1288,96	1146,22	1224,37
Iso [180]	10	832,31	924,66	896,65	895,17	832,31	864,86	896,65	758,45
	20	1664,62	2788,58	1793,31	3335,60	1664,62	1028,79	1793,31	1092,68
	30	2496,94	3424,40	2689,96	5297,94	2496,94	1288,96	2689,96	1224,37
Yang et al. [132]	10	1627,48	924,66	2677,01	895,17	1762,27	864,86	2898,72	758,45
	20	3254,96	2788,58	5354,03	3335,60	3524,54	1028,79	5797,45	1092,68
	30	4882,45	3424,40	8031,04	5297,94	5286,81	1288,96	8696,17	1224,37
Chen et Teng [129]	10	723,53	924,66	817,67	895,17	707,71	864,86	762,10	758,45
	20	1386,76	2788,58	1509,55	3335,60	1346,93	1028,79	1452,76	1092,68
	30	3255,89	3424,40	2327,23	5297,94	1849,18	1288,96	1905,26	1224,37
Maeda et al. [178]	10	2248,08	924,66	2248,08	895,17	743,85	864,86	743,85	758,45
	20	4496,16	2788,58	4496,16	3335,60	1487,70	1028,79	1487,70	1092,68
	30	6744,24	3424,40	6744,24	5297,94	2231,55	1288,96	2231,55	1224,37
Khalifa et al. [179]	10	1109,39	924,66	1241,66	895,17	820,40	864,86	919,55	758,45
	20	2218,79	2788,58	2483,33	3335,60	1640,80	1028,79	1839,11	1092,68
	30	3328,18	3424,40	3724,98	5297,94	2461,20	1288,96	2758,66	1224,37

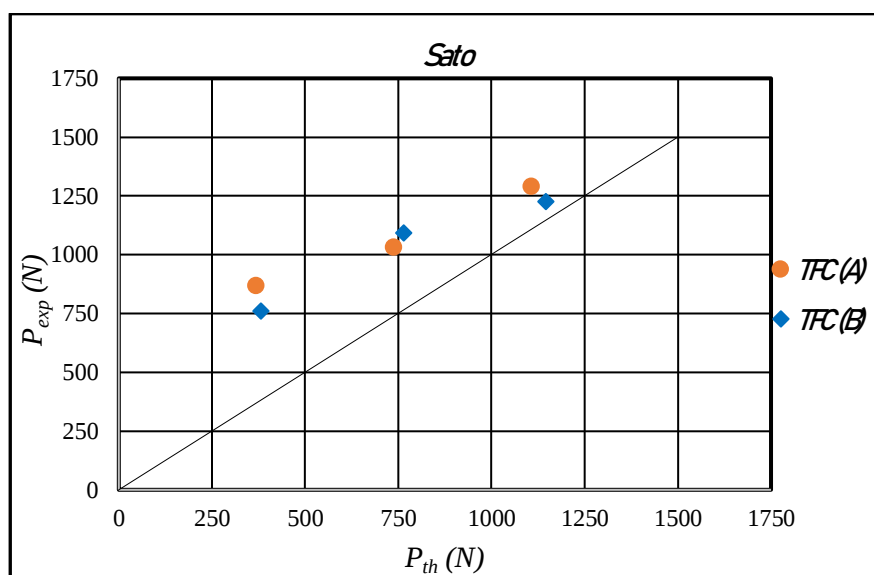
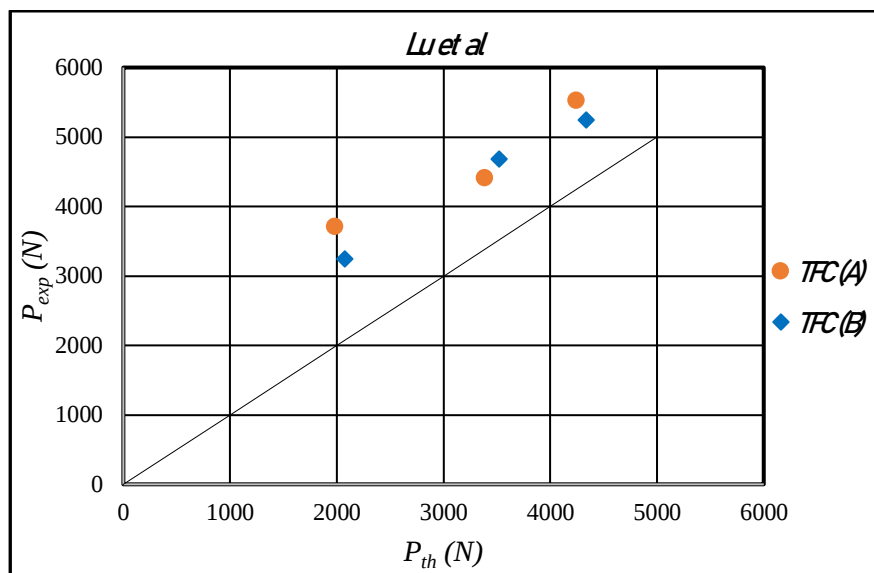
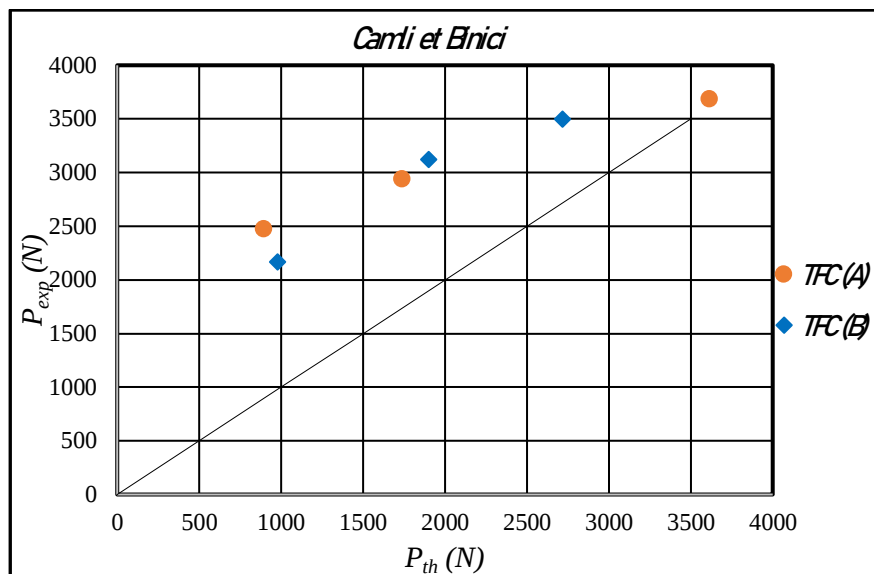
Chapitre 04. Prédiction analytique du comportement d'adhérence FRP-pierre naturelle par les techniques EBR et NSM

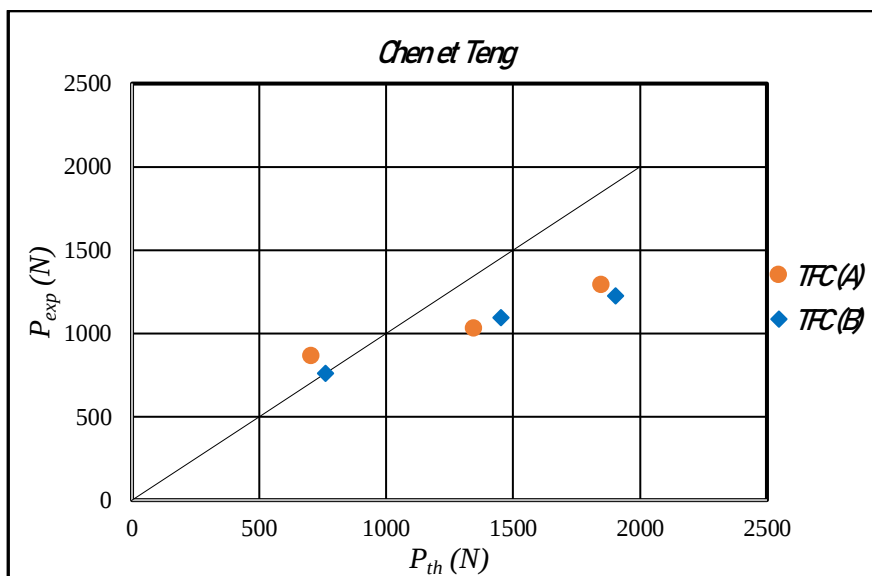
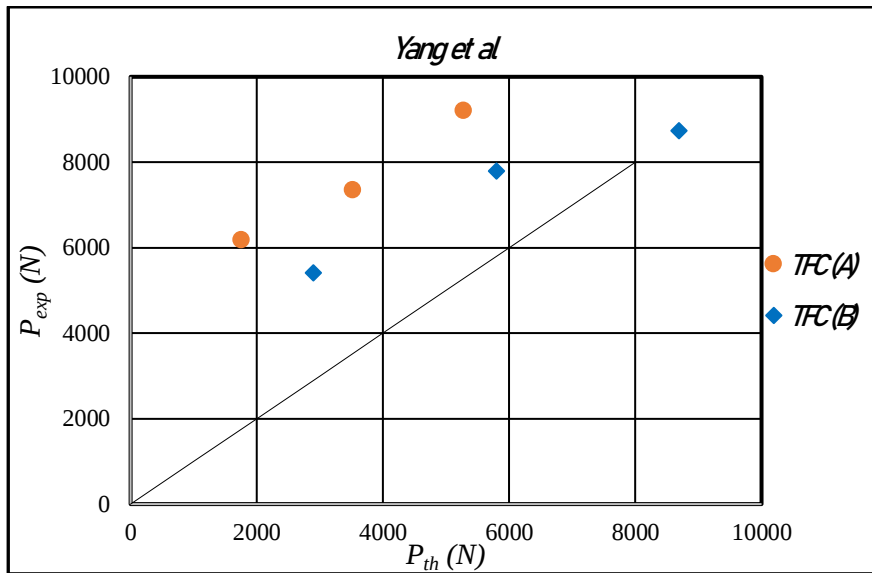
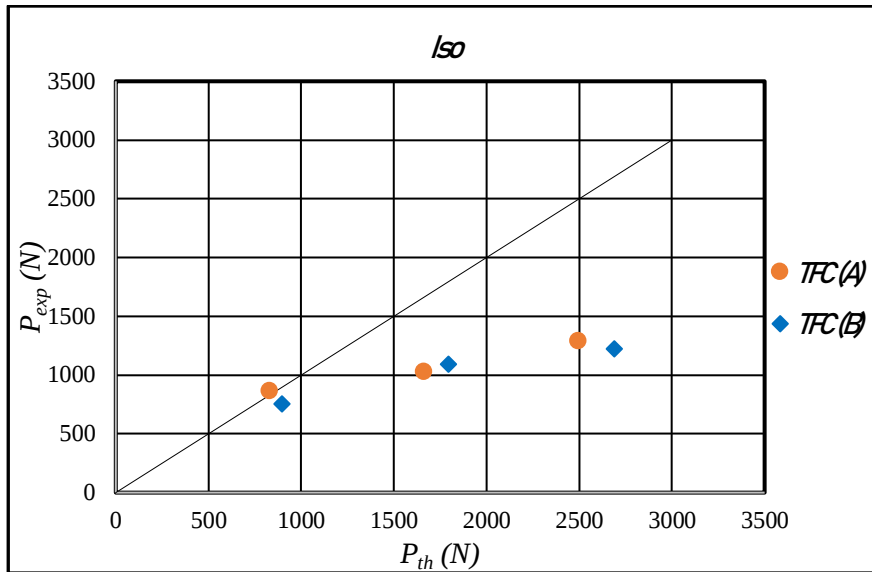
<i>Van Germet</i> [177]	10	728,00	924,66	862,00	895,17	728,00	864,86	862,00	758,45
	20	1456,00	2788,58	1724,00	3335,60	1456,00	1028,79	1724,00	1092,68
	30	2184,00	3424,40	2586,00	5297,94	2184,00	1288,96	2586,00	1224,37











