

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de Génie civil et d'Architecture

Département Génie civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Filière: Génie civil

Spécialité : **Structure et Géotechnique**

Par

CHERGUI Selma

Thème:

**COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARME
RENFORCEES PAR DES PLAQUES COMPOSITES**

Soutenu le 01/10/ 2020 devant le jury composé de :

AIT ATMANE Hassen	Professeur	Université de Chlef	Président
ZIDOUR Mohamed	Professeur	Université de Tiaret	Examinateur
BENNAI Riadh	MCA	Université de Chlef	Examinateur
HAMRAT Mostefa	Professeur	Université de Chlef	Rapporteur
HASSAINE DAOUADJI Tahar	Professeur	Université de Tiaret	Co-Rapporteur

REMERCIEMENTS

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

*Je remercie tout d'abord Monsieur le Professeur **HAMRAT Mostefa**, mon directeur de recherche, qui m'a permis de réaliser cette thèse. Pour son suivi régulier, sa grande disponibilité et sa patience, ses enrichissants et précieux conseils incessants et ses encouragements.*

*Egalement, je tiens à remercier sincèrement Monsieur le Professeur **Tahar HASSAINE DAOUADJI**, mon Co-Rapporteur pour toute son aide, ses connaissances techniques et scientifiques ont permis de me diriger, ses conseils, ses orientations et sa patience.*

*Je voudrais exprimer toute ma reconnaissance à Monsieur **AIT ATMANE Hassen** Professeur au Département de Génie Civil à l'université de Chlef, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de cette thèse.*

*Je tiens à remercier, Monsieur **ZIDOUR Mohamed**, Professeur au Département de Génie Civil à l'université de Tiaret, d'avoir accepter d'examiner la présente thèse.*

*Je remercie aussi, Monsieur **BENNAI Riadh**, Maître de Conférences au Département de Génie Civil à l'université de Chlef, de faire honneur d'être membre de jury.*

*Je voudrais remercier aussi Monsieur **BOULEKBACHE.B** Professeur au Département de Génie Civil à l'université de Chlef, Monsieur **KROUR.B** Maître de Conférences au Département de Génie Civil à l'université de Sidi Bel Abbes pour l'aide précieuse qu'ils m'a apportée.*

Mes remerciements vont également à tous les professeurs et les docteurs de l'université de Chlef et de l'université de Tiaret.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail aux deux personnes les plus chers au monde, ma mère et mon père que dieu les protèges.

À mon cher mari et chères filles Mayar et Manar que dieu les protège .

À mes sœurs et mes frères.

À ma belle mère et mon beau père.

À toute ma famille et à la famille de mon mari

À tous ceux qui me sont chers

ملخص

إن استعمال المواد المركبة في إصلاح / تعزيز العناصر الهيكلية يعتبر حلاً مثيراً للاهتمام ويثبت أنه أسلوب معتمد بشكل متزايد. ومع ذلك، فإن المشكلة الرئيسية في استخدام لوحة مركب FRP هو الانفصال المحلي الذي يقع في نهاية طرفي هذه اللوحة الذي يؤدي الى احتمال حدوث الكسر الهش. وبالفعل ، فإن دراسة آلية إجهادات الواجهة بين الخرسانة ومركب FRP وكذا تطبيق القوانين الحالية (BS8110 و Eurocode2 و ACI318) للتعويض بقدر قوى الالتواء القصوى لعوارض الخرسانة المسلحة المدعمة بالمواد المركبة تبقى غير محققة بشكل كاف ولا توجد سوى معطيات تجريبية قليلة جداً عن هذين الموضوعين.

في هذا السياق، قمنا بدراسة تجريبية لتحديد سلوك المنشآت من ناحية الالتواء لسبعة عوارض، ستة منها مشققة مسبقاً تم إصلاحها باستعمال المواد المركبة FRP. بالإضافة إلى ذلك، تمت دراسة إجهادات الواجهة في عارضة متضررة معززة بلوحة مركب GFRP مسبقة الإجهاد باستخدام دراسة تحليلية و محاكاة عددية.

أظهرت النتائج التجريبية تحسناً في السعة القصوى للحمل للعوارض التي تم إصلاحها والتي تتراوح من 13% إلى 100% مع انخفاض في الانحناء يتراوح بين 15 إلى 35% مقارنة مع العارضة الشاهدة ، إن قوانين Eurocode 2 و ACI-318 و BS8110 لا تتوقع بدقة قوى الالتواء القصوى للعوارض التي تم إصلاحها ، مع متوسط نسبة $\frac{M_{u,exp}}{M_{u,pred}}$ ، 1.16 ، 1.37 و 1.35 على التوالي. من

ناحية أخرى ، إن الزيادة في كل من سمك الطبقة اللاصقة وسمك لوحة مركب GFRP مسبقة الإجهاد يؤدي إلى انخفاض في إجهادات الواجهة. بالإضافة إلى ذلك ، فإن قيم إجهادات القص التي تم الحصول عليها بواسطة الدراسة التحليلية تساوي تقريباً 44% من تلك التي تم الحصول عليها من حل الدراسة العددية ، في حين أن الإجهادات الناظمية التي تنبأت بها الدراسة العددية هي أعلى تقريباً بـ 26% من تلك المحسوبة بالحل التحليلي.

الكلمات المفتاح: رافدة متضررة، إجهادات الواجهة، لوحة مركب مسبقة الإجهاد GFRP ، تعزيز، إصلاح، عوارضمن الخرسانة المسلحة مشققة مسبقاً...

Résumé

La réparation/renforcement d'éléments structuraux par matériaux composites peut également offrir une solution intéressante et se révèle être une technique de plus en plus répandue. Cependant, le problème majeur d'utilisation du composite FRP est le décollement local initié sur l'extrémité de la plaque et la possibilité d'une rupture fragile. En effet, l'étude du mécanisme des contraintes d'interface entre le béton et composite FRP et ainsi l'application des règlements actuels (ACI318, Eurocode2 et BS8110) pour prédire la capacité de moment ultime des poutres en béton armé renforcées avec des matériaux composites restent insuffisamment investigués et très peu de données expérimentales existent à ces deux sujets.

Dans ce contexte, une étude expérimentale a été conçue pour étudier le comportement structurel en flexion de 07 poutres dont 06 poutres pré-fissurées et réparées à l'aide des matériaux composites FRP. En outre, les contraintes d'interface dans une poutre endommagée et réparée avec une plaque composite GFRP précontrainte liée sont étudiées en utilisant l'approche analytique et une simulation numérique.

Les résultats expérimentaux montrent une amélioration de la capacité de charge ultime des poutres réparées allant de 13% à 100% avec une diminution de la flèche variant de 15 à 35% par rapport à celle de la poutre témoin. Les règlements Eurocode 2, ACI-318 et BS8110 ne prédisent pas avec précision les moments ultimes pour les poutres réparées, avec un rapport moyen $M_{u, \text{exp}}/M_{u, \text{pred}}$ de 1,16, 1,37 et 1,35, respectivement. D'un autre côté, l'augmentation de la couche adhésive et ainsi l'épaisseur de la plaque GFRP précontraint conduit à la diminution des contraintes d'interface. Par ailleurs, les valeurs de contrainte de cisaillement d'interface obtenues par l'approche analytique sont approximativement égales à 44% de celles obtenues à partir de la solution numérique, tandis que les contraintes normales d'interface prédites par l'étude numérique sont environ 26% plus élevées que celles calculées par la solution analytique.

mots clés: poutre endommagée; contraintes d'interfaces; composite GFRP précontraint; renforcement; réparation; pré-fissuration des poutres en BA...

Abstract

The repair/reinforcement of structural elements by composite materials can also offer an interesting solution and is proving to be an increasingly common technique. However, the major problem of using the FRP composite is the local peeling initiated on the end of the plate and the possibility of a brittle failure. Indeed, the study of the interfacial stresses mechanism between concrete and FRP composite and thus the application of current regulations (ACI318, Eurocode2 and BS8110) to predict the ultimate moment capacity of reinforced concrete beams strengthened by materials composites remain insufficiently investigated and very little experimental data exists on these two subjects.

In this context, an experimental study was designed to study the structural behavior in bending of 07 beams including 06 pre-cracked beams and repaired using FRP composite materials. In addition, the interfacial stresses in a damaged beam repaired by externally bonded prestressed GFRP laminate plate are studied using the analytical approach and a numerical simulation.

The experimental results show an improvement in the ultimate load capacity of the repaired beams ranging from 13% to 100% with a decrease in the deflection varying from 15 to 35% compared to that of the control beam. The Eurocode 2, ACI-318 and BS8110 regulations do not accurately predict the ultimate moments for repaired beams, with an average ratio $\mu_{u, exp} / \mu_{u, pred}$ of 1.16, 1.37 and 1.35, respectively. On the other hand, the increase in both prestressed GFRP laminate and adhesive layer thickness leads to the decrease of the interfacial stresses. In addition, the values of interfacial shear stress obtained by the analytical approach are approximately equal to 44% of those obtained from the numerical solution, while the normal stresses of interface predicted by the numerical study are approximately 26% higher than those calculated by the analytical solution

Keywords: *damage beam; interfacial stresses; prestressed GFRP laminate; strengthening; repairing; pre-cracked RC beam...*

TABLE DES MATIÈRES

ملخص.....	III
RESUME	IV
ABSTRACT.....	V
TABLE DES MATIERES.....	VI
LISTE DES FIGURES.....	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES NOTATION.....	XIV
INTRODUCTION GENERALE.....	2

PARTIE I : Recherche bibliographique.

CHAPITRE 01 : Pathologie des ouvrages en béton armé.....	6
1.1. Introduction.....	7
1.2. Pathologies d'origine chimique.....	8
1.2.1. Carbonatation du béton.....	8
1.2.2. Corrosion des armatures.....	9
1.2.3. Réactions sulfatiques.....	11
1.2.4. Attaques par les acides.....	11
1.3. Pathologies d'origine physique.....	12
1.3.1. Retrait.....	12
1.3.1.1. Retrait de dessiccation.....	13
1.3.1.2. Retrait Endogène.....	13
1.3.1.3. Retrait plastique.....	14
1.3.1.4. Retrait thermique.....	14
1.3.2. Cycle Gel-dégel.....	15
1.4. Pathologies d'origine mécanique.....	15
1.4.1. Les chocs.....	15
1.4.2. Fissuration d'origine mécanique.....	17
1.5. Conclusion.....	19

CHAPITRE 02 : Techniques de renforcement/réparation des ouvrages en béton armé.....	20
2.1. Introduction.....	21

2.2. Les techniques de renforcement.....	22
2.2.1. Précontrainte additionnelle	22
2.2.2. Projection des bétons.....	23
2.2.3. Chemisage en béton armé	25
2.2.4. Tôles collées.....	27
2.2.5. Traitement des fissures.....	29
2.2.6. Renforcement par matériaux composites collés.....	30
2.2.7. Domaines d’application des composites dans le Génie Civil.....	37
2.3. Conclusion.....	42
CHAPITRE 03: Généralités sur les matériaux composites.....	43
3.1. Introduction.....	44
3.2. Revue des différents renforts disponibles.....	44
3.2.1. Les fibres de carbone.....	44
3.2.2. Les fibres de Kevlar.....	45
3.2.3. Les fibres de Verre.....	46
3.3. Notion sur les matrices.....	46
3.3.1. Les matrices organiques.....	46
3.3.1.1. Résines thermodurcissables.....	46
3.3.1.2. Résines thermoplastiques.....	47
3.3.2. Les matrices métalliques.....	47
3.4. Problèmes liés à l’utilisation des matériaux composites dans le génie civil.....	47
3.4.1. Résistance des matériaux composites.....	48
3.4.2. Elasticité à différentes échelles.....	48
3.4.3. Adhésif.....	51
3.5. Présentation de la théorie des plaques stratifiées.....	52
3.5.1. Notation.....	52
3.5.2. Hypothèses de la théorie des stratifiés.....	53
3.5.3. Relation déformation – déplacement.....	54
3.5.4. Les contraintes.....	56
3.5.5. Les Forces par unité de longueur.....	56
3.5.6. Moments par unité de longueur.....	58
3.5.7. Relations constitutives du stratifié.....	58
3.5.8. Stratifiés symétriques.....	61

3.6. Conclusion.....	62
----------------------	----

PARTIE II : Expérimentale et théorique

CHAPITRE 04: Etude expérimentale.....	65
4.1. Introduction.....	66
4.2. Description des matériaux.....	66
4.2.1. Matériau composite.....	66
4.2.1.1. Fibres.....	66
4.2.1.2. Matrices (résines).....	67
4.2.2. Caractéristiques des ingrédients du béton armé.....	68
4.2.2.1. Acier.....	69
4.2.2.2. Béton.....	69
4.3. Formulation du béton.....	70
4.4. Procédure de fabrication des spécimens d'épreuve.....	71
4.5. Préparation des surfaces des poutres.....	72
4.6. Pré fissuration des spécimens d'épreuve.....	73
4.7. Mise en œuvre des renforts sur les corps d'épreuve.....	74
4.8. Configurations des Poutres Réparées.....	75
4.9. Dispositif d'essai et instrumentation.....	76

CHAPITRE 05: Performance en flexion des poutres pré-fissurées et réparées avec des plaques composites FRP: Etude expérimentale et numérique.....

5.1. Introduction.....	79
5.2. Courbe charge-flèche.....	80
5.3. Mode de rupture de poutres testées.....	83
5.3.1. Poutre témoin.....	83
5.3.2. Poutres réparées.....	83
5.4. Comparaison entre la capacité de moment prédite et expérimentale.....	85
5.5. Etude numérique.....	88
5.5.1. Modélisation par éléments finis.....	88
5.5.2. Modélisation des propriétés des matériaux.....	91
5.5.2.1. Béton et l'acier de renforcement.....	91
5.5.2.2. Tissu et lamelle en FRP.....	92
5.5.3. Modélisation des poutres.....	92
5.5.4. Résultats numériques.....	93

5.5.4.1. Comportement charge-flèche.....	93
5.5.4.2. Modèle cohésif d'interface béton-FRP (modèle liaison-glissement)....	95
5.6. Conclusion.....	96

CHAPITRE 06: Analyse et modélisation des contraintes d'interface dans une poutre en béton armé endommagée et renforcée en flexion par une plaque composite

<i>composite</i>	98
6.1. Introduction.....	99
6.2. Approche analytique.....	100
6.2.1. Hypothèses de la solution.....	100
6.2.2. Propriétés des matériaux des poutres endommagées.....	100
6.2.3. Équation de base de l'élasticité.....	101
6.2.3.1 Distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface FRP-béton.....	105
6.2.3.2. Distribution des contraintes normale le long de l'interface FRP-béton.....	107
6.3. Comparaison entre les contraintes d'interface numériques et analytiques.....	109
6.4. Étude paramétrique.....	113
6.4.1 Effet de la force de précontrainte sur les contraintes d'interface	113
6.4.2 Effet de l'épaisseur du la plaque de renforcement.....	115
6.4.3. Effet de l'épaisseur de la couche adhésive.....	115
6.4.4. Effet de degré d'endommagement sur les contraintes d'interface.....	116
6.4.5. Effet de l'orientation des fibres.....	117
6.4.6. Effet de la longueur non renforcée (distance "a").....	118
6.5. Conclusion.....	119

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES..... 121

1. Conclusion générale	122
2. Perspectives	123

REFERENCES BIBIOGRAPHIQUES..... 125

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Processus général de la carbonatation.....	8
Figure 1.2. Les différentes étapes de dégradation due à la corrosion.....	9
Figure 1.3. Exemples : corrosion des armatures.....	10
Figure 1.4. Comportement force-flèche (essai de flexion 3 points).....	11
Figure 1.5. Principaux types de retrait du béton.....	14
Figure 1.6. Dégradation d'un ouvrage soumis au gel dégel.....	15
Figure 1.7. Choc sur une pile de pont.....	16
Figure 1.8. Endommagement des ouvrages en béton armé	16
Figure 1.9. Cas des Endommagements.....	17
Figure 1.10. Pont à poutres.	18
Figure 2.1. Différents types de réparation par précontrainte additionnelle.....	23
Figure 2.2. Renforcement au moyen de béton projeté.....	23
Figure 2.3. Projection par voie sèche.....	24
Figure 2.4. Projection par voie humide.....	24
Figure 2.5. Renforcement de poutre par béton projeté	25
Figure 2.6. Chemisage des poteaux en béton armé	27
Figure 2.7. Renforcement de poteaux circulaires et rectangulaires avec des chemises en acier.....	27
Figure 2.8. Application de plats métalliques selon le procédé L'Hermitte (Hamelin 2002).....	28
Figure 2.9. Tôles collées.....	28
Figure 2.10. Les différents traitements des fissures.....	29
Figure 2.11. Technique de Calfeutement	30
Figure 2.12. Conception du système multicouche.....	31
Figure 2.13. Procédé de mise en œuvre des matériaux composites	32
Figure 2.14. Réparation à la flexion d'une poutre par matériaux composites.....	33
Figure 2.15. Différentes méthodes de renforcement par le collage de plaques en composites.....	33
Figure 2.16. Renforcement d'une dalle (deux directions).....	34
Figure 2.17. Confinement de colonnes.....	35