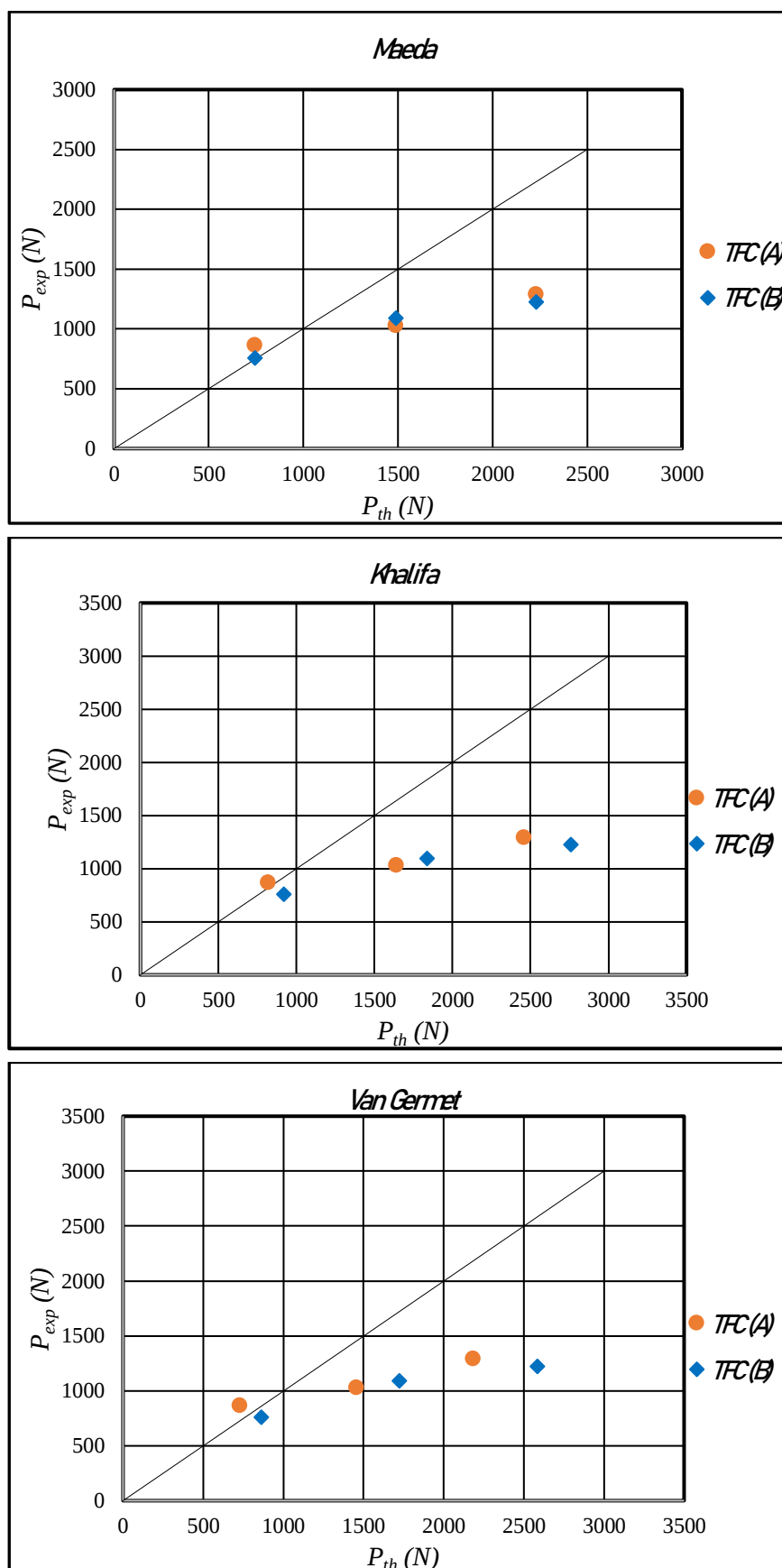


Figure 4. 5 Comparaison entre la capacité de liaison analytique et expérimentale CFRP EBR-maçonnerie

3.3 Discussion des résultats CFRP EBR-maçonnerie

En examinant les résultats présentés dans le Tableau (4.1) et la Figure (4.5), il apparaît une variation notable de la précision des modèles EBR en fonction du type de renfort et de pierre. Les modèles de Khalifa et de Camli & Binici se démarquent avec des prédictions proches des valeurs expérimentales pour des longueurs de liaison L_b de 10 mm et 20 mm dans le cas de la pierre de type (A). Pour la pierre de type (B), ces modèles maintiennent leur précision pour toutes les valeurs de L_b , tandis que le modèle de Lu surestime significativement la capacité de liaison, notamment pour $L_b = 20$ mm et 30 mm. Les modèles de Sato, Iso et Van Germet sont relativement précis pour $L_b = 10$ mm dans le cas de la pierre de type (A), mais perdent en exactitude avec l'augmentation de L_b . En revanche, pour $L_b = 30$ mm, une tendance à la sous-estimation de la résistance est observée, particulièrement pour la pierre de type (B).

Dans le cas du tissu de fibre de carbone (TFC), l'analyse est limitée par le phénomène de coupe observé pour $L_b = 20$ mm et 30 mm. Pour $L_b = 10$ mm, les modèles de Camli & Binici et de Khalifa fournissent les prédictions les plus précises. La variation de précision entre les pierres A et B illustre l'influence cruciale des propriétés mécaniques du support sur la résistance de la liaison. La corrélation entre les erreurs de prédiction et des paramètres clés du matériau, tels que la résistance à la compression, à la traction et la porosité, pourrait éclairer ces résultats. Par ailleurs, la meilleure performance des modèles pour le CFRP plat suggère une correspondance accrue entre les hypothèses des modèles (distribution des contraintes, comportement des matériaux) et la réalité du système FRP-pierre.

Les résultats des principales lignes directrices (Camli & Binici, Lu, Iso, Sato, Yang, Chen & Teng, Maeda, Khalifa et Van Germet) montrent que les prédictions restent non conservatrices dans certains cas. Certains modèles analytiques, notamment ceux de Khalifa et de Camli & Binici, montrent des performances proches des résultats expérimentaux, particulièrement dans le cas du CFRP plat collé à la pierre de type (A). Néanmoins, la précision de la majorité des modèles diverge de manière notable par rapport aux résultats expérimentaux, probablement en raison de calibrations basées sur des matériaux de résistance moindre. De plus, la coupe observée dans les essais TFC (pour $L_b = 20$ mm et 30 mm) complique la comparaison entre résultats théoriques et expérimentaux. Considérant l'ensemble des résultats, l'analyse statistique indique que la formulation analytique de Camli & Binici pour l'évaluation de la résistance de liaison CFRP-pierre reste la plus cohérente avec les résultats expérimentaux obtenus dans cette étude.

4 Prédiction analytique dans le cas du FRP montés près de la surface NSM

Les armatures en polymère renforcé de fibres (FRP) montées près de la surface (NSM) représentent une solution efficace pour renforcer et moderniser les structures en béton ou en maçonnerie existantes. Comme elles sont intégrées près de la surface, les renforts composites FRP NSM sont protégées des impacts accidentels, des températures élevées et du vandalisme et sont moins sujettes au décollement que les armatures collées à l'extérieur EB. Cependant, le décollement des armatures NSM reste le principal problème associé à cette technique de renforcement. De nombreuses études se sont concentrées sur le comportement de liaison des joints FRP NSM-béton et NSM-maçonnerie et dans certaines d'entre elles, des modèles analytiques pour la prédiction de la capacité de liaison ont été proposés. Cependant, ces modèles sont souvent basés sur quelques résultats expérimentaux d'une configuration de renforcement spécifique. La précision des modèles analytiques existants a été évaluée en comparant les résultats analytiques avec nos résultats expérimentaux qu'on a effectués.

L'efficacité du renforcement NSM dépend de la capacité de liaison FRP-substrat, qui à son tour dépend de différents paramètres, tels que les propriétés mécaniques du FRP et de l'adhérence, la géométrie du renforcement (bande et barres rondes ou rectangulaires), le traitement de surface du FRP et de la rainure, et la géométrie de la rainure [183]. Bien que la variation de ces paramètres puisse conduire à un décollement à diverses interfaces, le décollement cohésif au sein du substrat en béton ou en maçonnerie est le mode de défaillance associé à la plus grande exploitation de la résistance à la traction du composite (si la rupture en traction du composite est exclue), car les propriétés mécaniques de substrat ne peuvent pas être modifiées. Par conséquent, l'étude du comportement de liaison des composites FRP NSM appliqués aux éléments en béton/maçonnerie est d'une importance fondamentale pour obtenir des estimations précises et fiables de la résistance de l'élément renforcé. Le comportement de liaison NSM a été étudié à l'aide d'essais de cisaillement direct et de poutre [183], [184], [185], et certains modèles analytiques ont été proposés pour prédire la capacité de liaison des joints FRP NSM-substrat [126], [131], [167], [171], [186]. Cependant, ces modèles étaient souvent calibrés avec un petit nombre de résultats expérimentaux d'une configuration de renforcement spécifique, incluant souvent des échantillons avec différents modes de rupture. Les essais de cisaillement direct fournissent des informations sur le comportement de liaison de l'interface soumise soit à une condition de chargement en mode II pur, soit à une condition de chargement mixte en mode I et en mode II [187]. En général, dans les éléments en béton armé ou en

maçonnerie renforcés par EBR ou NSM, l'apparition de fissures, l'irrégularité de la surface et la direction et le type de charges appliquées déterminent un état de contrainte multiaxial sur le renforcement en FRP [188]. Par conséquent, la contrainte maximale en FRP obtenue par des essais de cisaillement direct ne peut pas être directement liée à la contrainte maximale (c'est-à-dire la contrainte effective) qui peut être supportée par le composite appliqué à l'élément structural. Cependant, les résultats des essais de cisaillement direct ont été largement utilisés comme base d'approches analytiques pour obtenir la contrainte effective en FRP dans les éléments en béton armé ou en maçonnerie renforcés en flexion et en cisaillement [189], et certaines de ces formulations ont été adoptées par des directives de conception, la déformation maximale ε_{fd} , qui peut être supportée par un composite FRP NSM appliqué à un élément de structure est liée uniquement à la déformation de rupture composite ε_{fu} (à savoir $\varepsilon_{fd} = 0,7\varepsilon_{fu}$). Bien que cette approche soit simple et permette la conception rapide du renforcement NSM, elle ne peut pas capturer les mécanismes complexes de transfert de contrainte. Ainsi, la formulation d'un modèle analytique simple capable de décrire le processus de décollement FRP NSM pourrait constituer la base du développement d'une approche de conception précise et fiable pour les éléments en béton armé et en maçonnerie renforcés par NSM.

Dans cette partie de ce chapitre, nous proposons quatre modèles analytiques permettant de prédire la capacité de liaison des joints NSM-maçonnerie. Ces modèles sont basés sur une condition de chargement en mode II de mécanique de la rupture pure et peut être appliqué soit à des bandes d'armature plat, soit à des barres rondes, soit à des barres rectangulaires. La précision de chacun de ces modèles est évaluée en comparant nos résultats expérimentaux avec les prévisions analytiques correspondantes obtenues par chaque modèle.

4.1 Modèles analytiques pour prédire la résistance de liaison CFRP NSM-béton/maçonnerie

Seracino et al. [131]

Ce modèle est basé sur un LMC linéaire à ramollissement rigide (linéaire sur la Figure 4.3) et est valable pour les bandes appliquées avec la technique EBR ou NSM qui ont échoué en raison d'un décollement cohésif [126], [131]. La solution de l'équation (4.1) avec le LMC linéaire à ramollissement rigide fournit :

$$P_{deb} = \sqrt{\tau_{max} \cdot s_{max}} \sqrt{L_{per} \cdot EA} \quad (4.33)$$

Où :

$$L_{per} = 2d_F + w_F \quad (4.34)$$

Avec $d_F = d_f + 1$ mm ; et $w_F = w_f + 2$ mm. Il convient de noter que, selon cette définition, L_{per} supposé dans ce modèle ne coïncide pas avec celui représenté sur la Figure (4.1). Si l'épaisseur de l'adhésif est supérieure à 1 mm, le chemin de fracture se produira à l'intérieur de l'adhésif. Sinon, il se produira à l'intérieur du substrat (béton/maçonnerie), comme le montre la Figure (4.1).

Pour tenir compte de l'effet de la longueur collée L_b et de l'enrobage de l'armature c , c'est-à-dire de l'épaisseur de l'adhésif recouvrant l'armature (Figure 4.1), le facteur de longueur β_L et le facteur d'enrobage β_c , respectivement, ont été ajoutés à l'équation (4.33).

$$P = \beta_L \beta_c \sqrt{\tau_{max} \cdot s_{max}} \sqrt{L_{per} \cdot EA} \quad (4.35)$$

Où :

$$\beta_c = \left(\frac{c + d_f}{d_f} \right)^{0.6} \quad (4.36)$$

β_L suppose une variation linéaire de la capacité de liaison du joint avec la longueur liée jusqu'à ce que la capacité de charge du joint P_{deb} (associée à la longueur de liaison effective l_{eff}) soit atteinte.

$$\beta_L = \frac{L_b}{l_{eff}} \leq 1 \quad (4.37)$$

En tenant compte de l'effet de confinement du bloc entourant le renfort NSM, l'énergie de rupture $G_F = \tau_{max} s_{max} / 2$ a été supposée être une fonction du rapport entre la longueur et la largeur du chemin de fracture, appelé rapport d'aspect du plan de fracture de l'interface $\phi_F = d_F / w_F$. Notez que d_F et w_F représentés sur la figure (4.1) supposent que la rupture se produit dans le substrat en béton. De plus, en supposant que l'énergie de rupture est une fonction de la résistance à la compression du béton f_c , une fonction exponentielle a été proposée pour obtenir G_F .

$$G_F = \tau_{max} \cdot s_{max} = C \cdot \phi_F^m \cdot f_c^n \quad (4.38)$$

Où C , m et n sont des constantes qui doivent être déterminées par une analyse de régression des résultats expérimentaux. Il convient de noter que la constante C n'est pas sans dimension.

En utilisant une base de données comprenant des joints EBR et NSM avec des bandes et des barres rectangulaires et avec une large gamme de propriétés ($18,9 \leq f_c \leq 65$ MPa, $85 \leq L_b \leq 350$ mm, $10,0 \leq d_f \leq 30,6$ mm et $1,2 \leq w_f \leq 101,8$ mm), Seracino et al. [131] ont déterminé les valeurs optimales de ces constantes, puis les ont ajustées pour obtenir une expression simple de G_F .

$$G_F = 0.365 \cdot \varphi_F^{0.5} \cdot f_c^{0.67} \quad (4.39)$$

En remplaçant l'équation (4.39) dans l'équation (4.35), on obtient la capacité de liaison conjointe

$$P = 0.85\beta_L \cdot \varphi_F^{0.25} \cdot f_c^{0.33} \cdot \sqrt{\left(\frac{c + d_f}{d_f}\right)^{1.2} \cdot L_{per} \cdot EA} \quad (4.40)$$

Enfin, avec le LMC rigide-ramollissant considéré, la longueur de liaison effective composite l_{eff} peut être calculée une fois que les paramètres τ_{max} et s_{max} sont connus. Considérant l'expression de τ_{max} et s_{max} calibrée dans Seracino et al. [131], l_{eff} donne :

$$l_{eff} = \frac{\pi}{2(0.802 + 0.078\varphi_F)} \sqrt{\frac{0.976\varphi_F^{0.526} EA}{f_c^{0.6} L_{per}}} \quad (4.41)$$

Il convient de noter qu'un coefficient supplémentaire β_e a été ajouté à l'équation (4.40) pour tenir compte de la distance entre le renfort FRP NSM et le bord de la section transversale le plus proche [186].

Ali et al. [167]

L'équation (4.1) a été résolue en supposant un LMC linéaire à ramollissement rigide (linéaire sur la figure 4.3) et un LMC linéaire à ramollissement élastomérique (bilinéaire sur la figure 4.3) avec la même énergie de fracture. Étant donné que G_F est égal pour les deux LMC considérés, la capacité de charge analytique fournie en résolvant l'équation (4.1) avec les LMC linéaires et bilinéaires pour un joint FRP NSM avec une longueur de liaison supérieure à la longueur de liaison effective est la même. Cependant, comme les LMC ont des formes différentes, la valeur de la longueur de liaison effective pour le même joint FRP NSM est

différente. Dans cette partie, seule la solution obtenue avec la loi LMC linéaire rigide-adoucissante est considérée, car les résultats obtenus avec la loi LMC élasto-adoucissante linéaire plus complexe étaient assez similaires [167]. La capacité de liaison du joint FRP NSM obtenue par la loi linéaire rigide-adoucissante, avec l'ajout du facteur de longueur β_L , est la même que celle fournie dans l'équation (4.35) pour $L_b \geq l_{eff}$, alors que pour $L_b < l_{eff}$ elle est :

$$P = \beta_L \sqrt{\tau_{max} \cdot s_{max}} \sqrt{C_{per} \cdot EA} \quad (4.42)$$

Où C_{per} est la longueur du chemin de fracture, considérée comme la somme des longueurs des trois côtés de la rainure [167] (Figure 4.1), où :

$$\beta_L = \begin{cases} \sin \sqrt{\frac{\tau_{max} C_{per}}{s_{max} EA}} L_b & \text{pour } L_b < l_{eff} \\ 1 & \text{pour } L_b \geq l_{eff} \end{cases} \quad (4.43)$$

C_{per} est fourni dans l'équation (4.36) et τ_{max} et s_{max} ont été étalonnés expérimentalement en fonction de la géométrie du renfort composite et de la rainure et des propriétés mécaniques de l'échantillon.

$$\tau_{max} = 0.54 \sqrt{f_c} \cdot d_f^{0.4} \cdot w_f^{0.3} \quad (4.44)$$

$$s_{max} = 0.78 \left(\frac{f_c^{0.27}}{w_g^{0.3}} \right) \quad (4.45)$$

Il convient de noter que les équations (4.44) et (4.45) ont été obtenues en tenant compte des résultats expérimentaux rapportés dans Seracino et al. [190] pour des échantillons avec des propriétés dans les plages : $30 \leq f_c \leq 65$ MPa, $100 \leq L_b \leq 350$ mm, $10 \leq d_f \leq 20$ mm et $1,2 \leq w_f \leq 2,4$ mm.

Zhang et al. [171]

Zhang et al. ont utilisé un modèle d'éléments finis à mésoéchelle pour étudier l'influence de divers paramètres, tels que les dimensions des rainures et la longueur de collage composite, sur la capacité de liaison des joints FRP NSM comprenant des bandes de CFRP. Sur la base des résultats obtenus, une fonction de puissance a été proposée pour obtenir l'énergie de fracture de l'interface G_F .

$$G_f = 0.40 \cdot \varphi_g^{0.422} \cdot f_c^{0.619} \quad (4.46)$$

Où le rapport de rainure φ_g est :

$$\varphi_g = \frac{d_g}{w_g} \quad (4.47)$$

Les résultats du même modèle d'éléments finis ont été ajustés à l'aide d'un LMC continu pour obtenir une expression analytique (approximative) de la longueur de liaison effective composite l_{eff} .

$$l_{eff} = \frac{1.66}{\tau_{max}} \sqrt{\frac{2G_F EA}{C_{per}}} \quad (4.48)$$

Où C_{per} est la somme des longueurs des trois côtés de la rainure (Figure 4.1). Une fois la longueur de liaison effective connue, les résultats numériques ont été utilisés pour calibrer le facteur de longueur β_L .

$$\beta_L = \begin{cases} \frac{L_b}{l_{eff}} \left(2.08 - 1.08 \frac{L_b}{l_{eff}} \right) & \text{pour } L_b \leq l_{eff} \\ 1 & \text{pour } L_b > l_{eff} \end{cases} \quad (4.49)$$

Considérant les équations (4.46) à (4.49), la capacité de liaison du joint FRP NSM est :

$$P = \beta_L \sqrt{2G_F \cdot C_{per} \cdot EA} \quad (4.50)$$

Le modèle proposé par Zhang et al. [171] a été validé en comparant les résultats expérimentaux rassemblés dans une base de données de joints FRP NSM avec les résultats analytiques correspondants obtenus par l'équation (4.50). La base de données couvrait une large gamme de propriétés ($23,2 \leq f_c \leq 71,1$ MPa, $30 \leq L_b \leq 350$ mm, $10 \leq d_f \leq 40$ mm et $1,2 \leq w_f \leq 20,6$ mm) y compris des spécimens avec des bandes et des barres angulaires rectangulaires.

D'Antino et al [191]

Dans cette section, un modèle analytique pour l'estimation de la capacité de liaison des joints en FRP NSM qui a été proposé par D'Antino et al [191]. Ce modèle est basé sur l'approche énergétique de la mécanique de la rupture. Selon ce modèle, la capacité de liaison du joint FRP NSM est obtenue en appliquant l'équilibre du joint NSM de la figure (4.2) et en tenant compte de la longueur de liaison NSM et de la géométrie de la rainure.

$$P = \beta_L \beta_s \sqrt{2G_F \cdot L_{per} \cdot EA} \quad (4.51)$$

Où L_{per} est la longueur du trajet de fracture dans l'échantillon, définie dans l'équation (4.34) avec $d_F = d_g + 1$ mm et $w_F = w_g + 2$ mm. Le facteur de longueur β_L et le facteur de forme β_s sont :

$$\beta_L = \begin{cases} \frac{L_b}{l_{eff}} \left(2 - \frac{L_b}{l_{eff}} \right) & \text{pour } L_b \leq l_{eff} \\ 1 & \text{pour } L_b > l_{eff} \end{cases} \quad (4.52)$$

$$\beta_s = \sqrt[4]{\varphi_g} \quad (4.53)$$

Et φ_g est défini dans l'équation (4.47). L'exposant de φ_g , soit 0,25, a été obtenu en partant de la valeur calibrée dans Zhang et al. [171] et en l'ajustant pour fournir une expression simple de β_s .