Figure 2.18. Chemisage par coquille préfabriquée en «PRF» (Monti 2003).....	36
Figure 2.19. Mise en place des lamelles sur une poutre	38
Figure 2.20. Mise en place d'équerres de renforcement sur une poutre en Té.....	38
Figure 2.21. Mise en place de lamelles de carbone autour d'un poteau.....	39
Figure 2.22. Mise en place des lamelles sur un mur en brique.....	39
Figure 2.23. Mise en place des lamelles sur une structure bois.....	40
Figure 2.24. Mise en place des lamelles sur une coupole.....	40
Figure 2.25. Mise en place des tissus de carbone sur des voûtes.....	41
Figure 2.26. Mise en place des lamelles sur des ovoïdes en béton armé Val-de-Marne.....	41
Figure 3.1. Relation contrainte déformation en traction pour les différents composants.....	48
Figure 3.2. Illustration d'un renfort fibreux unidirectionnel.....	49
Figure 3.3. Modes de rupture des matériaux composites	51
Figure 3.4. Composite stratifié	52
Figure 3.5. Les coordonnées d'un stratifié.....	53
Figure 3.6. Plan médium dans un stratifié déformé.....	54
Figure 3.7. Forces par unité de longueur.....	56
Figure 3.8. Moments par unité de longueur	58
Figure 3.9. Couches symétriques.....	61
Figure 4.1. Différents types de fibres.....	66
Figure 4.2. Résine époxy.....	68
Figure 4.3. Mélange (A+ B).....	68
Figure 4.4. Définition de trois pivots et domaine du pivot A.....	69
Figure 4.5. Courbe granulométrique des granulats utilisés.....	70
Figure 4.6 Dimensions et armatures des poutres.....	71
Figure 4.7. Fabrication des spécimens d'épreuve et les éprouvettes de contrôle.....	72
Figure 4.8. Préparation des surfaces des spécimens d'épreuve.....	73
Figure 4.9. Pré fissuration des spécimens d'épreuve.....	73
Figure 4.10. Dispositif expérimental des essais de poutres.....	76
Figure 4.11. Presse hydraulique.....	77
Figure 4.12. Flexion 3 points.....	77
Figure 5.1. Courbes charge-flèche des poutres testées.....	82
Figure 5.2. Mode de rupture ductile de la poutre témoin.....	83

Figure 5.3. Décollement du composite.....	84
Figure 5.4. Décollement de la couche d'enrobage de béton.....	84
Figure 5.5. Rupture du composite GFRP.....	85
Figure 5.6. Détails des modèles EF: (a) SOLID65 (b) LINK180 (c) SOLID185 (d) SOLID185 en couches.....	89
Figure 5.7 Loi de relation bilinéaire de comportement traction-séparation.....	90
Figure 5.8. Modélisation par éléments finis d'une demi-poutre maillage, chargement et conditions aux limites.....	93
Figure 5.9. Modèle EF d'armature longitudinale et d'étriers.....	93
Figure 5.10. Modélisation d'un tissu CFRP à trois couches et d'une résine époxy.....	93
Figure 5.11. Courbes charge-flèche: comparaison entre des résultats expérimentaux et numériques.....	94
Figure 5.12. Contrainte de cisaillement de liaison en fonction du glissement d'interface FRP-Béton.....	96
Figure 6.1. Poutre en BA renforcée par collage d'un composite (stratifié) GFRP précontraint.....	101
Figure 6.2. Forces dans l'élément différentiel de la poutre plaquée.....	102
Figure 6.3. Géométrie d'un stratifié.....	105
Figure 6.4. Maillage en éléments finis du modèle de la poutre renforcée.....	111
Figure 6.5. Variations des contraintes d'interface dans une poutre renforcée par une plaque composite GFRP: comparaison entre les valeurs analytiques et numériques.....	113
Figure 6.6. Effet de la force de précontrainte sur la variation des contraintes de cisaillement dans une poutre endommagée et renforcée avec une plaque GFRP.....	114
Figure 6.7. Effet de la force de précontrainte sur la variation des contraintes normales dans une poutre endommagée et renforcée avec une plaque GFRP	114
Figure 6.8. Effet de l'orientation des fibres sur les contraintes de cisaillement d'interface.....	118

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1. Une comparaison des différentes méthodes de renforcement des colonnes....	37
Tableau 3.1. Propriétés des fibres de carbone	45
Tableau 3.2. Propriétés des fibres de Kevlar	45
Tableau 3.3. Propriétés des fibres de Verre	46
Tableau 3.4. Propriétés des Résines thermodurcissables.....	47
Tableau 3.5. Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy (FIB bulletin 14, 2001).....	51
Tableau 3.6. Exemple des notations des stratifiés.....	53
Tableau 4.1. . Propriétés des fibres (Sika El Djazaiar).....	67
Tableau 4.2. Caractéristiques mécaniques des colles époxy.....	68
Tableau 4.3. Caractéristiques des granulats utilisés.....	70
Tableau 4.4. Composition minéralogiques du ciment CEM II/A/42.5.....	70
Tableau 4.5. Compositions massiques (kg/m^3) du Béton utilisé.....	71
Tableau 4.6. Étapes de mise en œuvre des matériaux composites.....	74
Tableau 4.7. Configuration des Poutres Testées.....	76
Tableau 5.1. Capacité de moment: résultats analytiques dans des expériences de comparaison. Moment ultime: comparaison entre valeurs théoriques et expérimentales.....	87
Tableau 5.2 Paramètres utilisés pour l'analyse CZM.....	91
Tableau 5.3 Propriétés des matériaux utilisées dans la modélisation par éléments finis (EF).....	91
Tableau 5.4. Propriétés des matériaux composite en FRP et résine époxy.....	92
Tableau 6.1. Propriétés géométriques et mécaniques des matériaux.....	112
Tableau 6.2. Comparaison entre les contraintes d'interface maximales analytiques et numériques pour le cas d'une poutre non endommagée et renforcée par collage d'une plaque GFRP.....	112
Tableau 6.3. Effet de l'épaisseur du stratifié GFRP sur les contraintes d'interfaces.....	115
Tableau 6.4. Effet de l'épaisseur de la couche d'adhésive sur les contraintes d'interface.....	116
Tableau 6.5. . Effet de degrés d'endommagement sur les contraintes d'interfaces pour une poutre en béton armé renforcée en flexion par des plaques en GFRP.....	117
Tableau 6.6. Effet de la longueur non renforcée pour une poutre en béton endommagée renforcée par GFRP.....	118

LISTE DES NOTATION

R_T	: La résistance à la rupture
E_{OT}	: Module de young
A_R	: L'allongement à la rupture
CFRP	: Polymères renforcés par les fibres de Carbone
GFRP	: Polymères renforcés par les fibres de Verre
E_f	: Module de young de composite
E_m	: Module de young de la matrice
E_{fib}	: Module de young de fibre
ν_f	: Coefficient de poisson de composite
ν_m	: Coefficient de poisson de matrice
ν_{fib}	: Coefficient de poisson de fibre
V_{fib}	: La fraction volumique des fibres
V_m	: La fraction volumique de la matrice
θ_k	: L'orientation des fibres
γ_{xy}	: La déformation de cisaillement
$[\bar{Q}]^k$: La matrice de rigidité réduite transformé du $k^{ième}$ pli correspondant à la coté de z
[A]	: La matrice de membrane
[D]	: La matrice de flexion
[B]	: La matrice de couplage membrane-flexion
ϵ_{cu}	: La déformation du béton
ϵ_y	: La déformation de l'acier
k_s	: La rigidité initiale
t_i	: Epaisseur de la résine époxy
t_c	: Epaisseur de l'enrobage de béton
G_i	: Module de cisaillement de la résine
G_c	: Module de cisaillement du béton
s	: la séparation interfaciale
s_n	: Séparation normale
s_t	: Séparation par cisaillement
τ_{max}	: Contrainte de cisaillement de liaison locale maximale
s_0	: Glissement local à τ_{max}
β_w	: Facteur de rapport de largeur
G_f	: Energie de fracture d'interface

b_f : Largeur de fracture d'interface
 b_c : Espacement centre à centre entre les bandes
 f_t : Résistance à la traction du béton
 s_f : Rupture par glissement
 M_n : Moment expérimentale prédite
 A_s : La section des armatures longitudinales
 f_y : La limite d'élasticité des armatures longitudinales
 d : La hauteur utile de la poutre
 x : La distance de la fibre de compression extrême à l'axe neutre
 β_1 : un rapport de la profondeur du bloc de contrainte rectangulaire équivalent à la profondeur de l'axe neutre
 ϕ : Le facteur de réduction de la résistance
 A_f : La section de FRP
 f_{fe} : La résistance effective du FRP
 h_f : La hauteur de la poutre renforcée
 σ : Contrainte normale d'interface
 τ : Contrainte de cisaillement d'interface
 E_{11} : Module de young longitudinal de la poutre non endommagée
 \tilde{E}_{11} : Module de young longitudinal de la poutre endommagée
 E_{22} : Module de young transversal de la poutre non endommagée
 \tilde{E}_{22} : Module de young transversal de la poutre endommagée
 $N_1(x)$: La force axiale dans la poutre
 $N_2(x)$: La force axiale dans le composite
 ΔP_L : La perte de force de précontrainte dans le composite
 P_0 : Force de précontrainte initiale dans le composite
 G_a : Module de cisaillement de la couche d'adhésive
 t_a : Epaisseur de la couche d'adhésive
 $U_1(x)$: Le déplacement horizontal de la poutre
 $U_2(x)$: Le déplacement horizontal du composite
 $\varepsilon_1(x)$: La déformation de la poutre en BA
 $\varepsilon_2(x)$: La déformation du composite
 I_1 : Le moment d'inertie
 b_2 : La largeur de la plaque de composite
 t_2 : Epaisseur de la plaque composite

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

La durée de vie des ouvrages en béton armé est de l'ordre de 50-100 ans, mais elle se trouve diminuée du fait de nombreuses pathologies. Dans le cas des ponts en béton armé, un grand nombre d'ouvrages présentent un état de dégradation avancée causé par une exposition prolongée à un environnement agressif, des défauts de résistance à l'effort tranchant ou en flexion due au chargement excessif, ainsi que celle liée à la fatigue de la structure sous chargement cyclique sont à l'origine de la diminution de la durée de vie de ces ouvrages. Le renforcement/réparation des ouvrages en béton armé représente un moyen avantageux de prolonger leur durée de vie. Plusieurs techniques sont disponibles sur le marché, dont celle qui consiste dans le renforcement/réparation externe avec des matériaux composites.

Les systèmes composites en FRP liés à divers éléments de structure endommagés/non endommagés peuvent améliorer considérablement leur comportement mécanique en service et à la rupture et réduire la propagation des fissures en augmentant à la fois la durabilité de la structure, exposée aux attaques environnementales, la rigidité et la résistance à la capacité de charge au-delà de ce qui peut être obtenu par des méthodes conventionnelles [1,2].

Cependant, les problèmes d'utilisation du FRP sont multiples, par exemple: une concentration élevée de contraintes d'interface aux extrémités de la plaque composite, ce qui peut entraîner le décollement de cette plaque et la possibilité d'une rupture fragile [3]. De plus, la fracture interfaciale entre le béton et le FRP amorcée par une fissure de flexion ou flexion-cisaillement, rend le problème plus complexe. Par conséquent, toute la capacité des renforts composites n'a pas pu être exploitée lors de l'utilisation de la technique de renforcement par liaison externe en raison d'une défaillance du décollement [4,5].

De nombreuses études expérimentales ont été menées pour atténuer le risque de décollement prématuré du composite FRP du substrat en béton [6]. Dans ces études, les contraintes élevées à l'interface locale et le décollement aux extrémités de la plaque en FRP peuvent être efficacement palliées en appliquant des systèmes d'ancrage d'extrémité, c'est-à-dire l'utilisation de tissus ou des lamelles transversales, un ancrage fabriqué à partir d'une enveloppe de tissu bidirectionnelle et une meilleure adhérence à l'époxy [7].

Bien que tous les systèmes d'ancrage puissent améliorer les performances de la liaison, augmenter les charges ultimes jusqu'à 80% par rapport aux éléments renforcés/réparés à l'aide des méthodes conventionnelles [8]. Cependant, le mécanisme de rupture prématurée n'a pas

encore été maîtrisé en raison de nombreux facteurs affectant la force de liaison à l'interface FRP-béton.

En fait, l'application de la méthode de renforcement en FRP précontraint permettra à l'élément structural de supporter des charges plus élevées et de minimiser la flèche et la rigidité à la flexion optimale; le risque de décollement est ainsi réduit [6, 9, 10, 11]. Elle peut également réduire l'ouverture de la fissure et retarder le début de la fissuration, diminuer la contrainte dans l'acier d'armature interne et empêcher la fissuration de la couche adhésive [9].

Ainsi, il est nécessaire de bien comprendre le mécanisme des contraintes de cisaillement d'interface entre le béton et les tissus/lamelles FRP. En fait, le comportement interfacial entre le FRP et le béton est d'une importance cruciale pour déterminer le moment où la défaillance se produit et l'efficacité avec laquelle le FRP est utilisé dans les applications de génie civil. La plupart des travaux de recherche précédents se sont concentrés sur le renforcement des poutres en béton armé (BA) non endommagées avec des tissus/lamelles liées à l'extérieur, tandis que les contraintes d'interface dans les poutres en BA endommagées renforcées par des bandes GFRP précontraintes liées à l'extérieur n'ont pas encore été entièrement étudiées qui représente le premier objectif de cette étude.

D'autre part, pour la prédiction de la capacité de moment des poutres en BA renforcées avec des tissus/lamelles en FRP, le modèle d'équation comprend deux termes, qui sont le moment de résistance de l'armature en acier comme premier terme et le moment de résistance des tissus/lamelles en FRP comme deuxième terme. En effet, de nombreux modèles analytiques donnant la prédiction du terme de second moment sont proposés [12, 13]. En fait, ces modèles théoriques ne prédisent pas avec précision les moments ultimes pour les poutres renforcées car ils ne prennent pas en compte les déformations dans les tissus/lamelles en FRP et les propriétés mécaniques des matériaux FRP. Il convient de souligner que le module d'élasticité du composite (tissus/lamelles en FRP et adhésif) fourni par le fabricant ou obtenu à partir de la loi de mélange n'est pas toujours précis. Par conséquent, les applications de ces modèles à la capacité de moment des poutres en BA renforcées par les matériaux composites n'ont pas encore été suffisamment prouvées ou encore limitées dans la littérature et très peu de données expérimentales existent à ce sujet. Il est donc nécessaire de fournir des informations qualitatives et quantitatives sur le moment de flexion des poutres en BA réparées par les matériaux composites et d'évaluer la précision des modèles existants pour prédire la capacité de moment de ces éléments de structure qui représente le deuxième objectif de notre étude.

Le travail entrepris se divise en six chapitres liés les uns aux autres, mais présentant en même temps chacun un aspect bien déterminé de la thématique générale qui concerne le

renforcement/réparation des éléments structuraux en béton armé à l'aide des matériaux composites.

Le chapitre 01 est consacré à la détermination des différentes pathologies ainsi qu'à leurs origines.

Le chapitre 02 présente les différentes techniques employées dans les travaux de renforcement/réparation des structures en béton armé.

Le chapitre 03 présente les matériaux composites, leurs constituants, et également leurs propriétés physico-mécaniques. Il expose également la théorie des plaques stratifiées.

Le chapitre 04 rassemble la méthodologie adoptée pour l'expérimentation (caractérisation des matériaux et des constituants, composition du béton, préparation et dimensionnement des spécimens d'épreuve, procès technologique du collage du TFC, déroulement des essais, moyens de mesure).

Le chapitre 05 présente la performance en flexion de poutres en béton armé pré-fissurées et réparées par les matériaux composites. Ainsi, la capacité de moment ultime des poutres réparées obtenue à partir de l'étude expérimentale est également comparée à celles prédites des modèles recommandés dans les codes tels qu'ACI318, Eurocode2 et BS8110.