Comme on peut l'observer à partir de l'équation (4.52), une fonction parabolique est adoptée pour décrire l'augmentation de la contrainte appliquée avec l'augmentation de la longueur collée jusqu'à $L_b = l_{eff}$. La même fonction parabolique est également utilisée pour décrire la capacité de liaison des joints FRP EBR selon les directives de conception disponibles.

La longueur de liaison effective dans l'équation (4.52) peut être calculé en considérant une loi de glissement de liaison rigide-ramollissante linéaire (Linéaire dans la Figure 4.3), qui fournit une valeur finie de l_{eff} , et en supposant un glissement de décollement $s_{max} = 1$ mm (Zhang et al. [171]) :

$$l_{eff} = \frac{\pi}{2} \cdot \sqrt{\frac{EA}{2G_F \cdot L_{per}}} \quad (4.54)$$

Il convient de noter que des formulations plus complexes du LMC peuvent être adoptées pour obtenir des estimations de la longueur de liaison effective. Bien que l'utilisation de ces formulations puisse nécessiter des solutions numériques, elles pourraient être utiles dans le cas d'assemblages FRP NSM avec des types de renforcement particuliers qui présentent des mécanismes de transfert de contrainte FRP NSM particuliers [192]. Dans ce modèle, l'énergie de rupture G_F a été supposée proportionnelle à la résistance à la compression de l'échantillon [134].

$$G_F \propto f_c \quad (4.55)$$

Il convient de noter que l'équation (4.55) est une simplification communément acceptée visant à fournir une formulation simple pour obtenir l'énergie de fracture. Une loi de puissance

a été adoptée pour décrire le comportement de G_F par rapport à la résistance à la compression de l'échantillon (béton ou maçonnerie) f_c [131].

$$G_F = \eta f_c^\gamma \quad (4.56)$$

Où η et γ sont des paramètres qui doivent être étalonnés selon la base de données expérimentale. Les résultats ont montré un comportement approximativement linéaire de G_F par rapport à la résistance à la compression de l'échantillon (c'est-à-dire que γ est proche de l'unité), avec η égal à environ 0,1. Par conséquent, puisque $0,1f_c$ peut être supposé être une estimation de la résistance à la traction de l'échantillon f_{ct} , on a supposé :

$$G_F = \alpha f_{ct} \quad (4.57)$$

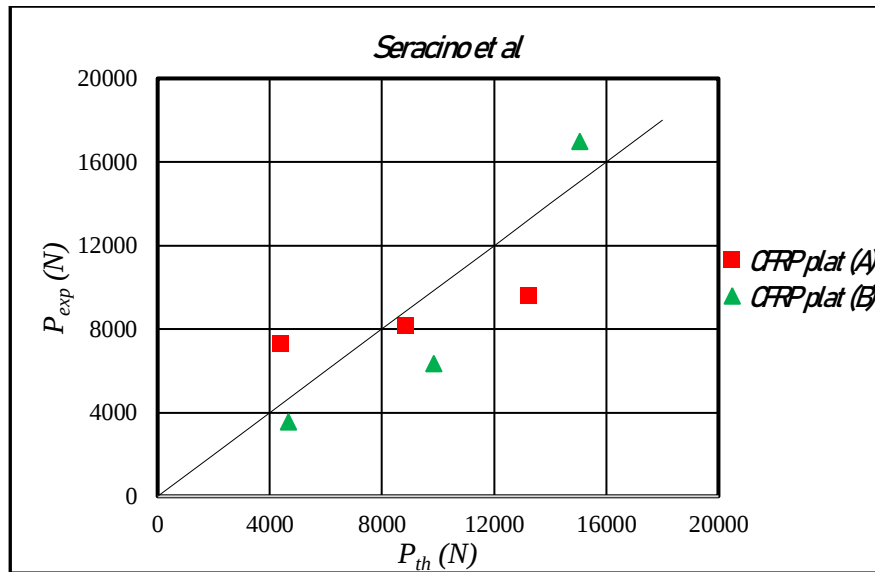
Où α = constante (en mm) égale à 1,0. Il convient de noter que l'approximation $f_{ct}=0,1f_c$ a été adoptée car des formulations plus complexes reliant la résistance à la compression de l'échantillon à la résistance à la traction correspondante n'ont pas permis d'estimer plus précisément G_F . Par conséquent, selon le modèle proposé, l'expression de la capacité de liaison du joint FRP NSM est alors

$$P = \beta_L \cdot \beta_s \sqrt{2\alpha \cdot f_{ct} \cdot L_{per} \cdot EA} \quad (4.58)$$

Le modèle de D'Antino et al. [191] peut être appliqué à tout type de renforcement, à condition que la rupture du joint FRP NSM se produise en raison d'un décollement cohésif au sein du substrat. De plus, il convient de noter que l'énergie de rupture dans l'équation (4.57) ne dépend pas de la géométrie du renforcement NSM ou de la rainure, comme dans les modèles analytiques précédentes, à l'exception du modèle empirique de Seracino et al. [131] qui ne contient pas de formulation explicite de G_F . Par conséquent, G_F de l'équation (4.57) peut être considéré comme un véritable paramètre de fracture [193].

Tableau 4. 2 Résumé des résultats théoriques et expérimentaux NSM

	L_b (mm)	CFRP plat (A)		CFRP plat (B)	
		N (th) (N)	N (exp) (N)	N (th) (N)	N (exp) (N)
Seracino et al. [131]	10	4414,49	7275,43	4670,99	3557,97
	20	8828,99	8159,57	9860,98	6349,38
	30	11243,49	9575,61	15050,98	16959,66
Ali et al. [167]	10	3908,61	7275,43	4173,04	3557,97
	20	7817,22	8159,57	8809,75	6349,38
	30	11725,83	9575,61	12519,12	16959,66
Zhang et al. [171]	10	6311,26	7275,43	4236,69	3557,97
	20	8622,52	8159,57	7531,89	6349,38
	30	12933,77	9575,61	14091,31	16959,66
D'Antino et al. [191]	10	5990,36	7275,43	5866,56	3557,97
	20	7787,47	8159,57	8473,92	6349,38
	30	10782,65	9575,61	16296,01	16959,66



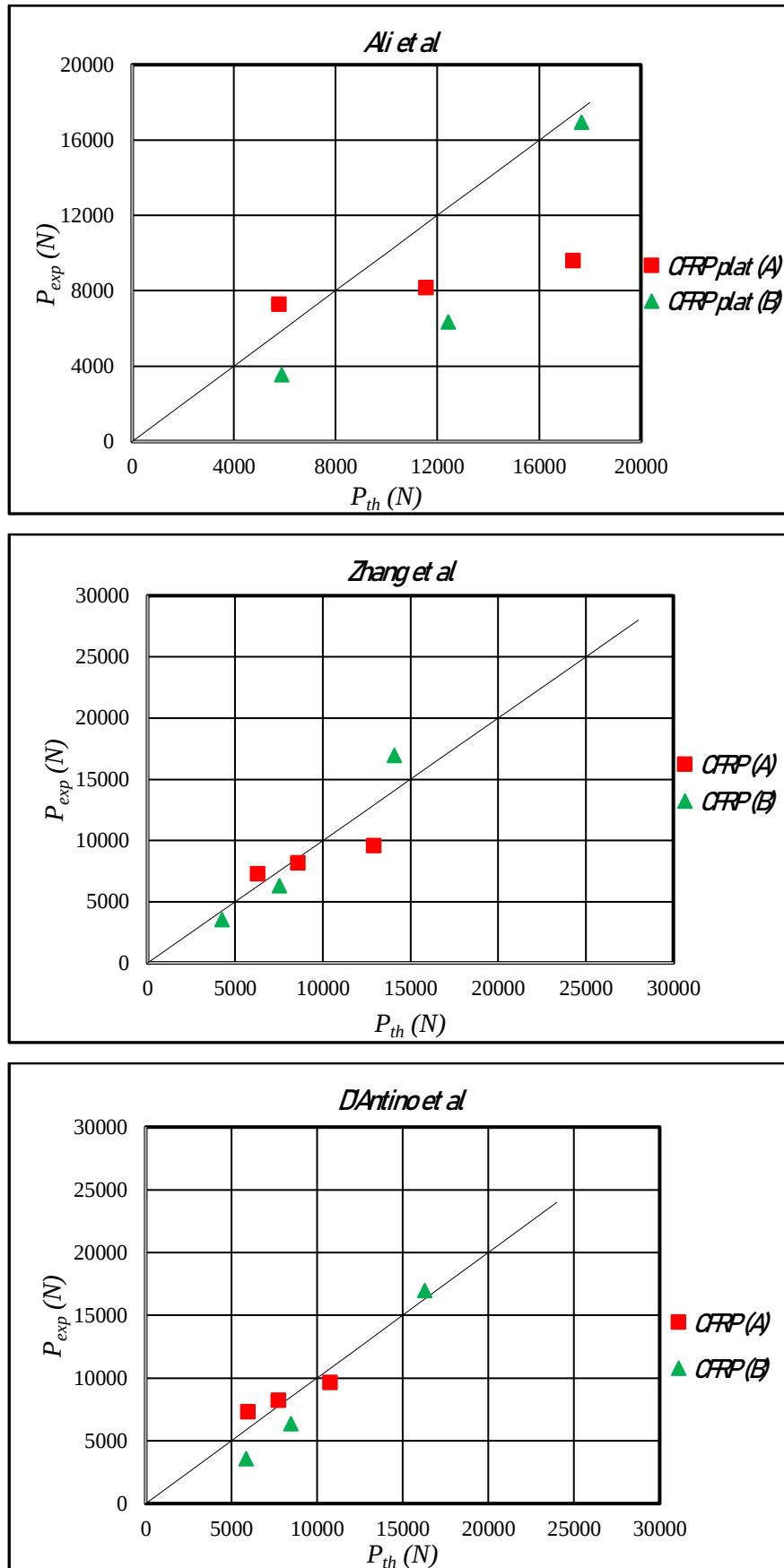


Figure 4. 6 Comparaison entre la capacité de liaison analytique et expérimentale CFRP NSM-maçonnerie

4.2 Évaluation des modèles analytiques CFRP NSM-maçonnerie

Tout comme c'était le cas dans la technique EBR, la précision de chaque modèle analytique NSM a été évaluée en comparant la capacité d'adhérence analytique et expérimentale correspondante des joints CFRP NSM. Étant donné que certains modèles analytiques n'ont été calibrés que par rapport à un type spécifique de renforcement, l'évaluation a été menée en considérant les bandes de renforcement avec des barres angulaires rectangulaires de section transversale 1.2×10 mm comme c'était le cas dans notre étude expérimentale.

La précision de chaque modèle a été évaluée par rapport à la technique de renforcement NSM en distinguant les deux types de pierre considérés A et B, en outre, la précision des modèles a également été évaluée par rapport à la base de données de nos résultats expérimentaux.

Pour approfondir l'analyse au-delà d'une simple comparaison des valeurs prédites et expérimentales, il est essentiel de décortiquer les tendances observées et de les lier aux fondements théoriques des différents modèles.