Le chapitre 06 présente une étude analytique et numérique des contraintes d'interface dans les poutres en BA endommagées et renforcées par une plaque en GFRP précontraint lié à l'extérieur.

Ce travail est finalisé par une conclusion générale et des perspectives des travaux futurs.

PARTIE I:

Recherche bibliographique

CHAPITRE 01:
Pathologie des ouvrages en
béton armé

1.1. Introduction

Le béton armé, matériau de construction par excellence, a bénéficié de nombreuses études et de multiples expérimentations. Son utilisation s'est démocratisée et il est aujourd'hui utilisé à grande échelle à travers le monde. La durabilité des ouvrages en béton armé, qui peut être définie comme étant leur capacité de reprendre les efforts qui leur sont appliqués tout au long de leur vie. Cette durabilité facilite ou améliore la vie des usagers, et assure également une économie considérable sur le long terme, car de tels ouvrages nécessiteront de réparations, qui peuvent être très élevés, et peuvent même dépasser les coûts initiaux de construction.

Les ouvrages de génie civil subissent des altérations dues au temps mais aussi à l'environnement auquel ils sont exposés. Dans le comportement du béton armé, un des aspects fréquents est la fissuration, inséparable de son fonctionnement, mais qui peut engendrer des conséquences pathologiques. En outre, les structures sont parfois soumises à des sollicitations extrêmes telles que des chocs et des séismes, dont les conséquences peuvent être désastreuses.

Le béton est un matériau fortement basique dont le pH varie de 12.5 à 13.5, et que, pour cette raison, il est vulnérable (fragile) aux attaques acides et, plus particulièrement, à celles faisant intervenir des acides forts (milieu environnant). Ce déséquilibre favorise de multiples formes d'agressions chimiques [14]. La pluie, brouillard, neige, eaux souterraines, eau de mer..., sont le premier vecteur d'agression. Ces eaux chargées de substances chimiques agressives (chlorures, sulfates, dioxyde de carbone...) pénètrent dans le béton par les réseaux de fins capillaires qui le parcourent dans sa masse, ou par des fissures [14]. L'attaque du béton par l'ensemble de ces processus complexes entraîne une réduction des propriétés structurelles du matériau, telles que la résistance en compression,...

L'objet du présent chapitre est de dresser un panorama de l'essentiel des pathologies affectant les ouvrages en béton en les classant en fonction de leur origine. A l'issue des travaux de recherches, il y a trois types de pathologies d'ouvrages:

- Pathologies d'origine chimique.
- Pathologies d'origine physique.
- Pathologies d'origine mécanique

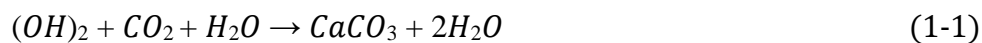
1.2. Pathologies d'origine chimique

1.2.1. Carbonatation du béton

La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel qui touche tous les bétons, issu de la réaction entre les composés du ciment, en particulier la portlandite $(OH)_2$, et le dioxyde de carbone atmosphérique (CO_2), présent dans l'air à un taux moyen de 0,03 % en volume. Cette réaction a pour effet la diminution du pH du béton de 13 à moins de 9, rendant les aciers vulnérables [15].

Le phénomène de carbonatation est la succession de 3 étapes de réaction [16]:

1. La dissolution du CO_2 dans la solution interstitielle du béton et la formation d'ions CO_3^- ayant l'effet de réduire le pH de la solution.
2. La dissolution de la portlandite $Ca(OH)_2$ pour libérer des ions OH^- permettant de compenser cette baisse de pH.
3. La formation de calcite à partir des ions Ca^{+} issus de la dissolution de la portlandite. Cette succession d'étapes est résumée par la réaction suivante :



La carbonatation ne se produit pas dans un béton totalement sec ou totalement saturé en eau. La vitesse de carbonatation est maximale pour les bétons traditionnels quand l'humidité relative est comprise entre 40 % et 65 % (Fig 1.1).

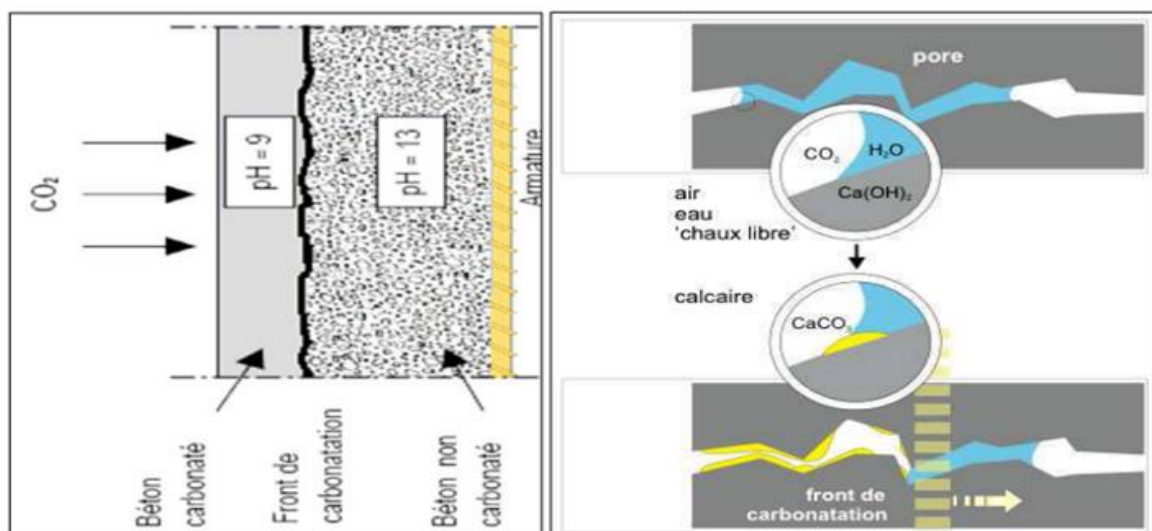


Figure 1.1. Processus général de la carbonatation [16]

Les conséquences de cette réaction chimique sont très dommageables pour les armatures qui se trouvent à un pH où elles ne sont plus passivées et peuvent alors se corroder. La rouille foisonne et fait éclater l'épiderme du béton déplaçant du même coup le front de carbonatation.

1.2.2. Corrosion des armatures

La corrosion des aciers d'armatures dans le béton est issue d'un processus chimique. La corrosion des armatures survient lorsque la protection assurée par le béton n'est plus efficace. Ceci se produit dans les deux cas suivants :

- Lorsque le béton qui recouvre l'armature a été carbonaté. La dissolution du fer conduit à la formation de produits de corrosion (rouille) beaucoup plus volumineux que le volume initial de fer. Il en résulte une dilatation et un éclatement du béton. L'élimination physique de la couche de protection en béton conduit à un accroissement de la vitesse de corrosion de l'armature [17].
- Lorsque des ions agressifs (comme des chlorures) ont traversé l'épaisseur du béton d'enrobage et entrent en contact avec l'armature.
- L'acier ne peut se corroder que s'il est mis simultanément en présence d'eau et d'oxygène [17].

La Figure 1.2 présente les différentes étapes de dégradation due à la corrosion.

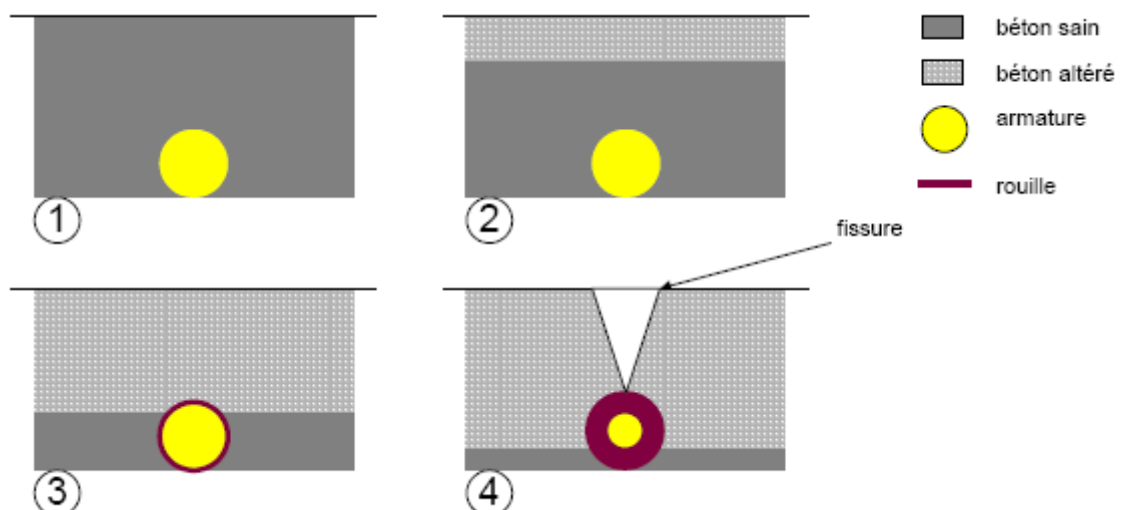


Figure 1.2. Les différentes étapes de dégradation due à la corrosion.

(1) Le béton sain, (2) Pénétration un agent agressif (3) Corrosion de l'armature (4) Eclatement de l'enrobage [18]

Les ouvrages et les éléments concernés par la corrosion des armatures sont les suivants :

- **Bâtiments:** acrotères et balcons, éléments verticaux et terrasses, en milieux industriel et maritime. Ce sont bien sûr les éléments les plus sensibles des bâtiments, du fait soit de leur minceur, soit de la difficulté à maintenir des enrobages suffisants [18].
- **Ponts et ouvrages d'art:** dans cette catégorie d'ouvrages, il apparaît que les zones les plus sensibles soient les tabliers, poutres (Fig 1.3) [18].



(a) Pont à poutre



(b) Pile de pont

Figure 1.3. Exemples: corrosion des armatures [17].

Les conséquences de la corrosion [18] sur la structure sont:

- ✓ réduction de section de l'armature corrodée
- ✓ fissurations et les fracturations du béton
- ✓ décollement du béton d'enrobage
- ✓ diminution de l'adhérence acier-béton
- ✓ sécurité vis-à-vis des usagers
- ✓ stabilité de la construction, dans le cas d'une corrosion uniforme et généralisée, la ductilité des poutres (en termes de flèche) est beaucoup moins affectée [18] et la perte d'adhérence joue probablement un rôle important dans ce phénomène (Fig 1.4).

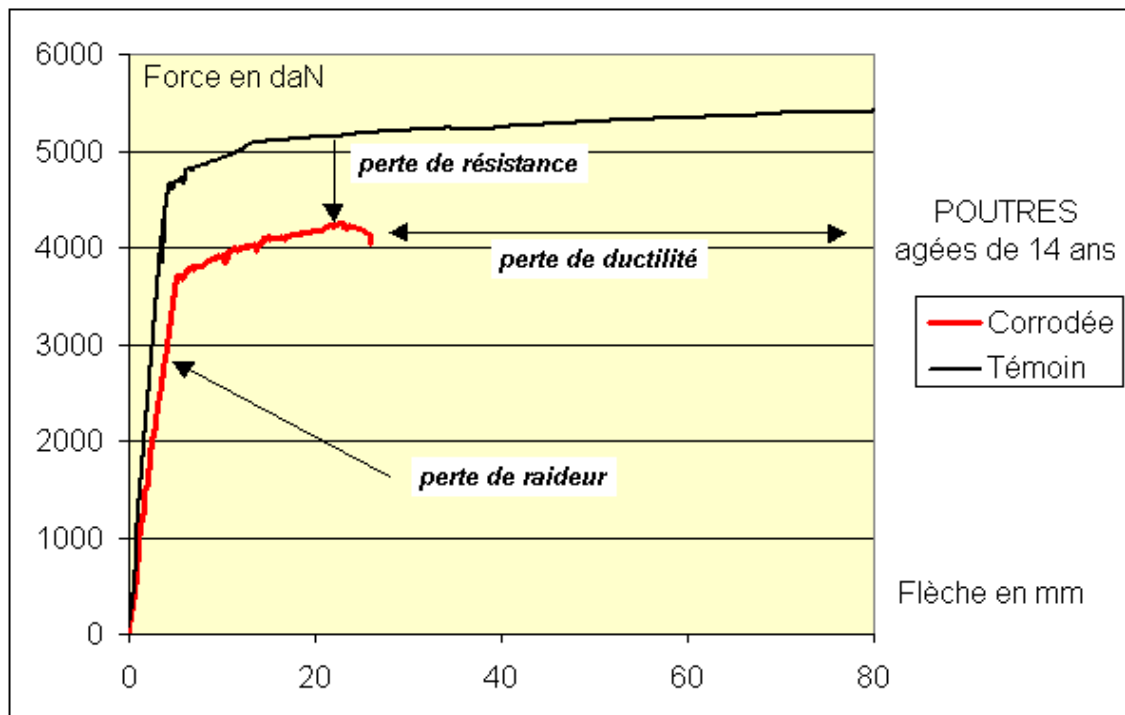


Figure 1.4. Comportement force-flèche (essai de flexion 3 points) [19]

1.2.3. Réactions sulfatiques

Les réactions sulfatiques sont provoquées par l'action des sulfates provenant du milieu extérieur (eaux souterraines, remblais contenant des sulfates, pluies acides, les eaux usées,...), avec la chaux et les aluminates du ciment. Le produit final de la réaction est l'étrangéité, dont le développement au sein du béton provoque une expansion qui altère les caractéristiques mécaniques du béton [20].

1.2.4. Attaques par les acides

Les principaux agents agressifs sont les sulfates et les acides. L'acide sulfurique est connu comme une des sources les plus communes de dégradation.

Le béton est susceptible d'être attaqué par différents types d'acides (acide sulfurique, nitrique, phosphorique, acétique, lactique, ...) [21], par exemple:

- Les structures enterrées en béton peuvent en effet être attaquées par les eaux contenues dans le sol et chargées naturellement (par oxydation de minéraux comme la pyrite) ou de par le dépôt de déchets chimiques industriels
- Quant aux tuyaux d'égout, ils peuvent être le siège d'un phénomène d'attaque complexe: les eaux qu'ils transportent contiennent des composés soufrés et des bactéries de sulfate qui transforment ces composés en acide sulfhydrique (H₂S), un

gaz qui s'échappe des eaux usées. Ce dernier peut ensuite être oxydé par d'autres bactéries, puis transformé en acide sulfurique (H_2SO_4), qui attaque le béton.

- Les pluies acides constituent également une source d'agression pour les structures en béton (des pH de 5 à 3 ont été mesurés) [21].
- La dégradation chimique des structures en béton exposées à des substances agricoles. Les acides acétique et lactique existant dans les liquides qui se forment à l'intérieur des silos lors de la fermentation des aliments [14], sur le sol des dépôts ou des hangars en présence d'eau (salive).

L'attaque du béton par les acides comprend un ensemble de processus complexes qui entraînent une réduction des propriétés structurelles du matériau, telles que la résistance en compression. Tout comme les granulats calcaires, le béton est un matériau basique (son pH est supérieur à 12,5) susceptible d'être attaqué par les acides [14]. Les attaques acides se font principalement suivant un mécanisme de dissolution. Le phénomène de dissolution peut être accompagné de la précipitation du sel formé lors de la réaction:

Rappel : base + acide \rightarrow sel + eau

Si le sel est peu soluble, ce sel peut avoir un effet colmatant et ralentir les réactions de dissolution [14].

Divers paramètres peuvent être utilisés pour mesurer les dégradations:

- la réduction de volume [14],
- la perte de poids,
- la baisse de résistance en compression,
- le changement de pH de la solution de simulation,
- la profondeur de pénétration de l'acide.

1.3. Pathologies d'origine physique

1.3.1. Retrait

Le retrait du béton est un phénomène physico-chimique et qui se développe sous diverses formes depuis la prise du béton jusqu'à son vieillissement. Il correspond à l'action du départ de l'eau excédentaire du béton vers l'extérieur et/ou au dégagement de chaleur au cours de la réaction chimique d'hydratation (réaction exothermique). Le symptôme

caractéristique de l'action du retrait sur un ouvrage est la fissuration qui peut être soit orientée, soit multidirectionnelle [20].

Les différents types de fissures de retrait peuvent être classés, suivant leur ordre chronologique d'apparition, en trois types de l'élément de structure [22].