4.3 Discussion des résultats CFRP NSM-maçonnerie

Le modèle de D'Antino présente une précision exceptionnelle, avec de faibles erreurs et une bonne corrélation entre valeurs prédites et expérimentales (Figure 4.6). Bien que le modèle de Zhang présente une performance soit légèrement inférieure à celle de D'Antino, ce modèle offre de bons résultats, ce qui suggère que son approche, fondée sur l'énergie de rupture et la mécanique de la rupture, est pertinente pour décrire le comportement des assemblages FRP NSM-maçonnerie. Les modèles de Seracino et Ali tendent à sous-estimer systématiquement la résistance, probablement en raison de simplifications excessives, notamment l'utilisation d'un LMC linéaire qui ne capture pas la phase non-linéaire du comportement de l'échantillon et l'absence de prise en compte de la géométrie de la rainure dans le modèle de Seracino, menant à une approximation du confinement du composite. On remarque aussi que D'Antino se distingue par sa grande précision pour toutes les valeurs de L_b , avec des prédictions très proches des valeurs expérimentales, tandis que Zhang maintient une bonne précision, bien qu'avec une légère surestimation pour $L_b=30$ mm. Les modèles de Seracino et Ali, quant à eux, affichent des prédictions moins précises avec une tendance à sous-estimer la résistance. Encore une fois, le modèle de D'Antino fournit la meilleure précision, suivi de près par celui de Zhang. Les modèles de Seracino et Ali continuent de sous-estimer la résistance, en particulier pour $L_b = 20$

mm et $L_b = 30$ mm. La précision supérieure de D'Antino peut être attribuée à sa prise en compte de la géométrie de la rainure et à une prédiction plus affinée du comportement du substrat, tandis que la performance constante de Zhang pour les deux types de pierre démontre la robustesse de son approche basée sur la mécanique de la rupture. La sous-estimation de la résistance par Seracino et Ali reste probablement due à une simplification excessive du comportement de la liaison.

En somme, cette analyse comparative met en évidence l'importance de la prédiction précise de la géométrie de la rainure et des lois de comportement du béton dans la précision des modèles pour les assemblages FRP NSM-béton/maçonnerie.

5 Conclusion

La comparaison des modèles analytiques pour évaluer la force de liaison entre les composites FRP et les supports en béton ou maçonnerie, selon les techniques EBR et NSM, a permis de souligner l'importance de plusieurs facteurs. Les résultats de l'étude montrent que certains modèles, comme ceux de D'Antino et de Zhang, se rapprochent des valeurs expérimentales, confirmant ainsi leur robustesse. Cela s'explique par leur prise en compte des aspects critiques, tels que la géométrie de la rainure et la mécanique de la rupture, qui influencent fortement la distribution des contraintes et, par conséquent, la précision des prédictions. En revanche, les modèles de Seracino et d'Ali, malgré leur popularité, tendent à sous-estimer systématiquement la résistance, en raison d'hypothèses simplificatrices.

Cette analyse comparative souligne également l'impact des propriétés mécaniques du support sur la résistance de la liaison, surtout avec les pierres de type A et B. L'importance d'une calibration précise des modèles devient ainsi évidente pour des résultats cohérents, et l'étude montre que, pour le renforcement avec du CFRP plat, certains modèles, dont celui de Camli & Binici, atteignent une meilleure concordance avec les données expérimentales.

Enfin, les différences constatées entre les modèles et les données expérimentales révèlent des pistes d'amélioration pour la conception future des modèles analytiques. En intégrant des paramètres supplémentaires comme la résistance en traction et la porosité, il serait possible de développer des modèles encore plus précis et adaptés à une gamme plus large de configurations expérimentales et de matériaux de renforcement.

CONCLUSION GENERALE

La préservation et le renforcement des structures historiques en maçonnerie de pierre constituent un défi majeur pour le génie civil et la conservation du patrimoine bâti. L'utilisation des polymères renforcés de fibres (FRP) s'impose comme une solution efficace et innovante, permettant d'améliorer la capacité portante et la durabilité de ces structures sans altérer leur valeur architecturale. Cette thèse s'est attachée à approfondir la compréhension du comportement des maçonneries non renforcées, des techniques de renforcement par FRP, et à proposer des modèles analytiques permettant d'optimiser leur mise en œuvre.

À travers une analyse détaillée des propriétés mécaniques, des méthodes de renforcement et des interactions entre les différents composants de la maçonnerie, cette recherche a permis de :

1. Caractériser les propriétés mécaniques des maçonneries non renforcées en tenant compte des paramètres influençant leur résistance et leur rigidité. Cette première partie a mis en évidence la variabilité du comportement mécanique de la pierre naturelle et des assemblages maçonnés.
2. Explorer les techniques de renforcement par FRP, en comparant notamment les méthodes de collage en surface (EBR) et d'insertion en rainure (NSM). L'analyse des avantages et limites de ces approches a permis d'identifier les conditions optimales d'application des FRP sur les maçonneries historiques.
3. Développer des modèles analytiques pour prédire le comportement d'adhérence FRP-pierre naturelle, en s'appuyant sur la mécanique de la rupture et les interactions entre les matériaux composites et la pierre. Ces modèles ont été validés par des comparaisons avec des résultats expérimentaux, mettant en avant la pertinence des approches proposées.

Les conclusions majeures de cette étude soulignent que l'adhérence entre le FRP et la maçonnerie est un paramètre déterminant pour l'efficacité du renforcement. Les performances des techniques EBR et NSM varient en fonction de la nature du substrat pierreux, des conditions de mise en œuvre et des sollicitations mécaniques appliquées. Par ailleurs, les modèles analytiques développés dans ce travail offrent une meilleure compréhension du mécanisme de décollement et permettent d'optimiser le dimensionnement des renforcements.

Perspective et recommandations

Afin d'améliorer encore la fiabilité et l'efficacité des renforcements en FRP sur la maçonnerie de pierre, plusieurs axes de recherche peuvent être envisagés :

- ✚ Affiner les modèles analytiques en intégrant des effets liés à l'environnement (température, humidité, vieillissement) et en prenant en compte les interactions à long terme entre la pierre et les polymères renforcés de fibres.

- ✚ Explorer de nouvelles formulations de résines d'adhésion plus adaptées aux substrats pierreux anciens, en vue d'optimiser l'adhérence et la compatibilité chimique entre les matériaux.

- ✚ Évaluer l'efficacité des renforcements à l'échelle réelle sur des structures historiques, afin de valider les résultats obtenus en laboratoire et de proposer des recommandations applicables aux chantiers de restauration.

- ✚ Développer des approches hybrides combinant les FRP avec d'autres techniques de renforcement (injections de coulis, ancrages métalliques) pour une meilleure adaptation aux spécificités des bâtiments anciens.

En définitive, cette thèse apporte une contribution significative à la compréhension et à l'optimisation du renforcement des maçonneries de pierre par FRP. Les résultats obtenus constituent une base solide pour l'amélioration des pratiques de conservation et la conception de solutions innovantes garantissant à la fois sécurité structurelle, durabilité et respect du patrimoine architectural.

Références

- [1] R. R. Parajuli, A. Furukawa, and D. Gautam, “Experimental characterization of monumental brick masonry in Nepal,” in *Structures*, Elsevier, 2020, pp. 1314–1321.
- [2] R. Lumantarna, D. T. Biggs, and J. M. Ingham, “Uniaxial compressive strength and stiffness of field-extracted and laboratory-constructed masonry prisms,” *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 26, no. 4, pp. 567–575, 2014.
- [3] N. N. Thaickavil and J. Thomas, “Behaviour and strength assessment of masonry prisms,” *Case Stud. Constr. Mater.*, vol. 8, pp. 23–38, 2018.
- [4] T. P. Ganesan and K. Ramamurthy, “Behavior of concrete hollow-block masonry prisms under axial compression,” *J. Struct. Eng.*, vol. 118, no. 7, pp. 1751–1769, 1992.
- [5] G. Mohamad, P. B. Lourenço, and H. R. Roman, “Mechanics of hollow concrete block masonry prisms under compression: Review and prospects,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 29, no. 3, pp. 181–192, 2007.
- [6] J. Thamboo, “Performance of masonry columns confined with composites under axial compression: A state-of-the-art review,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 274, p. 121791, 2021.
- [7] A. W. Page and P. W. Kleeman, “INFLUENCE OF CAPPING MATERIAL AND PLATEN RESTRAINT ON THE FAILURE OF HOLLOW MASONRY UNITS AND PRISMS,” *Brick Block Mason.*, vol. 1, pp. 662–670, 1991.
- [8] J. R. Harding, R. T. Laird, and D. G. Beech, “Effect of rate of loading and type of packing on measured strength of bricks,” in *Proc. of the British Ceramic Society*, 1973, pp. 7–24.
- [9] N. W. Kelch and F. E. Emme, “Effect of Type, Thickness, and Age of Capping Compounds on the Apparent Compressive Strength of Brick,” *ASTM Bull. TP*, vol. 116, pp. 38–41, 1958.
- [10] F. M. Khalaf and A. W. Hendry, “Effect of bed-face preparation in compressive testing of masonry units,” in *Masonry(4). Proc. 2 nd Int. Masonry Conf. London*, 1989.
- [11] D. G. Beech, J. B. Everill, and H. W. H. West, “Effect of size of packing material on brick crushing strength,” in *Proc. of the British Ceramic Society*, 1973, pp. 1–6.
- [12] H. K. HILSDORF, “Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression,” *Des. Eng. Constr. with Mason. Prod.*, pp. 34–41, 1969.
- [13] W. Ridinger, J. L. Noland, and C. C. Feng, “On the Effect of Interface Condition and Capping Configuration on the Results of Hollow Clay Masonry Unit Compressive Tests,” in *Proceedings of the Second Canadian Masonry Symposium*, 1980, pp. 25–38.
- [14] P. Segall and D. D. Pollard, “Mechanics of discontinuous faults,” *J. Geophys. Res. Solid Earth*, vol. 85, no. B8, pp. 4337–4350, 1980.
- [15] H. Dürrast, E. Jahns, A. Tischer, and S. Siegesmund, “Vorzugsorientierungen der Mikrorißbildung im triaxialen Verformungsexperiment am Beispiel des Piesberger Sandsteins,” 2001.
- [16] K. Thuro, R. J. Plinninger, S. Zäh, and S. Schütz, “Scale effects in rock strength