- ❖ **Fissures apparaissant une ou deux heures après le bétonnage**: ces fissures sont provoquées par le tassement du béton frais. Elles sont relativement profondes et ouvertes et affectent les surfaces horizontales provoquant un gradient vertical de l'ensemble des caractéristiques physiques et mécaniques [22].
- ❖ **Fissures apparaissant juste après le décoffrage** : ces fissures affectent aussi bien les surfaces horizontales que les parements verticaux. Ces fissures sont généralement fines et peu profondes, mais elles peuvent être plus ouvertes lorsque le retrait thermique en est la cause. En fait, le retrait thermique est lié directement à l'élévation de température du béton [23].
- ❖ **Fissures apparaissant plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage** : ces fissures sont créées par le retrait à long terme. Ce retrait résulte du départ de l'eau en raison de la mise en équilibre hygrométrique de la structure en béton avec son milieu extérieur [22].

Quatre types de retrait (thermique, plastique, endogène et dessiccation) [23] peuvent être à l'origine de l'apparition de fissure sur la surface des ouvrages en béton armé.

1.3.1.1. Retrait de dessiccation

Le retrait de dessiccation est lié au séchage qui se manifeste avant, pendant et après la prise du béton. En fait, ce retrait est dû à un déséquilibre hygrométrique entre le milieu extérieur et le matériau [23]. La fissuration qui en résulte est due à la dépression capillaire qui se produit lorsque des ménisques d'eau se forment dans les pores capillaires du béton frais. Ce retrait, qui est donc consécutif à l'évaporation de l'eau peut se manifester quelques minutes après la mise en œuvre du béton et se poursuivre quelques semaines après. Il est de l'ordre de 1mm/m.

1.3.1.2. Retrait Endogène

Le retrait endogène apparaît avec les bétons présentant un rapport eau/ciment (E/C) faible et une teneur élevée en fines [23]. Le retrait endogène augmente avec la diminution du rapport E/C. Dans ce sens, les bétons spéciaux, tels que le béton à hautes performances (BHP)

et le béton autoplaçant (BAP) sont caractérisés par des compositions différentes de celles des bétons ordinaires. En raison du faible rapport E/C et/ou de la quantité élevée de fines des BHP et des BAP, les effets mécaniques du retrait endogène apparaissent comme prépondérants.

1.3.1.3. Retrait plastique

Le retrait plastique est causé par le départ prématuré de l'eau de gâchage à partir de la surface de béton [23]. L'ordre de grandeur du retrait plastique est de 1 à 5 mm par mètre selon la vitesse d'évaporation de l'eau du béton (Fig.1.5). La fissuration plastique affecte les bétons de mauvaise qualité [24].

1.3.1.4. Retrait thermique

Le retrait thermique est lié directement à l'élévation de température du matériau [23]. Les paramètres clés de l'élévation de températures sont :

- ✓ Composition de ciment et sa finesse
- ✓ Dosage en ciment,
- ✓ Rapport de la masse d'eau à la masse de liant (E/C)

D'un côté l'augmentation de la quantité de ciment augmente la quantité de chaleur dégagée, mais de l'autre la réduction du rapport E/C diminue la quantité totale de chaleur dégagée [23].

Après la prise, le refroidissement du béton se traduit donc par un retrait thermique qui peut provoquer l'apparition de fissures (Fig 1.5) [24].

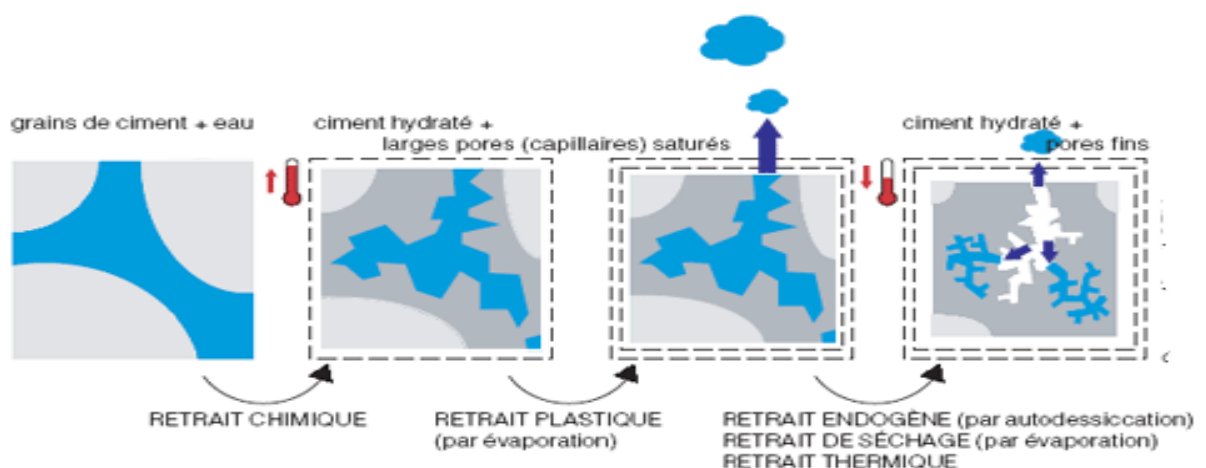


Figure 1.5. Principaux types de retrait du béton [24].

La conséquence essentielle de ces retraits est l'apparition de phénomènes de fissuration pouvant diminuer la durabilité des ouvrages en béton armé ou précontraint, et ou limiter leur capacité portante.

1.3.2. Cycle Gel-dégel

Dans le cas des ouvrages réalisés dans les climats froids, le béton est soumis à des altérations dû au cycle de gel/dégel. L'eau contenue dans les pores gèle à une température inférieure à zéro ($-3\text{ }^{\circ}\text{C}$ à $-4\text{ }^{\circ}\text{C}$). Le passage de l'eau de l'état liquide à l'état solide engendre des pressions hydrauliques sur des capillaires restés à l'état liquide, produisant ainsi une augmentation du volume massique de béton de l'ordre 9%. Dans le cas où les pressions hydrauliques deviennent supérieures à la résistance à la traction du béton, celui-ci se fissure [24]. La succession des cycles d'humidification et de gel élargit peu à peu ces microfissures qui amèneront la destruction en surface du béton (l'écaillage du béton) sous la forme de plaquettes (Fig 1.6).



Figure 1.6. Dégradation d'un ouvrage soumis au gel dégel [25].

1.4. Pathologies d'origine mécanique

1.4.1. Les chocs

Il s'agit le plus souvent d'action accidentelle de type mécanique qui se concrétise par des chocs [22]. Les chocs les plus fréquents sont ceux des poids lourds hors gabarit contre l'intrados des ponts, les chocs de bateaux ou d'objets flottants contre les piles en rivière (Fig 1.7).



Figure 1.7. Choc sur une pile de pont.

Par ailleurs, les désordres induits par les séismes le plus souvent observés sur les structures peuvent être assez variés, et différent selon leur type [26]. Sur les ponts [27], les désordres générés par un séisme peuvent être les suivants :

- ✓ échappement du tablier de ses appuis (Fig 1.8-a).
- ✓ endommagement des culées (Fig 1.8-b), des murs de soutènement ou encore des fondations.



(a) Echappement du tablier (Kobe, 1995)



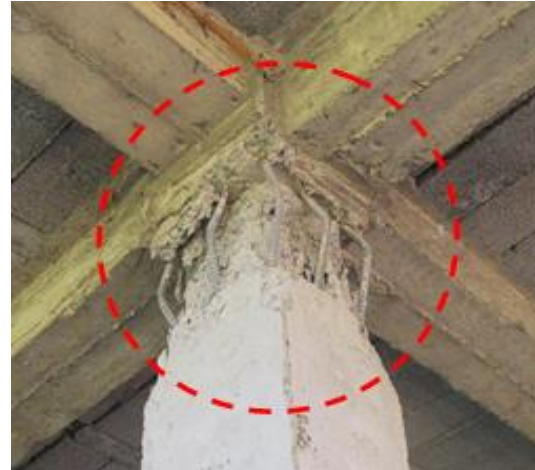
(b) Rupture par affaissement et rotation de la culée

Figure 1.8. Endommagement des ouvrages en béton armé [28]

En ce qui concerne les bâtiments, il peut être confronté, suite à un séisme, à plusieurs désordres. Parmi ceux-ci, il est ainsi possible de citer :

- la destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs (Fig 1.9-a),

- la rupture des têtes de poteaux pouvant entraîner la ruine totale si les poutres ont été dimensionnées plus largement que les poteaux (alors qu'en règle générale on opte pour un schéma type poteau fort - poutre faible) (Fig 1.9-b),
- Écrasement du béton (Fig 1.9-c),
- Absence de cadres dans le nœud (Fig 1.9-d).



(a). Effondrement de l'étage inférieur (Kobe, 1995) (b). Rupture des têtes de poteaux (séisme de Boumerdes 2003)



(c). Absence de cadres dans le nœud (d). Écrasement du béton (séisme de Boumerdes 2003)

Figure 1.9. Cas des Endommagements (cas des bâtiments).

1.4.2. Fissuration d'origine mécanique

La présence de fissures sur une structure en béton armé témoigne généralement d'un endommagement de cet élément [24].

Les causes de la fissuration d'un ouvrage en béton armé sont :

- Erreurs de conception et d'exploitation :

- ✓ Un manque d'armatures.
- ✓ Un manque de joints.

- ✓ Une poussée à vide dans les escaliers.
- ✓ Tassements.

- Défauts d'exécution :

- ✓ Liaisons non conformes aux calculs.
- ✓ Déplacements des coffrages.
- ✓ Une mauvaise formulation du béton.
- ✓ Une mauvaise position des armatures d'aciers.
- ✓ Un recouvrement insuffisant des armatures d'aciers.
- ✓ Ferrailages denses, nœuds complexes et recouvrements de barres.
- ✓ Insuffisance des aciers de répartition.
- ✓ Décoffrage prématuré.

- Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages

Dans le cas des ouvrages d'art, l'évolution des conditions d'exploitation par suite soit de la modification des charges réglementaires, soit de la modification de la fréquence de passage des véhicules. Exemple: la mise en conformité des bâtiments et des ponts vis à vis des sollicitations sismiques, qui constitue une question de grande actualité. L'expérience des derniers séismes a en effet montré que le patrimoine bâti présentait un risque sismique très sérieux en cas de tremblement de terre [29].

En conséquence, les ruptures peuvent aussi se produire brutalement, sans prévenir par des déformations visibles: Rupture par efforts tranchant ou rupture par flexion (Fig 1.10).



(a) Fissures de flexion



(b) Fissures d'effort tranchant

Figure 1.10. Pont à poutres

1.5. Conclusion

En conclusion, c'est de reconnaître les maladies par leurs symptômes et de les différencier les unes des autres. Le diagnostic doit identifier la pathologie, statuer sur la cause des désordres, les facteurs qui les déclenchent ou les entretiennent et l'évolution probable de la situation.

En effet, le choix de la méthode du renforcement/réparation et des matériaux à mettre en œuvre est défini en fonction de la nature et de l'importance des désordres constatés, en tenant compte des critères économiques des matériaux de construction et des conditions de chantier. La notion de renforcement ayant pour objectif d'améliorer les performances de la structure vis-à-vis de conditions d'exploitations modifiées ou d'augmenter la durée de vie de l'ouvrage. Ainsi, la notion de réparation visant à restituer les caractéristiques initiales de portance (rigidité, résistance).

Différentes technologies de renforcement/réparation et de maintenance des ouvrages sont couramment utilisées depuis de nombreuses années.

CHAPITRE 02:
***Techniques de
renforcement/réparation des
ouvrages en béton armé***

2.1. Introduction

Un ouvrage en béton armé est dimensionné pour une durée de vie de cent ans en moyenne. Toutefois, plusieurs types de désordres viennent réduire cette durée de vie envisagée. Aujourd'hui, un ouvrage sur quatre nécessite une maintenance pour assurer la sécurité des usagers.

La maintenance des ouvrages de génie civil consiste à les protéger en assurant une meilleure étanchéité ou en limitant la corrosion et à les renforcer en améliorant les performances et la durabilité des ouvrages [22].

De nombreuses solutions techniques sont disponibles et maîtrisées, elles ont fait la preuve de leur efficacité et répondent à l'ensemble des problèmes potentiels rencontrés sur les matériaux ou sur les structures. Il convient de choisir la solution technique adaptée à la pathologie à traiter, après un diagnostic complet et précis des désordres, de leurs causes et de leurs évolutions

La réussite des travaux de réparation des ouvrages en béton nécessite un travail en commun d'experts et le respect de quelques principes clés de base. A titre d'exemple:

- Toute réparation sans un diagnostic préalable ou issue d'un diagnostic erroné est vouée à l'échec.
- Le choix de la technique de réparation peut se prendre qu'après un diagnostic précis de la structure et une détermination des causes et de l'étendue des désordres.

Il existe différentes solutions techniques de renforcement/réparation des ouvrages en béton armé [30]. Ces diverses solutions techniques permettent:

- ❖ un traitement esthétique
- ❖ une réparation non structurelle
- ❖ une réparation structurelle

Certes, ces différentes solutions techniques permettent:

- d'augmenter la résistance
- d'augmenter la ductilité
- de modifier la rigidité

2.2. Les techniques de renforcement

Il existe différentes techniques de renforcement/réparation:

- Adjonction d'armature complémentaire.
- précontrainte additionnelle.
- Traitement des fissures.
- Renforcement par béton projeté.
- Tôles collées.
- Renforcement par addition de nouveaux éléments de construction verticaux et/ou horizontaux.
- Renforcement au moyen de matériaux composites.

2.2.1. Précontrainte additionnelle

Les progrès technologiques accomplis dans le domaine de la réparation ont fait évoluer la conception du câblage puisque ils sont conçus, avec une précontrainte partiellement ou totalement extérieure.

- Sur le plan mécanique, la précontrainte additionnelle extérieure se caractérise par de faibles pertes de tension par frottements, la possibilité d'ajuster assez facilement le tracé des câbles en fonction des effets recherchés [31,32].
- Sur le plan pratique, elle offre une assez grande facilité d'installation et la possibilité d'un contrôle efficace de l'exécution [31].

Elle est réalisée le plus souvent par la mise en œuvre d'armatures de précontrainte (câble ou barres). Compte tenu de son efficacité et de sa souplesse de mise en œuvre, la précontrainte additionnelle peut être employée pour réparer une grande variété d'ouvrage (ponts, barrages, réservoir, silos...) ou éléments structuraux tels: dalles de plancher ou poutres. Cette méthode est particulièrement adaptée à la réparation en flexion et vis-à-vis de l'effort tranchant par l'emploi d'étriers actifs (Fig 2.1). En revanche, la mise en œuvre de tout ce qui concerne la protection définitive des armatures nécessite un niveau particulier de qualité. De plus, le recours à des unités de plus en plus puissantes pour en limiter le nombre implique une étude particulièrement soignée des zones d'ancrage, très fortement sollicitées [22].

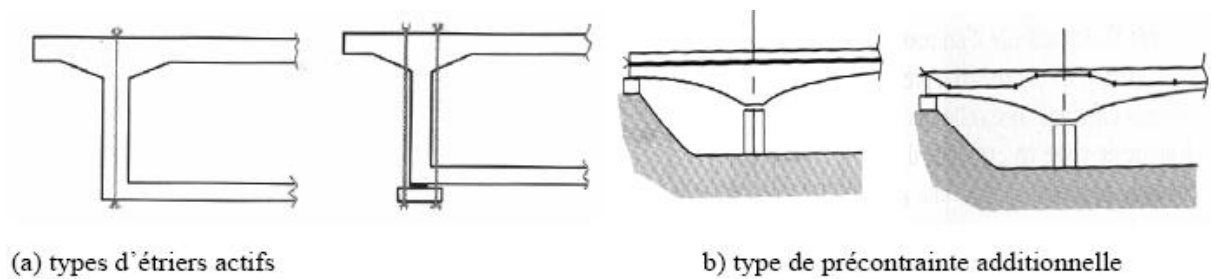


Figure 2.1. Différents types de réparation par précontrainte additionnelle [22].

2.2.2. Projection des bétons

Cette technique est largement répandue tant sur le plan de renforcement des structures ou élément structurels défailantes et exigeant une mise en œuvre poignée. Le béton projeté peut éventuellement être associé avec un autre mode de réparation, qui est rajout d'armatures d'aciers (Fig 2.2). Cette méthode de projection de béton peut être réalisée, soit par voie sèche ou bien par voie humide [33].



Figure 2.2. Renforcement au moyen de béton projeté

a) Projection par voie sèche

Le mélange sec (granulats, ciment et éventuellement accélérateur de prise et adjuvants) est fabriqué dans un malaxeur puis propulsé par de l'air comprimé vers la lance de projection. Cette lance est associée à une lance de projection d'eau (Fig 2.3) [33].

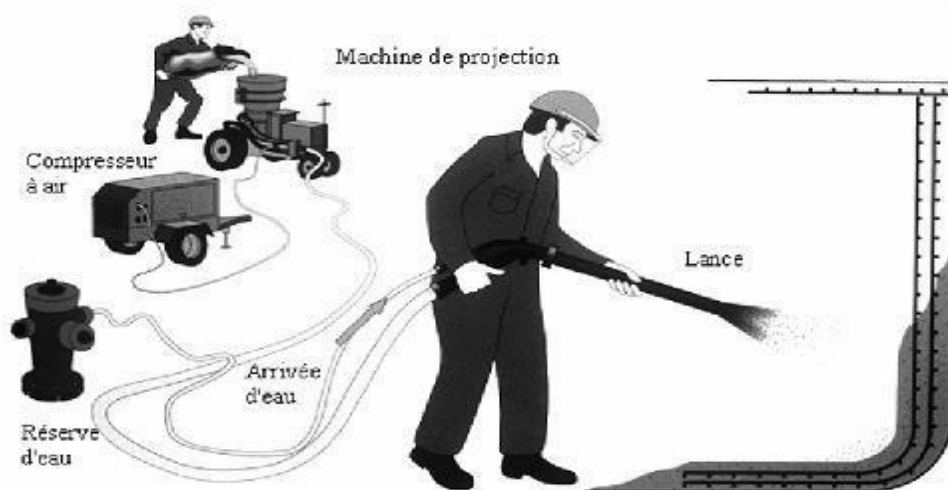


Figure 2.3. Projection par voie sèche [33]

b) Projection par voie humide

Le mélange comprenant l'eau est stocké après malaxage dans une trémie (Fig 2.4). Il est ensuite pompé jusqu'à la lance de projection et projeté grâce à l'air comprimé [33].

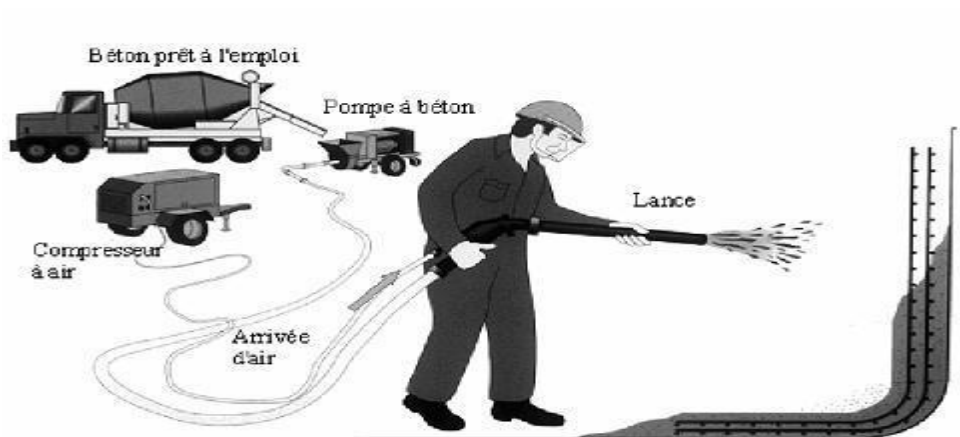


Figure 2.4. Projection par voie humide [33].

La projection est possible dans toutes les directions, en particulier en plafond (Fig 2.5). [33].

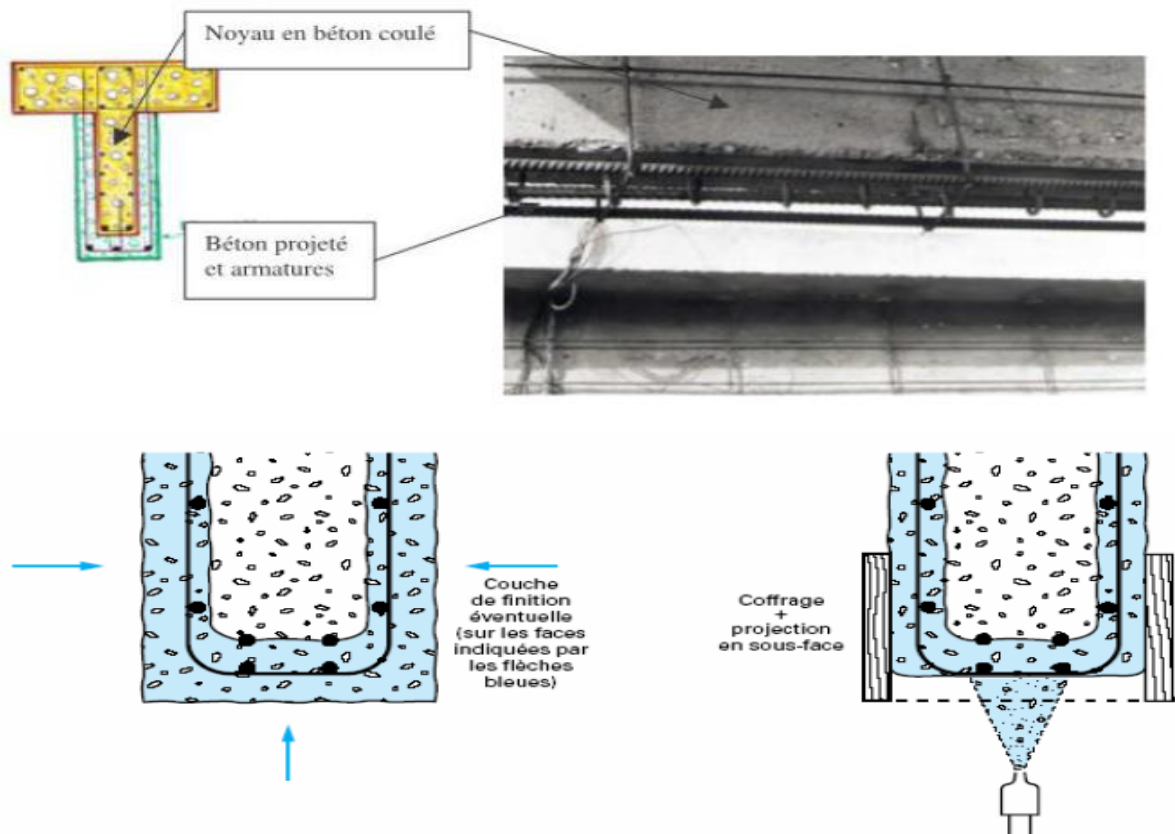


Figure 2.5. Renforcement de poutre par béton projeté [33]

2.2.3. Chemisage en béton armé

Le chemisage en béton armé consiste en une augmentation considérable des sections (Fig 2.6 (a+b)) par la mise en œuvre d'un ferrailage additionnel à l'ancien élément et d'un nouveau béton d'enrobage pour favoriser l'accrochage, ce dernier sera mis en œuvre après la confection du coffrage [34, 35].

Cette technique de renforcement présente des avantages et des inconvénients.

➤ Avantages [36]:

- Technique peu coûteuse du fait des matériaux utilisés.
- Main d'œuvre peu qualifiée.

➤ Inconvénients [36]:

- Augmentation sections donc du poids de la structure.
- Les éléments sont plus encombrants et moins esthétiques.
- Nécessité de mettre hors service l'ouvrage à renforcer pendant la durée des travaux qui est généralement longue.
- Transport des matériaux.

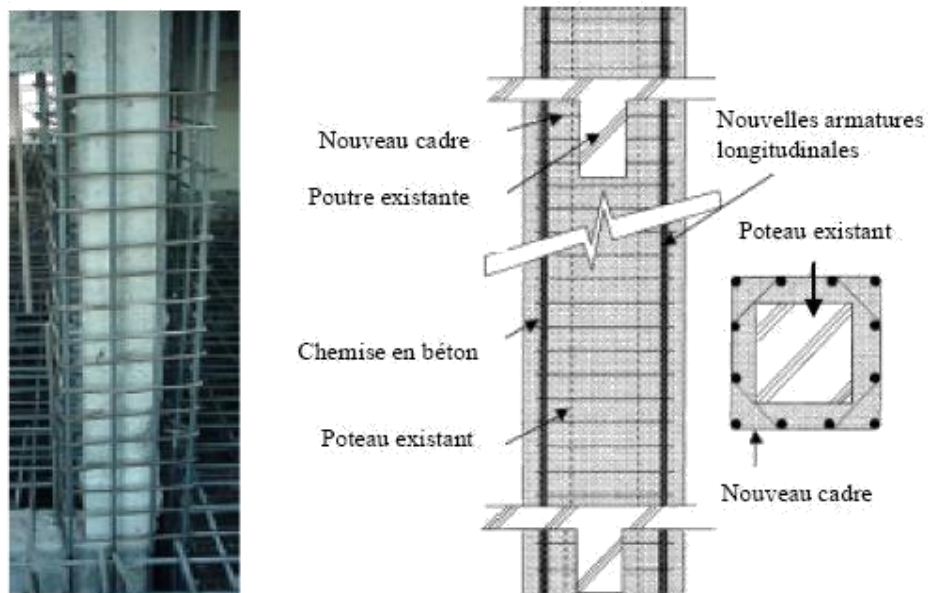
- Nécessité de coffrages.
- Mise en œuvre souvent difficile.

Pour les chemisages en acier, l'action de confinement est plus efficace dans le cas de poteaux à section circulaire qu'à section rectangulaire. Plusieurs ponts dont les piles étaient renforcées avec des chemises en acier se trouvaient dans des régions ayant subi des secousses intenses. Aucun de ces piles ne semble avoir subi de dommages importants [32]. Pour les poteaux circulaires, les chemises prennent la forme de deux demi-couches légèrement surdimensionnées pour faciliter leur installation, soudées sur place aux jointures verticales. Pour les poteaux rectangulaires, la chemise est habituellement roulée en forme elliptique et les espaces les plus larges entre le tubage et le poteau sont remplis de béton plutôt que de coulis de ciment [37] (Fig 2.7).

Toutefois, cette technique est coûteuse et exigeante en main-d'œuvre. Compte tenu de la grande efficacité de cette technique et de son coût, les chemises en acier pourraient éventuellement être utilisées dans les installations industrielles possédant un nombre restreint de poteaux nécessitant un renforcement. Cependant, dans le cas des bâtiments types où plusieurs poteaux doivent être renforcés, cette technique s'avère trop onéreuse [36].



(a) Séisme de Boumerdes 2003



(b) Disposition du ferrailage

Figure 2.6. Chemisage des poteaux en béton armé

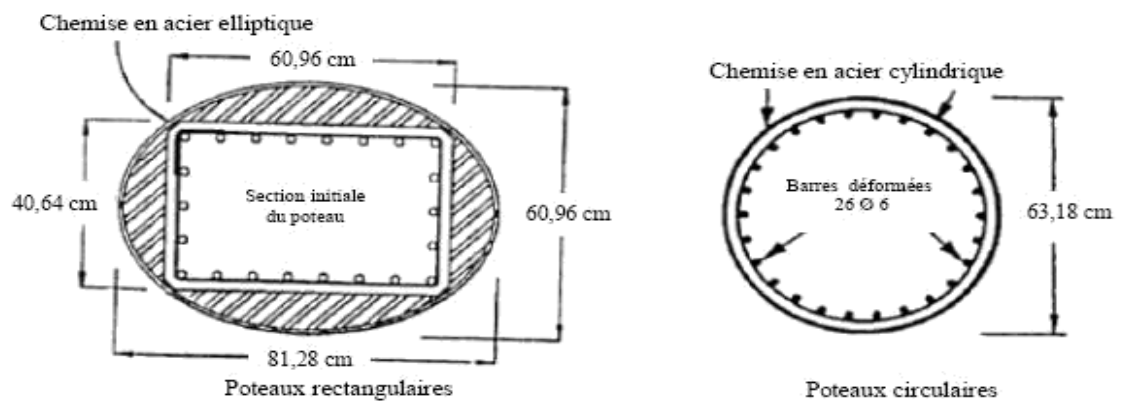


Figure 2.7. Renforcement de poteaux circulaires et rectangulaires avec des chemises en acier

[37]

2.2.4. Tôles collées

L'Hermite (1967) s'est intéressé, dès le début des années soixante, à l'utilisation de ces composés adhésifs polymérisant à froid pour associer du béton à des composants d'acier disposés extérieurement (Fig 2.8).

Ce type de renforcement consiste à pallier les insuffisances locales ou globales des structures en béton par des tôles d'acier.

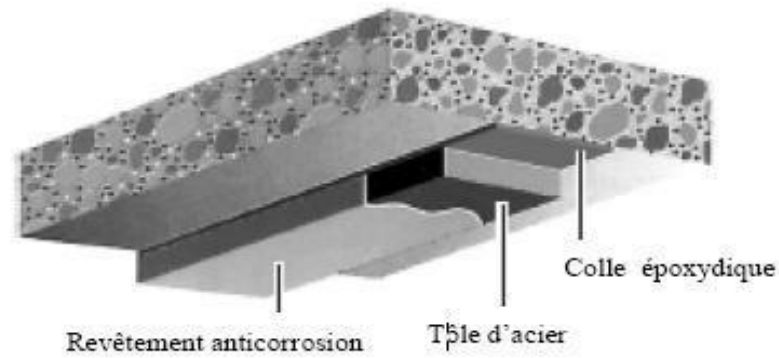


Figure 2.8. Application de plats métalliques selon le procédé L'Hermitte [39].

L'utilisation de ce type de renforcement comporte des avantages et des inconvénients :

- **Avantages** [40]:

- Il n'exige que des interventions mineures sur la structure.
- Il est d'un emploi souple.
- Les renforts sont peu encombrants.

- **Inconvénients** [40]:

- Sensibilité de l'acier à l'oxydation.
- Impossibilité de mobilisation de toute la résistance en traction des tôles.
- Nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter.
- Nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine de collage.
- Impossibilité de généraliser cette technique à des surfaces importantes (masse manipulées trop importantes), ce qui limite d'autant les possibilités de réparation (Fig 2.9(a)).

La technique du collage est améliorée, en perforant les tôles collées (Fig 2.9(b)).



(a) Difficulté de manutention



(b) Renforcement du viaduc par tôles collées perforées

Figure 2.9. Tôles collées [40].

2.2.5. Traitement des fissures

Le choix de la technique adaptée est fonction des caractéristiques de la fissuration :

- ouverture (microfissures, fissures fines, fissures moyennes),
- profondeur,
- activité (mortes, actives),

Les différents traitements des fissures sont résumés dans la Fig 2.10

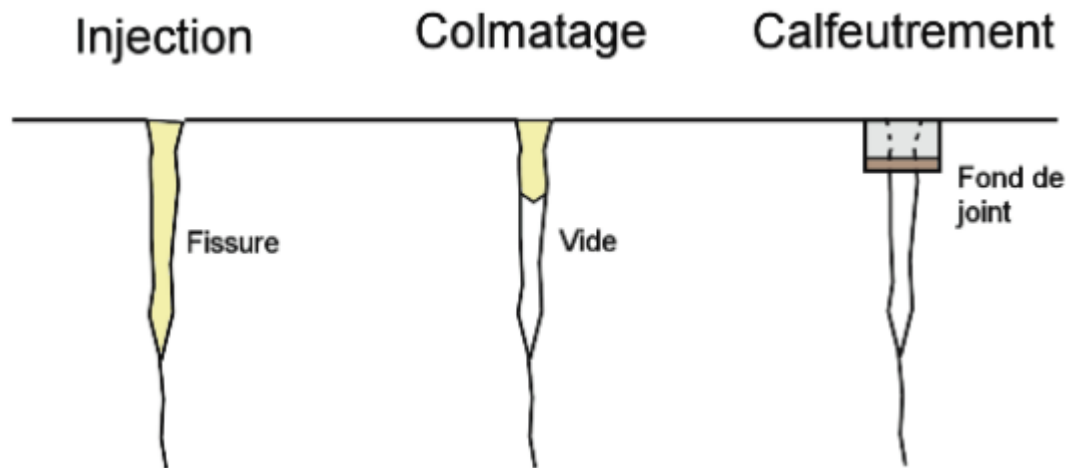


Figure 2.10. Les différents traitements des fissures [30]

- **Injection** : pénétrer dans la fissure un produit qui va créer une continuité mécanique et/ou une étanchéité entre les parties disjointes (Fig 2.10).