- properties. Part 1: Unconfined compressive test and Brazilian test,” in *ISRM regional symposium, EUROCK*, 2001, pp. 169–174.
- [17] Z. T. Bieniawski, “Mechanism of the fracture of rocks,” 1967, *Pergamon Press, New York*.
 - [18] K. Wesche, “Baustoffe für tragende Bauteile II, 2,” 1981, *Auflage*.
 - [19] H. Rohowski, “Druckfestigkeit und Ausbruchlast neu geregelt,” *Naturstein*, vol. 3, pp. 88–92, 2001.
 - [20] F. de Quervain and A. von Moos, *Technische Gesteinskunde*, vol. 1. Springer, 1967.
 - [21] A. Peschel, “Zur ermittlung und bewertung von festigkeitseigenschaften bei natursteinen,” *Z Angew Geol*, vol. 20, pp. 118–128, 1974.
 - [22] H. R. Wenk, *Preferred orientation in deformed metal and rocks: an introduction to modern texture analysis*. Elsevier, 2013.
 - [23] S. Siegesmund, “Modelling of the thermal conductivity observed in paragneisses of the KTB pilot hole,” 1994.
 - [24] F.-J. Brosch, K. Schachner, M. Blümel, A. Fasching, and H. Fritz, “Preliminary investigation results on fabrics and related physical properties of an anisotropic gneiss,” *J. Struct. Geol.*, vol. 22, no. 11–12, pp. 1773–1787, 2000.
 - [25] D. Strohmeyer and S. Siegesmund, “Influence of anisotropic fabric properties on the mechanical strength of selected building stones,” 2002.
 - [26] E. Morsy, “Investigation of mortar properties influencing brickwork strength,” *KB thesis scanning Proj. 2015*, 1968.
 - [27] T. R. M. Packulak, J. J. Day, M. R. McDonald, A. C. Jacksteit, and M. S. Diederichs, “Measurement of true tensile strength from Brazilian tensile strength laboratory tests,” *Can. Geotech. J.*, vol. 62, pp. 1–14, 2024.
 - [28] A. Hoffmann and S. Siegesmund, “Investigation of dimension stones in Thailand: an approach to a methodology for the assessment of stone deposits,” 2007.
 - [29] J. Ruedrich and S. Siegesmund, “Salt-induced weathering: an experimental approach,” 2007.
 - [30] E. Winkler, *Stone in architecture: properties, durability*. Springer Science & Business Media, 2013.
 - [31] R. Ulusay and J. A. Hudson, “International Society for Rock Mechanics (ISRM), the complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring, 1974–2006,” 2007, *Pergamon, Oxford*.
 - [32] M. R. Smith, “Stone: Building stone, rock fill and armourstone in construction,” Geological Society of London, 1999.
 - [33] T. Efe, N. Sengun, S. Demirdag, K. Tufekci, and R. Altindag, “Effect of sample dimension on three and four points bending tests of fine crystalline marble and its relationship with direct tensile strength,” in *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, IOP Publishing, 2019, p. 12093.
 - [34] B. Vasarhelyi, “Some observations regarding the strength and deformability of

- sandstones in dry and saturated conditions,” *Bull. Eng. Geol. Environ.*, vol. 62, no. 3, pp. 245–249, 2003.
- [35] Á. Török and R. Přikryl, “Current methods and future trends in testing, durability analyses and provenance studies of natural stones used in historical monuments,” *Eng. Geol.*, vol. 115, no. 3–4, pp. 139–142, 2010.
- [36] A. Koch and S. Siegesmund, “The combined effect of moisture and temperature on the anomalous expansion behaviour of marble,” *Environ. Geol.*, vol. 46, no. 3, pp. 350–363, 2004.
- [37] S. Mosch and S. Siegesmund, “Statistische Bewertung gesteintechnischer Kenndaten von Natursteinen,” 2007.
- [38] A. Peschel, “Eigenschaften der Natursteine und ihre Prüfung. Natursteine. Monographienreihe–Nutzbare Gesteine und Industriemineralien,” 1983, *Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig–Stuttgart*.
- [39] R. E. Goodman, “Methods of geological engineering in discontinuous rocks,” (No Title), 1976.
- [40] R. E. Goodman, *Introduction to rock mechanics*. John Wiley & Sons, 1991.
- [41] S. Gentier, J. Riss, G. Archambault, R. Flamand, and D. Hopkins, “Influence of fracture geometry on shear behavior,” *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 37, no. 1–2, pp. 161–174, 2000.
- [42] R. Olsson and N. Barton, “An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints,” *Int. J. rock Mech. Min. Sci.*, vol. 38, no. 3, pp. 317–329, 2001.
- [43] F. D. Patton, “Multiple modes of shear failure in rock,” in *ISRM Congress*, ISRM, 1966, p. ISRM-1CONGRESS.
- [44] J. C. Jaeger, “Friction of rocks and stability of rock slopes,” *Geotechnique*, vol. 21, no. 2, pp. 97–134, 1971.
- [45] N. Barton, “Review of a new shear-strength criterion for rock joints,” *Eng. Geol.*, vol. 7, no. 4, pp. 287–332, 1973.
- [46] N. Barton and V. Choubey, “The shear strength of rock joints in theory and practice,” *Rock Mech.*, vol. 10, no. 1, pp. 1–54, 1977.
- [47] G. Grasselli and P. Egger, “Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters,” *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 40, no. 1, pp. 25–40, 2003.
- [48] H. W. H. West, “The flexural strength of clay masonry determined from wallette specimens,” *Proc. 4th IBMAC, Brugge, Pap.*, 1976.
- [49] F. B. Johnson, “Designing, engineering, and constructing with masonry products,” (No Title), 1969.
- [50] A. W. Hendry and A. W. Hendry, “Masonry in Tension, Shear and Biaxial Stress,” *Struct. Mason.*, pp. 71–89, 1998.
- [51] B. Grandet, “Physico-chemical mechanisms of the bond between clay and cement,” in *Proc. 3rd Int. Brick and Block Masonry Conf*, 1975, pp. 217–221.

- [52] C. Groot, *Effects of water on mortar-brick bond*. Technische Universiteit Delft, 1993.
- [53] L. Binda and G. Baronio, "SURVEY OF BRICK/BINDER ADHESION IN 'POWDERED BRICK' MORTARS AND PLASTERS," *Mason. Int.*, vol. 2, no. 3, pp. 87–92, 1988.
- [54] B. P. Sinha, "Model studies related to load-bearing brickwork," *KB thesis scanning Proj. 2015*, 1967.
- [55] C. Anderson, "Tensile bond tests with concrete blocks," *Int. J. Mason. Constr.*, vol. 1, no. 4, pp. 134–148, 1981.
- [56] C. Anderson and L. C. Held, "The effect of sand grading on mortar properties and the tensile bond of brickwork specimens," in *Proceedings of the British Masonry Society*, 1986, pp. 1–5.
- [57] P. Schubert, "Tensile and flexural strength of masonry-influences, test methods, test results," *Stress*, vol. 50, no. 2, pp. 895–907, 1994.
- [58] L. R. Baker, "Flexural action of masonry structures under lateral load," 1981, *Deakin University*.
- [59] A. Sise, N. G. Shrive, and E. L. Jessop, "Flexural bond strength of masonry stack prisms," *Masonry(2) Stoke-on-Trent*, 1988, pp. 103–107, 1988.
- [60] W. Mann, "TENSILE AND FLEXURAL STRENGTH OF MASONRY-THEORETICAL BASIS AND COMPARISON WITH TEST RESULTS," *Brick Block Mason.*, vol. 3, pp. 1292–1301, 1991.
- [61] A. Fried, C. Anderson, and D. Gairns, "COMPARATIVE STUDY OF EXPERIMENTAL TECHNIQUES FOR DETERMINING THE FLEXURAL RESISTANCE OF MASONRY," *Masonry(2) Stoke-on-Trent*, 1988, pp. 98–102, 1988.
- [62] L. R. Baker and G. L. Franken, "Variability aspects of the flexural strength of brickwork," *Proc. 4th IBMAC, Brugge*, 1976.
- [63] R. H. Brown and B. D. Palm, "Flexural Strength of Brick Masonry Using the Bond Wrench," in *Proc. 2 nd Northern American Masonry Conference, held at University of Maryland, Md, 9-11 August, 1982. Edited by D. W. Vannoy and J. Colville. Denver, Colorado, The Masonry Society, 1982. Paper 1.*, 1982.
- [64] A. W. Hendry and B. P. Sinha, *Shear tests on full-scale single-storey brickwork structures subjected to precompression*. British Ceramic Research Association, 1969.
- [65] B. P. Sinha and A. W. Hendry, "Racking Tests on Storey-Height Shear Wall Structures with Openings Subjected to Precompression," *Des. Eng. Constr. with Mason. Prod. Gulf Publ. Co., Houston, Texas*, pp. 192–199, 1969.
- [66] W. Mann and H. Müller, "Failure of shear-stressed masonry: an enlarged theory, tests and application to shear walls," 1982.
- [67] C. Dialer, "Some remarks on the strength and deformation behaviour of shear stressed masonry panels under static monotonic loading," *Brick Block Mason.*, vol. 1, pp. 276–283, 1991.
- [68] W. Samarasinghe, "In Plane Strength of Brickwork," *Ph. D Thesis, Univ. Edinburgh*, pp. 162–167, 1980.

- [69] A. W. Page, “An experimental investigation of the biaxial strength of brick masonry,” in *Proceedings of the Sixth International Brick Masonry Conference (Rome)*, 1982, pp. 3–15.
- [70] H. R. Ganz, R. Guggisberg, J. Schwartz, and B. Thürlimann, *Contributions to the design of masonry walls*. Springer, 1989.
- [71] G. A. Hegemier, R. O. Nunn, and S. K. Arya, “Behaviour of concrete masonry under biaxial stresses,” in *Proceedings of the North American Masonry Conference*, University of Colorado Boulder, CO, 1978, pp. 76–84.
- [72] A. A. Hamid and R. G. Drysdale, “Proposed failure criteria for concrete block masonry under biaxial stresses,” *J. Struct. Div.*, vol. 107, no. 8, pp. 1675–1687, 1981.
- [73] R. H. Atkinson and J. L. Noland, “A proposed failure theory for brick masonry in compression,” in *Proc., 3rd Canadian Masonry Symp*, 1983, pp. 1–5.
- [74] K.-H. Yang, Y. Lee, and Y.-H. Hwang, “A Stress-Strain Model for Brick Prism under Uniaxial Compression,” *Adv. Civ. Eng.*, vol. 2019, no. 1, p. 7682575, 2019.
- [75] C. de S. Barbosa and J. B. de Hanai, “Strength and deformability of hollow concrete blocks and their correlations with mechanical properties of constituent material,” in *10th Canadian Masonry Symposium*, Banff Alberta, June, 2005, pp. 8–12.
- [76] M. M. T. Lakshani, T. Jayathilaka, and J. A. Thamboo, “Experimental investigation of the unconfined compressive strength characteristics of masonry mortars,” *J. Build. Eng.*, vol. 32, p. 101558, 2020.
- [77] N. Makoond, A. Cabané, L. Pela, and C. Molins, “Relationship between the static and dynamic elastic modulus of brick masonry constituents,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 259, p. 120386, 2020.
- [78] G. Mohamad, F. S. Fonseca, A. T. Vermeltfoort, D. R. W. Martens, and P. B. Lourenço, “Strength, behavior, and failure mode of hollow concrete masonry constructed with mortars of different strengths,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 134, pp. 489–496, 2017.
- [79] G. Mohamad, F. S. Fonseca, A. T. Vermeltfoort, and A. Lubeck, “Stiffness plasticity degradation of masonry mortar under compression: preliminar results,” *Rev. IBRACON Estruturas e Mater.*, vol. 11, pp. 279–295, 2018.
- [80] M. B. Ravula and K. V. L. Subramaniam, “Experimental investigation of compressive failure in masonry brick assemblages made with soft brick,” *Mater. Struct.*, vol. 50, pp. 1–11, 2017.
- [81] G. Mohamad, P. B. Lourenço, and H. R. Roman, “Mechanical behavior assessment of concrete block masonry prisms under compression,” 2005.
- [82] A. Drougkas, E. Verstrynge, R. Hayen, and K. Van Balen, “The confinement of mortar in masonry under compression: experimental data and micro-mechanical analysis,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 162, pp. 105–120, 2019.
- [83] F. M. Khalaf, “Factors influencing compressive strength of concrete masonry prisms,” *Mag. Concr. Res.*, vol. 48, no. 175, pp. 95–101, 1996.
- [84] K. Mackie, Z. Haber, and M. Olka, “Thermo-mechanical durability of carbon fiber reinforced polymer strengthened reinforced concrete beams,” 2009, Accessed: Aug.

- 17, 2025. [Online]. Available: <https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/17074>
- [85] A. Elarbi, “Durability performance of frp strenghtened concrete beams and columns exposed to hygrothermal environment,” 2011, Accessed: Aug. 09, 2025. [Online]. Available: https://digitalcommons.wayne.edu/oa_dissertations/307/
- [86] H.-C. Wu and C. D. Eamon, “Strengthening of concrete structures using fiber reinforced polymers (FRP): design, construction and practical applications,” 2017.
- [87] L. C. Bank, *Composites for construction: structural design with FRP materials*. John Wiley & Sons, 2006.
- [88] T. Deák and T. Czigány, “Chemical composition and mechanical properties of basalt and glass fibers: a comparison,” *Text. Res. J.*, vol. 79, no. 7, pp. 645–651, 2009.
- [89] R. M. Jones, *Mechanics of composite materials*. CRC press, 2018.
- [90] T. W. Clyne and D. Hull, *An introduction to composite materials*. Cambridge university press, 2019.
- [91] A. R. Bunsell, S. Joannès, and A. Thionnet, *Fundamentals of fibre reinforced composite materials*. CRC Press, 2021.
- [92] V. Fiore, T. Scalici, L. Calabrese, A. Valenza, and E. Proverbio, “Effect of external basalt layers on durability behaviour of flax reinforced composites,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 84, pp. 258–265, 2016.
- [93] Y. Mishra, N. H. Kumar, and I. I. M. Priya, “Simulation of high velocity impact test on GFRP,” in *IOP Conference Series. Materials Science and Engineering*, IOP Publishing, 2020.
- [94] P. M. Gore and B. Kandasubramanian, “Functionalized aramid fibers and composites for protective applications: a review,” *Ind. Eng. Chem. Res.*, vol. 57, no. 49, pp. 16537–16563, 2018.
- [95] T. Tanimoto and A. Yokoyama, “Damage mechanics on hydrothermal-aged fiber-reinforced plastics (FRP),” *Compos. Mater. Test. Des.*, vol. 1274, p. 88, 1996.
- [96] M. Wakabayashi, *Design of earthquake-resistant buildings*. McGraw-Hill Companies, 1986.
- [97] A. W. Page, *Earthquakes and unreinforced masonry structures: an Australian overview*. Department of Civil Engineering and Surveying, University of Newcastle, 1996.
- [98] M. A. Aiello and M. Leone, “Interface analysis between FRP EBR system and concrete,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 39, no. 4, pp. 618–626, 2008.
- [99] A. Merdas, B. Fiorio, and N.-E. Chikh, “Étude de l’adhérence des joncs et des plats composite avec le béton par flexion (beam test),” *Comptes Rendus Mécanique*, vol. 339, no. 12, pp. 796–804, 2011.
- [100] A. Merdas, B. Fiorio, and N.-E. Chikh, “Aspects of bond behavior for concrete beam strengthened with carbon fibers reinforced polymers–near surface mounted,” *J. Reinf. Plast. Compos.*, vol. 34, no. 6, pp. 463–478, 2015.
- [101] A. Douadi, A. Merdas, and Ł. Sadowski, “The bond of near-surface mounted

- reinforcement to low-strength concrete,” *J. Adhes. Sci. Technol.*, vol. 33, no. 12, pp. 1320–1336, 2019, doi: 10.1080/01694243.2019.1592944.
- [102] C. Mazzotti, B. Ferracuti, and A. Bellini, “Experimental bond tests on masonry panels strengthened by FRP,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 80, pp. 223–237, 2015.
- [103] N. G. Shrive, “The use of fibre reinforced polymers to improve seismic resistance of masonry,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 20, no. 4, pp. 269–277, 2006.
- [104] Z. S. Wu, “Structural strengthening and integrity with hybrid FRP composites,” in *Proc., 2nd Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering (CICE)*, 2004, pp. 93–105.
- [105] M. A. ElGawady, P. Lestuzzi, and M. Badoux, “In-plane seismic response of URM walls upgraded with FRP,” *J. Compos. Constr.*, vol. 9, no. 6, pp. 524–535, 2005.
- [106] T. Stratford, G. Pascale, O. Manfroni, and B. Bonfiglioli, “Shear strengthening masonry panels with sheet glass-fiber reinforced polymer,” *J. Compos. Constr.*, vol. 8, no. 5, pp. 434–443, 2004.
- [107] O. S. Marshall and S. C. Sweeney, “In-plane shear performance of masonry walls strengthened with FRP,” in *International SAMPE Symposium and Exhibition*, SAMPE; 1999, 2002, pp. 929–940.
- [108] M. R. Ehsani, H. Saadatmanesh, and A. Al-Saidy, “Shear behavior of URM retrofitted with FRP overlays,” *J. Compos. Constr.*, vol. 1, no. 1, pp. 17–25, 1997.
- [109] T. C. Triantafillou, “Composites: a new possibility for the shear strengthening of concrete, masonry and wood,” *Compos. Sci. Technol.*, vol. 58, no. 8, pp. 1285–1295, 1998.
- [110] R. Van der Pluijm, “Overview of deformation controlled combined tensile and shear tests,” *Rep. TUE/CCO*, vol. 98, 1998.
- [111] D. Oehlers and R. Seracino, *Design of FRP and steel plated RC structures: Retrofitting beams and slabs for strength, stiffness and ductility*. Elsevier, 2004.
- [112] T. Li, N. Galati, J. G. Tumialan, and A. Nanni, “Analysis of unreinforced masonry concrete walls strengthened with glass fiber-reinforced polymer bars,” *ACI Struct. J.*, vol. 102, no. 4, p. 569, 2005.
- [113] J. D. Hall, P. M. Schuman, and H. R. Hamilton III, “Ductile anchorage for connecting FRP strengthening of under-reinforced masonry buildings,” *J. Compos. Constr.*, vol. 6, no. 1, pp. 3–10, 2002.
- [114] D. Tinazzi and A. Nanni, “Assessment of technologies of masonry retrofitting with FRP,” *Cent. Infrastruct. Eng. Stud. Univ. Missouri-Rolla, Roll. MO*, 2000.
- [115] M. R. Valluzzi, D. Tinazzi, and C. Modena, “Shear behavior of masonry panels strengthened by FRP laminates,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 16, no. 7, pp. 409–416, 2002.
- [116] G. Marcari, G. Manfredi, A. Prota, and M. Pecce, “In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 38, no. 7–8, pp. 887–901, 2007.
- [117] G. Schwegler, “Masonry construction strengthened with fiber composites in

- seismically endangered zones,” in *Proc., 10th European Conf. on Earthquake Engineering*, 1994, pp. 2299–2304.
- [118] M. Corradi, A. Borri, and A. Vignoli, “Strengthening techniques tested on masonry structures struck by the Umbria–Marche earthquake of 1997–1998,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 16, no. 4, pp. 229–239, 2002.
- [119] T. Zhao, C. J. Zhang, and J. Xie, “Shear behaviour of UCMW using CFRP sheet: a case study,” *TMS J*, vol. 22, no. 1, pp. 90–96, 2004.
- [120] T. Zhao, C. J. Zhang, and J. Xie, “Experimental study on earthquake strengthening of brick walls with continuous carbon fibre sheet,” *Mason. Int.*, vol. 16, no. 1, pp. 21–25, 2003.
- [121] H. Santa Maria, P. Alcaïno, and C. Luders, “Experimental response of masonry walls externally reinforced with carbon fiber fabrics,” in *Proc., 8th US National Conf. on Earthquake Engineering*, 2006.
- [122] M. A. ElGawady, P. Lestuzzi, and M. Badoux, “Static cyclic response of masonry walls retrofitted with fiber-reinforced polymers,” *J. Compos. Constr.*, vol. 11, no. 1, pp. 50–61, 2007.
- [123] M. A. ElGawady, P. Lestuzzi, and M. Badoux, “Aseismic retrofitting of unreinforced masonry walls using FRP,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 37, no. 2–3, pp. 148–162, 2005.
- [124] C. R. Willis, R. Seracino, and M. C. Griffith, “Out-of-plane strength of brick masonry retrofitted with horizontal NSM CFRP strips,” *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 2, pp. 547–555, 2010.
- [125] J.-G. Teng, J.-F. Chen, S. T. Smith, and L. Lam, *FRP: strengthened RC structures*. 2002.
- [126] D. J. Oehlers, M. Haskett, C. Wu, and R. Seracino, “Embedding NSM FRP plates for improved IC debonding resistance,” *J. Compos. Constr.*, vol. 12, no. 6, pp. 635–642, 2008.
- [127] A. Douadi, A. Merdas, and Ł. Sadowski, “The bond of near-surface mounted reinforcement to low-strength concrete,” *J. Adhes. Sci. Technol.*, vol. 33, no. 12, pp. 1320–1336, 2019.
- [128] C. R. Willis, Q. Yang, R. Seracino, and M. C. Griffith, “Bond behaviour of FRP-to-clay brick masonry joints,” *Eng. Struct.*, vol. 31, no. 11, pp. 2580–2587, 2009.
- [129] J. F. Chen and J. G. Teng, “Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete,” *J. Struct. Eng.*, vol. 127, no. 7, pp. 784–791, 2001.
- [130] U. S. Camli and B. Binici, “Strength of carbon fiber reinforced polymers bonded to concrete and masonry,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 21, no. 7, pp. 1431–1446, 2007.
- [131] R. Seracino, M. R. Raizal Saifulnaz, and D. J. Oehlers, “Generic debonding resistance of EB and NSM plate-to-concrete joints,” *J. Compos. Constr.*, vol. 11, no. 1, pp. 62–70, 2007.
- [132] J.-F. Chen, Z. J. Yang, and G. D. Holt, “FRP or steel plate-to-concrete bonded joints: effect of test methods on experimental bond strength,” *Steel Compos. Struct.*, vol. 1, no. 2, pp. 231–244, 2001.