- **Colmatage**: un remplissage partiel au moyen d'une injection sur une certaine profondeur de la fissure (Fig 2.10) [30].

- **Calfeutrement**: colmater définitivement et en profondeur une fissure au moyen d'un produit souple (mastic ou mortier) afin de rétablir une étanchéité à l'air ou à l'eau mais sans bloquer les mouvements de la fissure (Fig 2.10) [30].



(a) Calfeutrement de fissures à l'aide d'un base de liants hydrauliques

(b) Calfeutrement d'une fissure à l'aide à d'un mastic à base de liants organiques

Figure 2.11. Technique de Calfeutement [30]

2.2.6. Renforcement par matériaux composites collés

Les matériaux composites appartenant à la famille des Polymères Renforcés de Fibres (FRP) conviennent pour une gamme très étendue d'utilisations dans le domaine de la construction. Ils peuvent se présenter: feuilles, tissus ou enveloppes préformées, lamelles pultrudées, collés sur les parois extérieures de la structure (moulage au contact), sous forme d'engravure, de profilés structuraux ou encore sous forme de barres pour le renforcement interne du béton. Ces matériaux présentent une contrainte de rupture très élevés pour une densité cinq fois moindre que celle de l'acier [41].

Deux types de produits de construction en matériaux composites sont principalement utilisés: les tissus (secs ou pré-imprégnés sous forme de feuilles), et les plats (ou lamelles). Les tissus sont collés sur site et polymérisent lors de la mise en œuvre (moulage au contact), alors que les plats sont préfabriqués (pultrusion). Cependant, ces différents types de matériaux composites ont des propriétés mécaniques proches, qui sont notamment gouvernées par le comportement (résistance et rigidité) des fibres [42].

Les caractéristiques non corrosives des fibres de carbone et leur résistance à la plupart des substances chimiques donnent à ce système de renforcement une durée de vie bien plus longue que celle des matériaux conventionnels tels que l'acier, c'est à dire une valeur plus économique à long terme.

De récentes recherches et tentatives de développement ont révélé que ces matériaux permettraient de renforcer plusieurs structures en béton armé existantes [42, 43].

La conception du système multicouche composite (Fig 2.12) a pour objectif de remplir plusieurs fonctions (Hamelin 2002) [39]: rendre sain l'état de surface de la couche support, appliquer un nombre de couches de matériaux composites suffisant pour assurer la stabilité de l'ouvrage; procéder à un placage de feuilles de placo-plâtre ou à la projection de couches à fort taux de charges minérales pour améliorer la tenue au feu et en température du système, ...

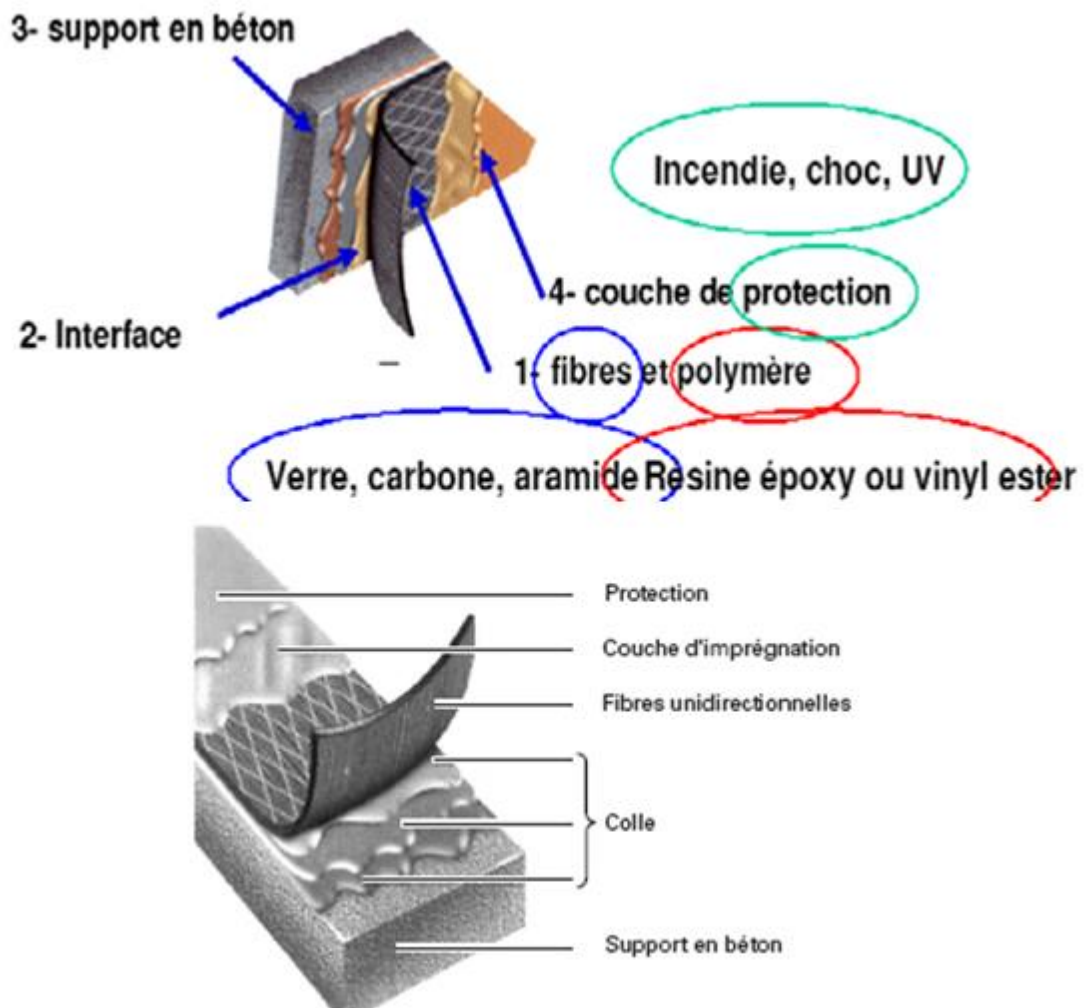


Figure 2.12. Conception du système multicouche [44].

Le processus de renforcement passe généralement par les étapes suivantes (Fig 2.13) [45]:

1. Inspecter la surface de l'élément de structure à renforcer.
2. Réparer les fissures et les surfaces altérées avec une injection d'époxy et de mortier à base de résine époxy.
3. Préparer la surface de l'élément de structure (avec des meules et du sablage humide au besoin) en éliminant les saillies et en s'assurant que le profil est adéquat.

4. Appliquer une couche d'apprêt puis du mastic de vitrier afin d'assurer l'adhérence des tissus de fibres.
5. Appliquer une première couche d'agent d'imprégnation.
6. Appliquer les tissus de fibres sur la surface, comme s'il s'agissait de papier peint.
7. Appliquer une deuxième couche d'agent d'imprégnation, une fois que les tissus auront bien durci, généralement au bout d'une heure.
8. Répéter les étapes 6 et 7, jusqu'à ce que toutes les couches de fibres soient installées.



Figure 2.13. Procédé de mise en œuvre des matériaux composites [45].

D'une manière générale, les matériaux composites du type polymère renforcé de fibres «FRP» présentent des avantages considérables dès qu'il s'agit de la protection et le renforcement d'ouvrages ou d'éléments d'ouvrages en béton armé tels que poutre, poteau, dalle ou mur.

- Le renforcement vis à vis la résistance à la flexion d'une poutre en béton armé simplement appuyée en utilisant les composites «FRP» est généralement réalisé par collage externe des lamelles «FRP» sur le support de la poutre concernée (Fig 2.14) [46].

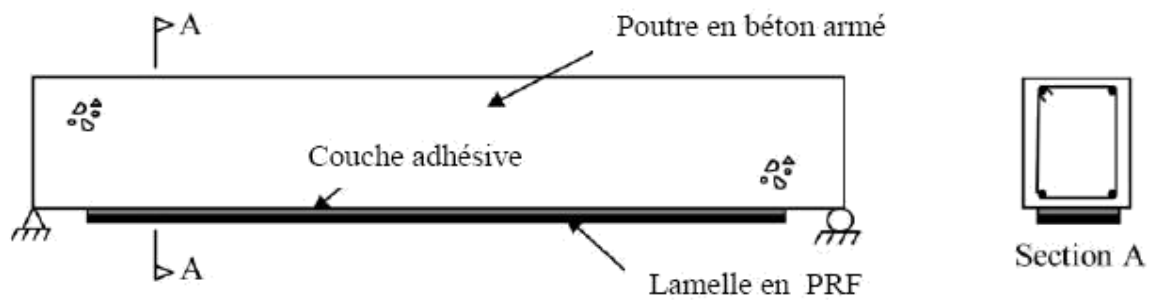


Figure 2.14. Réparation à la flexion d'une poutre par matériaux composites [46].

Par ailleurs, la figure 2.15 présente différentes configurations de collage de matériaux composites sur une poutre, chaque configuration est prévue pour un objectif particulier.

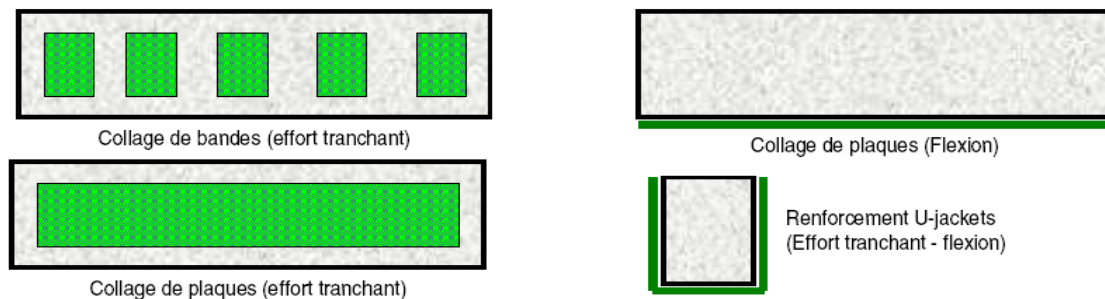


Figure 2.15. Différentes méthodes de renforcement par le collage de plaques en composites [47]

- La procédure de base de renforcement des dalles simplement appuyées par «FRP» est de coller des bandes ou des lamelles «FRP» sur la face tendue de la dalle. Pour les dalles travaillant dans les deux sens on utilise des lamelles croisées (Fig 2.16), ou bien des «FRP» avec des fibres dans les deux directions [42].

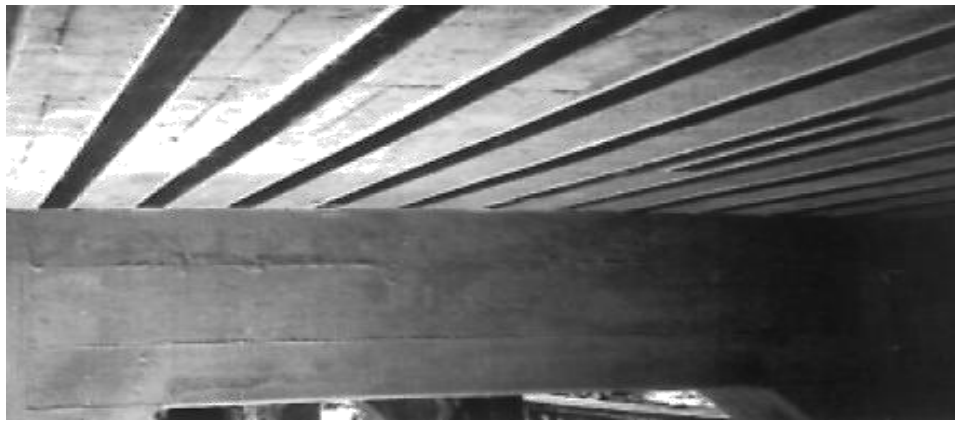
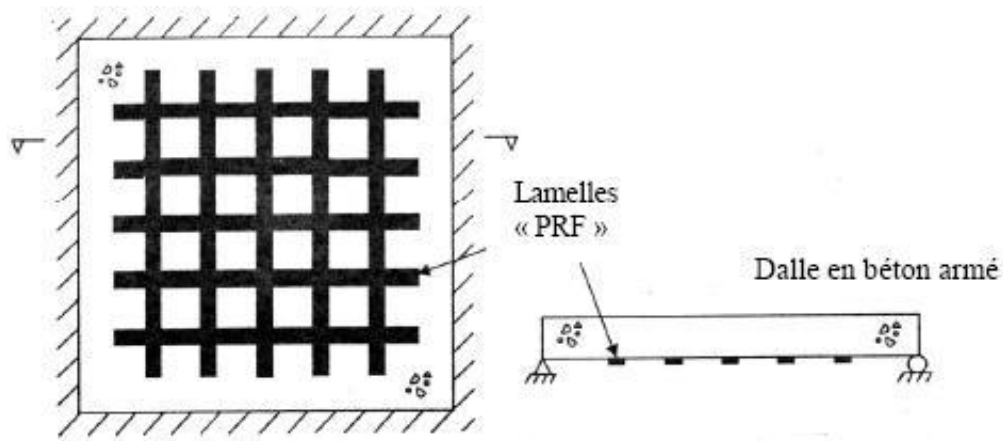


Figure 2.16. Renforcement d'une dalle (deux directions) [42].

- Les fibres unidirectionnelles ou tissées sont imprégnés par les résines du polymère et enveloppés ensuite autour des colonnes dans un processus de moulage au contact, avec l'orientation des fibres principales dans la direction de confinement. Une colonne peut être enveloppée complètement par des tissus «FRP» avec une ou plusieurs couches (Fig 2.17-a) [48]. Elle peut être aussi partiellement enveloppée en utilisant des lanières «FRP» sous forme d'une spirale continue (Fig 2.17-b).



(a) Enveloppée totalement



(b) Partiellement enveloppé

Figure 2.17. Confinement de colonnes [48]

- Les colonnes et poteaux en BA peuvent aussi être renforcés en utilisant des chemises en «FRP» sous forme de coquilles préfabriquées. Les coquilles sont fabriquées sous conditions contrôlées en utilisant la fibre en voile ou bandes avec l'imprégnation de résine effectuée avant l'installation. Elles peuvent être fabriquées en demi-cercles ou demi-rectangles [49] et en cercles avec une fente ou en rouleaux continus [50], afin qu'elles puissent être ouvertes et puissent être placés autour des colonnes (Fig 2.18).

Pour un confinement efficace, un contact total entre la colonne et la coquille en «FRP» est essentiel. Cela peut être assuré soit en liant la coquille à la colonne par adhésives ou en injectant un coulis ou mortier de ciment dans l'espace entre la coquille et la colonne [49,50]. Ils ont suggérés que les colonnes carrés ou rectangulaires peuvent être renforcées en les reformant dans des colonnes circulaires ou elliptiques dans lesquelles une coquille préfabriquée en «FRP» est utilisée [50].



Figure 2.18. Chemisage par coquille préfabriquée en «FRP» (Monti 2003) [51].

Chacune des trois méthodes discutées au-dessus à ses avantages et ses inconvénients (Tableau 2.1).

Tableau 2.1. Une comparaison des différentes méthodes de renforcement des colonnes [47]
[48], [49].

Méthodes	Avantages	Inconvénients
Stratification au contact	<ul style="list-style-type: none"> - Flexibilité d'adaptation avec les différentes formes de colonnes. - Facilité de manutention et de mise en œuvre sur chantier, sans le besoin d'équipements spéciaux. 	<ul style="list-style-type: none"> - Un bas niveau de contrôle de la qualité. - Demande beaucoup de main d'œuvre par rapport aux autres techniques.
Enroulement filamentaire	<ul style="list-style-type: none"> - Un contrôle amélioré de la qualité. - Une main d'œuvre réduite sur chantier. 	<ul style="list-style-type: none"> - Moins de flexibilité d'adaptation avec les différentes formes de colonnes. - Exige un équipement spécial
Coquille préfabriquée	<ul style="list-style-type: none"> - Meilleur contrôle de la qualité. - Une main d'œuvre réduite sur chantier. - Utile pour modification de la forme des colonnes 	<ul style="list-style-type: none"> - Flexibilité d'adaptation limitée avec les différentes formes de colonnes. - Le coût de la préfabrication

En général le «FRP» avec une stratification au contact, paraît être la méthode la plus populaire car elle possède des avantages pratiques tels que la flexibilité et la facilité de mise en œuvre. Le filament enroulé ressemble à la première méthode car les deux impliquent un processus de stratification directe [46].

2.2.7. Domaines d'application des composites dans le Génie Civil

L'objectif du renforcement/réparation par des matériaux composites est de rendre à l'ouvrage existant son état structurel initial et d'accroître sa capacité. Ce type de réhabilitation permet d'éviter la pose d'aciers en milieu agressif et également de conserver la section hydraulique de l'ouvrage, contrairement à la technique de mise en place d'un chemisage en béton projeté armé d'une épaisseur importante (6 à 8 cm) avec risque de corrosion des armatures. En outre les durées de remise en service de l'ouvrage sont diminuées [52].

Les matériaux composites sont habituellement employés pour la réparation ou le renforcement d'ouvrages. Le choix du renfort utilisé pour le composite se porte généralement sur les fibres de carbone puisqu'elles présentent une bonne résistance à la traction et à la compression, et un module d'élasticité assez élevé. Les renforcements des éléments structuraux par la fibre de carbone s'appliquent à des structures en béton armé ou précontraint, en bois, en maçonnerie de briques ou encore aux maçonneries de pierres. Les domaines d'application des matériaux composites sont:

- Accroissement de la résistance des structures aux moments de flexion



Figure 2.19. Mise en place des lamelles sur une poutre

-Accroissement de la résistance à l'effort tranchant



Figure 2.20. Mise en place d'équerres de renforcement sur une poutre en Té

- Renforcement de piles et poteaux

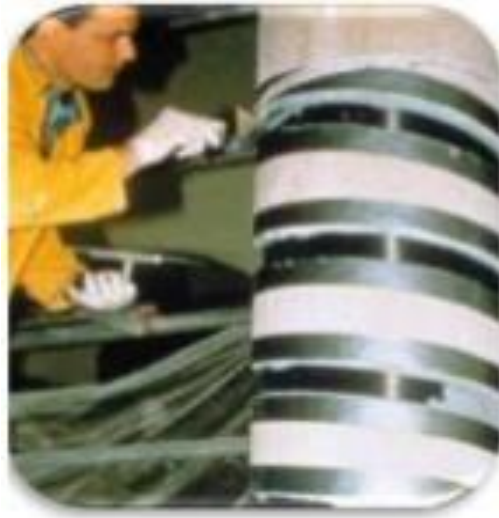


Figure 2.21. Mise en place de lamelles de carbone autour d'un poteau

- Accroissement de la résistance de parois en briques aux efforts sismiques



Figure 2.22. Mise en place des lamelles sur un mur en briques

- Accroissement de la rigidité des structures en bois



Figure 2.23. Mise en place des lamelles sur une structure bois

- Accroissement de la charge ultime d'effondrement



Figure 2.24. Mise en place des lamelles sur une coupole

-Augmentation de la charge d'apparition de la première fissuration et la charge à la rupture



Figure 2.25. Mise en place des tissus de carbone sur des voûtes [52]

-Adaptabilité et gain de charge



Figure 2.26. Mise en place des lamelles sur des ovoïdes en béton armé Val-de-Marne (94)

[52]

2.3. Conclusion

La fissuration est le symptôme le plus fréquent de la dégradation des ouvrages en béton Armé, mais la seule observation visuelle des fissures rend difficile le diagnostic. Indépendamment de l'observation de la fissuration, reflet de la dégradation, la question essentielle qui se pose est de savoir à partir de quand la dégradation a une influence sur le comportement mécanique de la structure. Cela revient à se demander à quel moment une réparation doit être envisagée et quelle sera son ampleur. Dès que la capacité portante et la stabilité de l'ouvrage sont menacées, ces méthodes ne sont pas suffisantes. Des méthodes structurales doivent alors être envisagées. Celles-ci ont pour but de réparer ou de renforcer l'ouvrage. La réparation vise à compenser les pertes en rigidités, en résistance et ainsi redonner à la structure sa capacité portante originelle. Un renforcement consiste plutôt à consolider, à augmenter la capacité portante d'un élément et ainsi améliorer les performances et la durabilité de l'ouvrage.

Vu que les matériaux composites aient une grande flexibilité en s'adaptant aux formes géométriques les plus complexes des éléments renforcés, et pour leur légèreté par rapport aux aciers, leur facilités de manutention, de transport et de mise en œuvre sur site, ainsi que leurs résistance mécanique assez importante que les autres moyens de renforcements.

Ces multiples avantages, mécanique et physico-chimique permet l'utilisation des matériaux composites comme méthode de renforcement et de réhabilitation des structures en béton armé, l'application de tissus ou lamelles en FRP (polymère renforcé en fibre de carbone) est une alternative intéressante aux méthodes de réparation conventionnelle.

CHAPITRE 03:
***Généralités sur les matériaux
composites***

3.1. Introduction

Un matériau composite est constitué de l'assemblage de deux matériaux ou plus de nature différente; ce complément permet d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composantes prises séparément.

Les matériaux composites structuraux sont principalement constitués de deux phases :

- **Le renfort** : son rôle est d'assurer la fonction mécanique. Il se présente généralement sous la forme des fibres dont l'orientation au sein du composite dépend de la sollicitation mécanique qu'elle doit supporter.
- **La matrice** : son but est de réaliser la liaison entre les renforts, leur protection vis-à-vis des agents agressifs et la prévention contre une rupture catastrophique.

D'une manière générale, les matériaux composites structuraux de part la nature du renfort sont fortement anisotropes, c'est-à-dire que leurs propriétés sont très différentes suivant la direction considérée. D'autre part, les matériaux composites sont légers, c'est-à-dire que les masses volumiques de leurs constituants sont de l'ordre de 1 à 3.5 g / cm³.

3.2. Revue des différents renforts disponibles

Les principales fibres utilisées sont Fibre de Carbone ; Fibre de Kevlar ; Fibre de Bore et Fibre de Verre [53].

3.2.1. Les fibres de carbone

Suivant les conditions de fabrication, il existe toute une variété de fibres de carbone. Mais, actuellement trois sortes sont commercialisées :

- 1- Les fibres à haute résistance classique (types : As4, As6, T300 et X635) ;
- 2- Les fibres à haute résistance module intermédiaire (types : IM6, X636);
- 3- Les fibres à haut module (types: M40 et HM5).

D'un fabricant à l'autre, les propriétés mécaniques varient suivant les propriétés physiques et mécaniques moyennes. Elles sont données dans le tableau 3.1:

Tableau 3.1. Propriétés des fibres de carbone [53]

Propriétés en traction	HR		IM	HM	
R_t (MPa)	3000 à 5000	4000 à 4500	47000 à 52000	2000 à 2500	1100 à 2000
E_{oT} (MPa)	220000 à 240000	235000 à 250000	275000 à 300000	350000 à 400000	450000 à 500000
A_R (%)	1.2 à 1.5	1.6 à 1.8	1.4 à 1.6	0.5 à 0.7	0.3 à 0.5
Masse volumique (g / cm ³)	1.75 à 1.8	1.75 à 1.8	1.7 à 1.8	1.8 à 1.85	1.9 à 1.95

R_T , E_{oT} et A_R sont respectivement la résistance à la rupture; le module de Young et l'allongement à la rupture.

Une particularité importante de ces fibres est leur coefficient de dilatation thermique négatif ou quasi nul dans le sens de la fibre, c'est-à-dire que les fibres se raccourcissent quand on les chauffe et s'allongent quand on les refroidit.

3.2.2. Les fibres de Kevlar

Aromatique (les aramides). Actuellement, il existe deux types de produits : les fibres de Kevlar 49 et les fibres de Kevlar 29. Les premiers sont principalement utilisés pour la confection des composites, alors que les autres entrent surtout dans la constitution des cordes, cordages et câbles.

Les propriétés physiques et mécaniques de ces deux types de fibres sont représentées. Les fibres de Kevlar sont des fibres synthétiques à base de polyamide dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2. Propriétés des fibres de Kevlar [53]

Propriétés en traction	Kevlar 49	Kevlar 29
R_t (MPa)	3000	2700
E_{oT} (MPa)	120000 à 130000	60000
A_R (%)	2.1	4
Masse volumique (g / cm ³)	1.45	1.44

Du point de vu dilatation, le Kevlar présente la même particularité dans le sens de fibres que celle du carbone.

3.2.3. Les fibres de Verre

Il existe une multitude de fibres de verre dont les propriétés dépendent de leur composition. Actuellement, trois types de fibres de verre sont commercialisés sous forme de files. Ce sont les variétés E, S et R. Ces deux derniers sont très voisines (l'une est Américaine et l'autre est Française).

Les propriétés des ces fibres sont présentées dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3. Propriétés des fibres de Verre [53]

Propriétés en traction	Verre E	Verre R	Verre S
R_t (MPa)	3400	4400	4900
E_{oT} (MPa)	73000	86000	87000
A_R (%)	4.9	5.2	-----
Masse volumique (g / cm ³)	2.54	2.55	2.54

3.3. Notion sur les matrices

Actuellement, on distingue deux catégories de matrices: les matrices organiques (résines synthétiques) et les matrices métalliques [53, 54, 55].

3.3.1. Les matrices organiques

Un très grand nombre de matériaux plastiques peut être utilisé comme matrice dans les matériaux composites. Elles peuvent aussi bien appartenir à la famille des résines « Thermodurcissables » qu'à celles des résines « thermoplastiques ».

3.3.1.1. Résines thermodurcissables

Les résines thermodurcissables sont employées comme matrice des matériaux composites structuraux. Comme leur nom le laisse indiquer, ces produits durcissent après un cycle de chauffage appelé « cycle de polymérisation ». A l'issue de celui-ci, le matériau est un solide relativement rigide qui ne fond pas et ne se ramollit pas en température.

De ce fait, ils ne peuvent être mis en forme qu'une seule fois et ceci avant qu'ils ne durcissent, donc avant l'accomplissement du cycle de polymérisation.

Les résines thermodurcissables les plus répandues sont les polyesters, les époxydes, les polyamides et les phénoliques. Le tableau 3.4 présente les propriétés physiques et mécaniques de ces résines après polymérisation.

Tableau 3.4. Propriétés des Résines thermodurcissables [53]

Propriétés en traction	Polyester	Epoxyde	Polyamide	Phénolique	Silicone
E_{oT} (MPa)	30 à 90	30 à 100	Environ 90	20 à 60	20 à 60
A_R (%)	2000 à 3000	2500 à 4000	Environ 3000	1000 à 5000	Environ 3000
Densité (g / cm ³)	1.1 à 1.3	1.1 à 1.3	Environ 1.3	1.2 à 1.4	1 à 1.1

3.3.1.2. Résines thermoplastiques

Les résines thermoplastiques chauffées, elles deviennent facilement déformables. Lorsqu'on les soumet à des gradients de température, elles commencent par se ramollir puis elles fondent. De ce fait, leur utilisation en température est limitée par leurs mises en œuvre qui sont grandement faciles. Les variétés qui pourraient être appliquées sont: les poly sulfones, les polyarylsulfones, les polycarbonates et le nylon polyester thermoplastique.

3.3.2. Les matrices métalliques

L'utilisation de matériaux composites à des températures supérieures à 3000 °C interdit pratiquement l'usage des matrices organiques et suppose donc que l'élément de renforcement soit noyé au sein d'une matrice métallique. Les plus employées sont les métaux légers et leurs alliages en particulier l'aluminium, le titane et le nickel [55].

3.4. Problèmes liés à l'utilisation des matériaux composites dans le génie civil

Depuis les premières applications des composites en génie civil, qui remontent au début des années 1980, et avec le développement des différents procédés et techniques de mise en œuvre, l'utilisation des composites a largement intéressé les laboratoires de recherche et les organismes industriels. Cependant, et malgré les nombreux avantages qu'offrent les matériaux composites, (propriétés mécaniques élevés, poids faible, résistance à la corrosion, etc.), leurs adaptations aux applications de renforcement révèlent de nombreux problèmes. Ces problèmes peuvent être liés directement à la mécanique des composites (matériaux hétérogènes et anisotropes) qui restent toujours un sujet de recherche, ou encore les problèmes liés à la structure renforcées (décollement, durabilité, etc.) [53].

3.4.1. Résistance des matériaux composites

En général, le composite est formulé pour satisfaire à des critères de résistances, de rigidité ou bien de tenue à l'action de l'environnement. Les propriétés finales dépendent des propriétés élémentaires de chaque constituant (Fig 3.1). L'évaluation des propriétés des matériaux composites se fait à différentes échelles. Il s'agit d'une approche multi-échelles : celle de la fibre élémentaire, du pli élémentaire puis du composite.

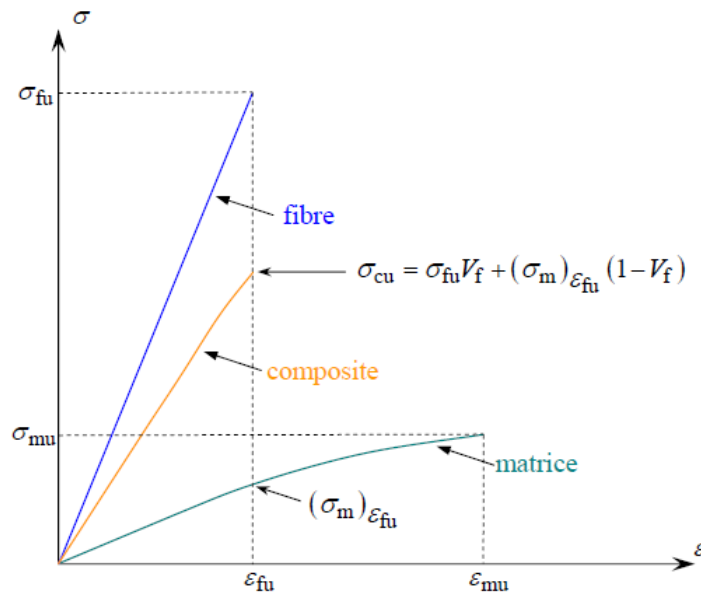


Figure 3.1. Relation contrainte déformation en traction pour les différents composants [53,56]

3.4.2. Elasticité à différentes échelles

- A l'échelle de la fibre

Expérimentalement, il a été montré [53, 40, 56] que la résistance moyenne des fibres diminue au fur et à mesure que sa longueur augmente.

- A l'échelle du pli élémentaire

A l'échelle du pli élémentaire, le matériau composite a deux directions privilégiées (Fig 3.2) : la direction longitudinale (L) et la direction transversale (T). Dans un matériau composite unidirectionnel, les fibres sont le plus souvent réparties d'une manière aléatoire, plutôt que suivant un arrangement régulier. Il n'existe pas qu'une seule possibilité d'arrangement des fibres mais une infinité de possibilités [36, 53].

Des expressions simplifiées et pratiques des modules peuvent être obtenues en faisant une approche simplifiée du comportement mécanique de la cellule élémentaire du matériau composite unidirectionnel (J. M. Berthelot, 1999) [56].

Si nous considérons un composite constitué de deux composants: une résine de caractéristiques E_m et ν_m et des fibres longues unidirectionnelles considérées isotropes et de caractéristiques E_f et ν_f , le taux volumique de fibres dans la résine est noté V_f .

Le matériau ainsi constitué est isotrope transverse dans la mesure où l'on observe une unique différence entre les caractéristiques selon les directions L et T.

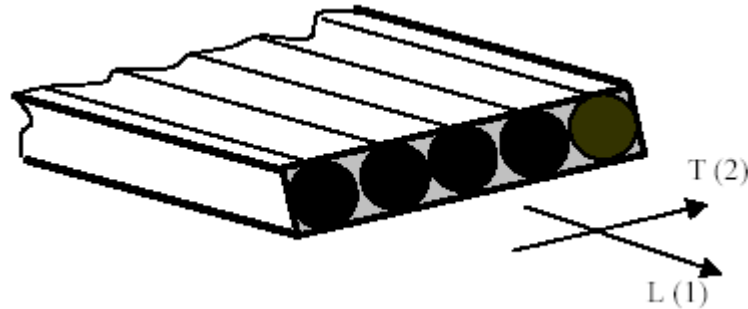


Figure 3.2. Illustration d'un renfort fibreux unidirectionnel [53,56]

Il existe des formules simplifiées qui permettent la prédiction de ces coefficients à partir des caractéristiques des constituants. Ces lois simplifiées sont connues sous le nom de lois des mélanges dans le cas des unidirectionnels. Ces lois de mélange s'inscrivent dans le concept d'homogénéisation des caractéristiques de matériaux multi-phasiques ou hétérogènes (les composites notamment). Ces lois trouvent de nombreuses validations dans la littérature scientifique. Elles sont nombreuses et s'adaptent en fonction du type de constituant, du taux de fibre ou encore de l'arrangement des fibres dans la résine.