- [133] R. Fedele and G. Milani, “A numerical insight into the response of masonry reinforced by FRP strips. The case of perfect adhesion,” *Compos. Struct.*, vol. 92, no. 10, pp. 2345–2357, 2010.
- [134] K. Brosens, “Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete elements,” 2001.
- [135] B. D. Miller, “Bond between carbon fiber reinforced polymer sheets and concrete,” 1999.
- [136] A. M. R. Sousa, J. Xavier, M. Vaz, J. J. L. Morais, and V. M. J. Filipe, “Cross-correlation and differential technique combination to determine displacement fields,” *Strain*, vol. 47, pp. 87–98, 2011.
- [137] M. R. Valluzzi *et al.*, “Round Robin Test for composite-to-brick shear bond characterization,” *Mater. Struct.*, vol. 45, pp. 1761–1791, 2012.
- [138] C. Faella, E. Martinelli, S. O. Paciello, and F. Perri, “Composite materials for masonry structures: the adhesion issue,” in *Atti del Convegno MuRiCo-3: “Meccanica delle strutture in muratura rinforzate con compositi, modellazione, sperimentazione, progetto e controllo,”* vol. 1, Pitagora, 2009, pp. 1–8.
- [139] C. Faella, G. Camorani, E. Martinelli, S. O. Paciello, and F. Perri, “Bond behaviour of FRP strips glued on masonry: experimental investigation and empirical formulation,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 31, pp. 353–363, 2012.
- [140] S. BRICCOLI BATI, T. Rotunno, L. Rovero, and U. Tonietti, “Experimental study on CFRP-brick bonded joints,” in *XIV International Conference on Mechanics of composite materials*, University of Riga, 2006, p. 37.
- [141] E. Grande, M. Imbimbo, and E. Sacco, “Bond behavior of historical clay bricks strengthened with steel reinforced polymers (SRP),” *Materials (Basel)*, vol. 4, no. 3, pp. 585–600, 2011.
- [142] M. A. Aiello, F. Micelli, and L. Valente, “Structural upgrading of masonry columns by using composite reinforcements,” *J. Compos. Constr.*, vol. 11, no. 6, pp. 650–658, 2007.
- [143] M. Leone and M. A. Aiello, “Bond tests on clay bricks and natural stone masonry externally bonded with frp,” *Materials (Basel)*, vol. 14, no. 23, p. 7439, 2021.
- [144] A. A. Hamid, W. W. El-Dakhakhni, Z. H. R. Hakam, and M. Elgaaly, “Behavior of composite unreinforced masonry–fiber-reinforced polymer wall assemblages under in-plane loading,” *J. Compos. Constr.*, vol. 9, no. 1, pp. 73–83, 2005.
- [145] A. W. Hendry and F. M. Khalaf, *Masonry wall construction*. CRC Press, 2017.
- [146] P. Hill and J. David, *Practical stone masonry*. Routledge, 2014.
- [147] P. J. B. B. Lourenço, “Computational strategies for masonry structures,” 1997.
- [148] W. G. Curtin, G. Shaw, J. K. Beck, W. A. Bray, and D. Easterbrook, *Structural masonry designers’ manual*. John Wiley & Sons, 2006.
- [149] A. M. Sowden, *The maintenance of brick and stone masonry structures*. Taylor & Francis, 1990.

- [150] L. De Lorenzis, A. Rizzo, and A. La Tegola, “A modified pull-out test for bond of near-surface mounted FRP rods in concrete,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 33, no. 8, pp. 589–603, 2002.
- [151] X. Yan, B. Miller, A. Nanni, and C. E. Bakis, “Characterization of CFRP rods used as near surface mounted reinforcement,” in *8th International conference on structural faults and repair*, 1999, pp. 1–12.
- [152] K. W. Neale, “FRPs for structural rehabilitation: a survey of recent progress,” *Prog. Struct. Eng. Mater.*, vol. 2, no. 2, pp. 133–138, 2000.
- [153] Z. Achillides and K. Pilakoutas, “Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions,” *J. Compos. Constr.*, vol. 8, no. 2, pp. 173–181, 2004.
- [154] C. Mazzotti, M. Savoia, and B. Ferracuti, “An experimental study on delamination of FRP plates bonded to concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 22, no. 7, pp. 1409–1421, 2008.
- [155] C. Mazzotti, M. Savoia, and B. Ferracuti, “A new single-shear set-up for stable debonding of FRP–concrete joints,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 4, pp. 1529–1537, 2009.
- [156] L. De Lorenzis and J.-G. Teng, “Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures,” *Compos. Part B Eng.*, vol. 38, no. 2, pp. 119–143, 2007.
- [157] A. Abdesselam, A. Merdas, B. Fiorio, and N.-E. Chikh, “Experimental and Numerical Study on RC Beams Strengthened by NSM Using CFRP Reinforcements,” *Period. Polytech. Civ. Eng.*, vol. 67, no. 4, pp. 1214–1233, 2023.
- [158] I. Iovinella, A. Prota, and C. Mazzotti, “Influence of surface roughness on the bond of FRP laminates to concrete,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 40, pp. 533–542, 2013.
- [159] M. R. Ehsani, H. Saadatmanesh, I. H. Abdelghany, and W. Elkafrawy, “Flexural behavior of masonry walls strengthened with composite fabrics,” *Spec. Publ.*, vol. 138, pp. 497–508, 1993.
- [160] M. D. Kuzik, A. E. Elwi, and J. J. R. Cheng, “Cyclic flexure tests of masonry walls reinforced with glass fiber reinforced polymer sheets,” *J. Compos. Constr.*, vol. 7, no. 1, pp. 20–30, 2003.
- [161] Y. Korany and R. Drysdale, “Enhancing seismic flexural resistance of historic masonry walls using carbon fiber rope,” *TMS J.*, pp. 27–38, 2004.
- [162] N. Galati, G. Tumialan, and A. Nanni, “Strengthening with FRP bars of URM walls subject to out-of-plane loads,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 20, no. 1–2, pp. 101–110, 2006.
- [163] M. Tomaževič, M. Gams, and T. Berset, “Strengthening of stone masonry walls with composite reinforced coatings,” *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 13, pp. 2003–2027, 2015.
- [164] R. Capozucca and V. Ricci, “Bond of GFRP strips on modern and historic brickwork masonry,” *Compos. Struct.*, vol. 140, pp. 540–555, 2016.
- [165] N. F. Standard, “EN 12390–2 Available online: <https://www.boutique.afnor.org/en-gb/standard/nf-en-123902/testing-hardened-concrete-part-2-making-and-curing-specimens-for-strength-t/fa190565/83458>,” *Accessed on*, vol. 28, 2022.

- [166] B. Täljsten, “Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete,” *Int. J. Adhes. Adhes.*, vol. 17, no. 4, pp. 319–327, 1997.
- [167] M. S. M. Ali, D. J. Oehlers, M. C. Griffith, and R. Seracino, “Interfacial stress transfer of near surface-mounted FRP-to-concrete joints,” *Eng. Struct.*, vol. 30, no. 7, pp. 1861–1868, 2008.
- [168] B. P. Hearing, “Delamination in reinforced concrete retrofitted with fiber reinforced plastics,” 2000, *Massachusetts Institute of Technology*.
- [169] C. Carloni, T. D’Antino, L. H. Sneed, and C. Pellegrino, “Role of the matrix layers in the stress-transfer mechanism of FRCM composites bonded to a concrete substrate,” *J. Eng. Mech.*, vol. 141, no. 6, p. 4014165, 2015.
- [170] L. De Lorenzis and A. Nanni, “Bond between near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods and concrete in structural strengthening,” *Struct. J.*, vol. 99, no. 2, pp. 123–132, 2002.
- [171] S. S. Zhang, J.-G. Teng, and T. Yu, “Bond strength model for CFRP strips near-surface mounted to concrete,” *J. Compos. Constr.*, vol. 18, no. 3, p. A4014003, 2014.
- [172] C. Pellegrino and C. Modena, “Fiber reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams with transverse steel reinforcement,” *J. Compos. Constr.*, vol. 6, no. 2, pp. 104–111, 2002.
- [173] C. Pellegrino and C. Modena, “An experimentally based analytical model for the shear capacity of FRP-strengthened reinforced concrete beams,” *Mech. Compos. Mater.*, vol. 44, pp. 231–244, 2008.
- [174] C. Pellegrino and C. Modena, “Flexural Strengthening of Real-Scale RC and PRC Beams with End-Anchored Pretensioned FRP Laminates,” *ACI Struct. J.*, vol. 106, no. 3, 2009.
- [175] M. R. Valluzzi, E. Grinzato, C. Pellegrino, and C. Modena, “IR thermography for interface analysis of FRP laminates externally bonded to RC beams,” *Mater. Struct.*, vol. 42, pp. 25–34, 2009.
- [176] H. Yuan, J. G. Teng, R. Seracino, Z. S. Wu, and J. Yao, “Full-range behavior of FRP-to-concrete bonded joints,” *Eng. Struct.*, vol. 26, no. 5, pp. 553–565, 2004.
- [177] D. Van Gemert, “Force transfer in epoxy bonded steel/concrete joints,” *Int. J. Adhes. Adhes.*, vol. 1, no. 2, pp. 67–72, 1980.
- [178] T. Maeda, “A study on bond mechanism of carbon fiber sheet,” in *Proceedings of third international symposium of non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures*, 1997, pp. 279–286.
- [179] A. Khalifa, W. J. Gold, A. Nanni, and A. A. MI, “Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members,” *J. Compos. Constr.*, vol. 2, no. 4, pp. 195–202, 1998.
- [180] T. C. ISO, “71/SC 6 N. Non-conventional reinforcement of concrete-test methods-part 2: Fiber reinforced polymer (FRP) sheets,” *Int. Stand.*, 2003.
- [181] J. Dai, T. Ueda, and Y. Sato, “Development of the nonlinear bond stress–slip model of fiber reinforced plastics sheet–concrete interfaces with a simple method,” *J. Compos. Constr.*, vol. 9, no. 1, pp. 52–62, 2005.

- [182] X. Z. Lu, J. G. Teng, L. P. Ye, and J. J. Jiang, “Bond–slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete,” *Eng. Struct.*, vol. 27, no. 6, pp. 920–937, 2005.
- [183] C. Pellegrino and J. Sena-Cruz, “Design procedures for the use of composites in strengthening of reinforced concrete structures,” *State-of-the-art Rep. RILEM Tech. Comm.*, p. 392, 2016.
- [184] J. M. de Sena Cruz and J. A. Oliveira de Barros, “Bond between near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer laminate strips and concrete,” *J. Compos. Constr.*, vol. 8, no. 6, pp. 519–527, 2004.
- [185] D. G. Novidis and S. J. Pantazopoulou, “Beam pull out tests of NSM–FRP and steel bars in concrete,” *Proc., CICE 2008*, 2008.
- [186] R. Rashid, D. J. Oehlers, and R. Seracino, “IC debonding of FRP NSM and EB retrofitted concrete: plate and cover interaction tests,” *J. Compos. Constr.*, vol. 12, no. 2, pp. 160–167, 2008.
- [187] L. De Lorenzis and G. Zavarise, “Modeling of mixed-mode debonding in the peel test applied to superficial reinforcements,” *Int. J. Solids Struct.*, vol. 45, no. 20, pp. 5419–5436, 2008.
- [188] O. Rosenboom and S. Rizkalla, “Modeling of IC debonding of FRP-strengthened concrete flexural members,” *J. Compos. Constr.*, vol. 12, no. 2, pp. 168–179, 2008.
- [189] T. D’Antino and T. C. Triantafillou, “Accuracy of design-oriented formulations for evaluating the flexural and shear capacities of FRP-strengthened RC beams,” *Struct. Concr.*, vol. 17, no. 3, pp. 425–442, 2016.
- [190] R. Seracino, N. M. Jones, M. S. Ali, M. W. Page, and D. J. Oehlers, “Bond strength of near-surface mounted FRP strip-to-concrete joints,” *J. Compos. Constr.*, vol. 11, no. 4, pp. 401–409, 2007.
- [191] T. D’Antino and M. A. Pisani, “General analytical model for the bond capacity of NSM FRP-concrete joints,” *J. Compos. Constr.*, vol. 24, no. 6, p. 4020065, 2020.
- [192] D. Galati and L. De Lorenzis, “Effect of construction details on the bond performance of NSM FRP bars in concrete,” *Adv. Struct. Eng.*, vol. 12, no. 5, pp. 683–700, 2009.
- [193] C. Carloni, “Analyzing bond characteristics between composites and quasi-brittle substrates in the repair of bridges and other concrete structures,” in *Advanced composites in bridge construction and repair*, Elsevier, 2014, pp. 61–93.