Un exemple de formule simplifiée est défini par les expressions suivantes, des caractéristique du mélange renfort – matrice [53,56].

- Teneur en masse de renfort : $M_{fib} = (\text{masse de renfort}) / (\text{masse total})$
- Teneur en masse de matrice : $M_m = (\text{masse de matrice}) / (\text{masse total})$

$$M_{fib} + M_m = 1 \quad (3-1)$$

- Teneur en volume de renfort : $V_{fib} = (\text{volume de renfort}) / (\text{volume total})$
- Teneur en volume de matrice : $V_m = (\text{volume de matrice}) / (\text{volume total})$

$$V_{fib} + V_m = 1 \quad (3-2)$$

La fraction volumique des fibres V_{fib} typique est de l'ordre de 0,60 – 0,65.

- Module d'élasticité du composite: $E_f = E_{fib} V_{fib} + E_m V_m$ (3-3)

- Résistance en traction du composite: $f_f = f_{fib} V_{fib} + f_m V_m$ (3-4)

- Coefficient de poisson du composite: $\nu_f = \nu_{fib} V_{fib} + \nu_m V_m$ (3-5)

Où : E_f est le module d'Young du matériau composite dans la direction des fibres, E_{fib} le module d'Young des fibres, E_m le module d'Young de la matrice, V_{fib} la fraction volumique des fibres, V_m la fraction volumique de la matrice, f_f la résistance en traction du matériau composite, f_{fib} la résistance en traction des fibres, f_m la résistance en traction de la matrice, ν_f est le coefficient de poisson du composite, ν_{fib} est le coefficient de poisson des fibres, ν_m est le coefficient de poisson de la matrice. La résistance et le module d'Young des fibres sont plus importants par rapport à ceux de la matrice, le comportement mécanique des matériaux composites est donc piloté par les propriétés mécaniques des fibres et la quantité de fibres (fraction volumique) [53,56].

- **A l'échelle du composite multicouche**

Concernant le multi - couche, les propriétés du composite dépendent de l'orientation de l'empilement des couches élémentaires. Plusieurs approches existent concernant les modules d'élasticité. Dans un premier temps, nous pouvons citer les travaux de [53, 54, 56] qui ont exprimé les rigidités de composite en considérant les modules de compression latérale des fibres et de la matrice ou en considérant le cisaillement transverse entre couches. Les développements de ces modèles prennent en considération des fibres de diamètre identiques réparties suivant un arrangement hexagonal.

[Berthelot J. M. 1999] précise que, lorsque le rapport largeur sur épaisseur est inférieur à 10, les effets d'empilement de couches restent négligeables sur le comportement mécanique du composite. Les contraintes et les déformations d'un multicouche sont liées par des matrices de souplesses ou de rigidité [56].

Pour caractériser la réponse mécanique des composites, la théorie de l'élasticité linéaire a été adaptée à ces nouveaux matériaux anisotropes et aux structures multicouches, c'est la théorie des plaques stratifiées. En revanche, la possibilité de prédire sa résistance n'est toujours pas parfaitement remplie en raison, notamment, de la forte anisotropie du composite et donc de la variation de sa résistance en fonction de la direction et du signe des contraintes.

Généralement, on distingue trois mécanismes élémentaires d'endommagement dans un composite, soit la rupture de la fibre, la fissuration de la matrice et la décohésion de l'interface fibre- matrice (Fig 3.3) (Berthelot 1999) [56].

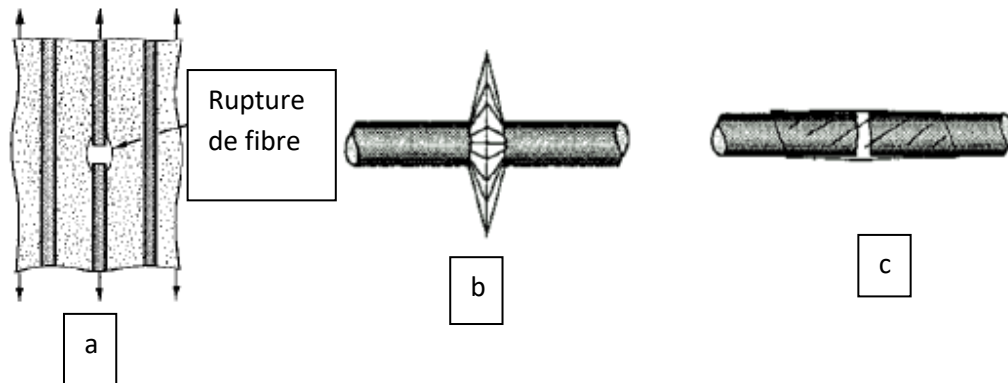


Figure 3.3. Modes de rupture des matériaux composites [53,56]

a) rupture de la fibre, b) rupture de la matrice, c) rupture de l'interface fibre - matrice

3.4.3. Adhésif

Dans le cas d'une réparation d'une structure en béton armé par matériaux composite, il faut utiliser un adhésif pour coller la plaque composite sur la surface en béton. Un adhésif est nécessaire pour coller le matériau composite sur une surface, dont l'objectif est de transmettre les contrainte de cisaillement entre le béton et le composite. D'après le bulletin 14 de la FIB [57], les caractéristiques typiques d'un adhésif époxy avec une cure à froid (tableau.3.5) sont les suivants:

Tableau 3.5. Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy (FIB bulletin 14, 2001) [57]

Densité (kg/ m ³)	1100 - 1700
Module d'Young (GPa)	0,50 - 20
Module d cisaillement (GPa)	0,80 - 8
Coefficient de Poisson	0,30 - 0,40
Résistance en traction (MPa)	9 - 30
Résistance à l'effort tranchant (MPa)	10 - 30
Résistance en compression (MPa)	55 - 110
Déformation en traction à la rupture (%)	0,50 - 5
Température de transition vitreuse (°C)	45 - 80

3.5. Présentation de la théorie des plaques stratifiées

Cette présentation est consacré au développement des équations qui décrivent la réponse élastique linéaire des composites stratifiées soumise à des charges dans le plan et en flexion. Les couches individuelles sont supposées être homogènes, orthotropes, ou transversalement isotrope et dans un état de contraintes planes [53,56]. Un stratifié type avec un système de coordonnées locales et globales est représenté dans la figure 3.4.

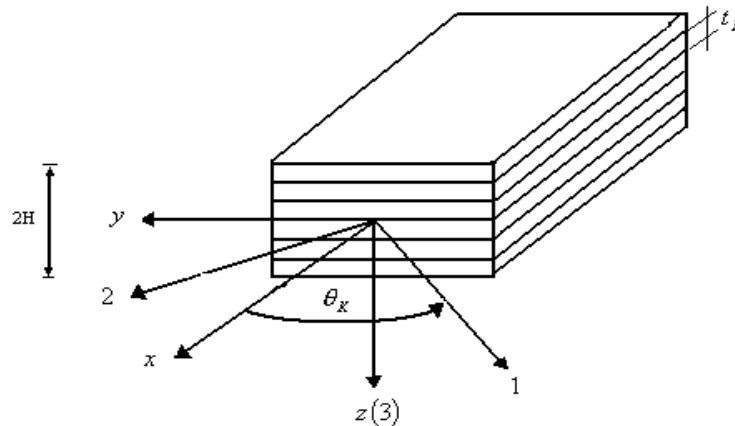


Figure 3.4. Composite stratifié [53,56]

3.5.1. Notation

Pour le stratifié présenté dans la figure 3.5, nous prenons le système de coordonnées globales (X, Y, Z) avec l'axe Z perpendiculaire au plan du stratifié et est positif vers le bas. L'origine du système de coordonnée est localisée dans le plan médium du stratifié.

Le stratifié a « N couches » (plis) numérotées du haut vers le bas ; chaque couche a des orientations différentes des fibres notées θ_k . Comme c'est indiqué dans la figure 3.5, l'épaisseur de chaque couche est $t_k = z_k - z_{k-1}$ et l'épaisseur totale est « $2H$ ».

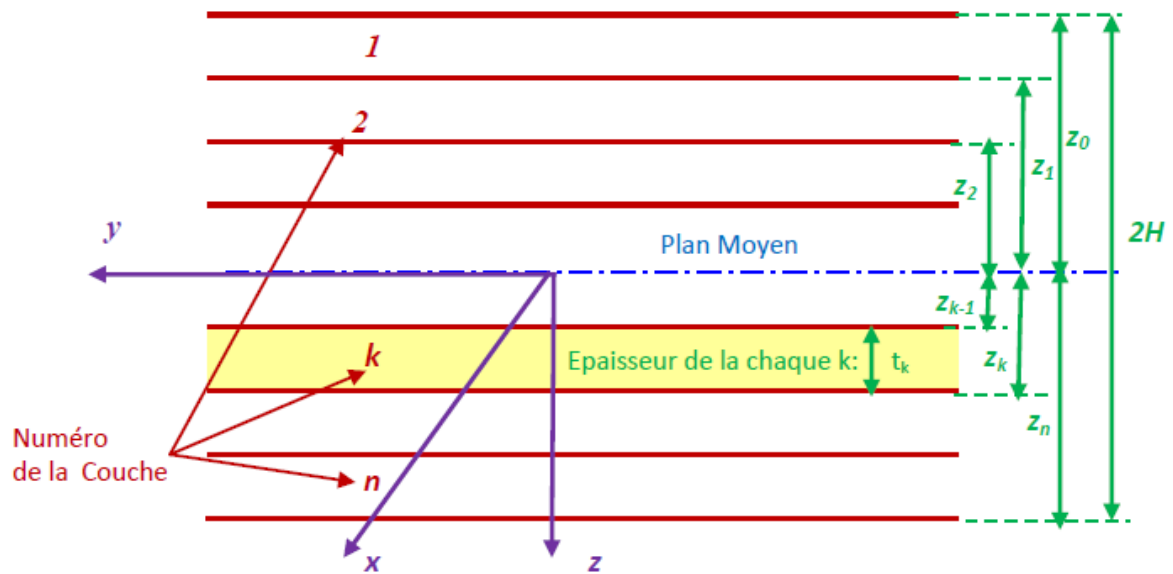


Figure 3.5. Les coordonnées d'un stratifié [53,56]

Le tableau 3.6 montre les notations décrivant les séquences d'empilement d'un stratifié.

Tableau 3.6. Exemple des notations des stratifiés [53,56]

Séquences des couches	Stratifié	Couches
8 couches @ 0°	$[0_8]$	8
2@ $+45$, 2@ -45 symétriques	$[45_2 / -45_2]_s$	8
$+45 / -45 / +45 / -45$ symétriques	$[(\pm 45)_2]_s$	8
$+45 / -45 / 0 / 90$ symétriques	$[\pm 45 / 0 / 90]_s$	8
50 groupes $[\pm 45 / 0 / 90]$ symétriques	$[(\pm 45 / 0 / 90)_{50}]_s$	400
$+\theta, -\theta$ symétriques	$[\pm \theta]_s$	4

3.5.2. Hypothèses de la théorie des stratifiés

Les hypothèses suivantes sont fondamentales pour la théorie des plaques stratifiées [53,56]

- L'interface entre les couches est parfaite (Continuité des déplacements et des déformations) ;
- Chaque couche est un matériau homogène avec des propriétés effectives connues ;

- Les propriétés de la couche individuelle peuvent être isotropes, orthotropes ou transversalement isotropes ;
- Chaque couche est dans un état de contrainte plane ;
- Le stratifié se déforme selon les hypothèses de « Kirchhoff - Love » pour la flexion et la traction des plaques minces ;

3.5.3. Relation déformation – déplacement

La première hypothèse de « Kirchhoff - Love » exige que les déformations de cisaillement γ_{zx} et γ_{zy} soient nulles.

La deuxième hypothèse de « Kirchhoff - Love » exige que le déplacement transversal suivant l'axe « Z » du plan médium est une fonction de x et y seulement c'est-à-dire $w = w(x, y)$

La figure 3.6 illustre un schéma du plan X - Z d'une surface moyenne déformée.

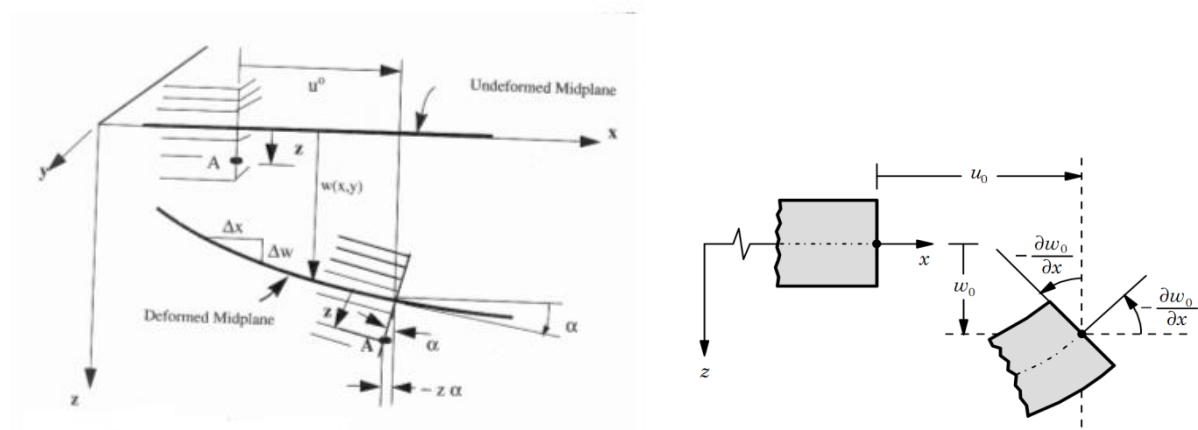


Figure 3.6. Plan médium dans un stratifié déformé [53,56]

Supposons que les déplacements sont petits, la pente α de la surface déformée sera aussi petite ce qui implique que :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\partial w}{\partial x} \approx \alpha \quad (3-6)$$

Le déplacement total « u » du point A (Fig 3.6) peut être écrit comme la somme du déplacement du plan moyen u^0 plus le déplacement dû à la rotation α de la normale au plan moyen. Ainsi :

$$u = u^0 - z \operatorname{tg} \alpha = u^0 - z \alpha = u^0 - z \frac{\partial w}{\partial x} \quad (3-7)$$

De la même façon que pour le plan Y- Z, nous aurons :
$$v = v^0 - z \frac{\partial w}{\partial y} \quad (3-8)$$

v^0 : Le déplacement du plan médium suivant l'axe Y.

Puisque les normales ne changent pas de longueurs, le déplacement transversal w est indépendant de « z » et peut être écrit sous la forme suivante :
$$w(x, y) = w^0(x, y) \quad (3-9)$$

Où : l'indice supérieur « 0 » représente le plan médium.

Les équations déformations- déplacements peuvent être écrites comme suit :

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u^0}{\partial x} - z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \varepsilon_x^0 + z k_x \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{\partial v^0}{\partial y} - z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = \varepsilon_y^0 + z k_y \\ \gamma_{xy} &= \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) = \frac{\partial u^0}{\partial y} - 2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + \frac{\partial v^0}{\partial x} = \gamma_{xy}^0 + z k_{xy} \end{aligned} \quad (3-10)$$

Où les courbures $\{k\}$ sont définies comme suit :

$$k_x = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad k_y = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad k_{xy} = -2 \frac{\partial^2 w}{\partial xy} \quad (3-11)$$

En combinant les équations (3-10) et (3-11) nous aurons :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^0 \\ \varepsilon_y^0 \\ \gamma_{xy}^0 \end{Bmatrix} + z \begin{Bmatrix} k_x \\ k_y \\ k_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3-12)$$

Ou plus simplement :
$$\{\varepsilon_x\} = \{\varepsilon^0\}_x + z \{k\}_x \quad (3-13)$$

La dernière équation exprime les déformations totales $\{\varepsilon_x\}$ à chaque cotes « z » dans le stratifié en fonction des déformations au niveau du plan médium $\{\varepsilon^0\}_x$ et les courbures $\{k\}_x$, c'est l'équation fondamentale de la théorie des stratifiés.

3.5.4. Les contraintes

L'expression des contraintes peut être maintenant déterminée en écrivant la relation qui existe entre ces dernières et les déformations et par l'utilisation de l'équation (3-13):

$$\{\sigma\}_x = [\bar{Q}]^k \{\varepsilon\}_x \quad (3-14)$$

Où : $[\bar{Q}]^k$ matrice de rigidité réduite transformée du k^{ième} pli correspondant à la cote z.

Remarque : Un point très important dans l'utilisation des équations constitutives des stratifiés est que la matrice transformée $[\bar{Q}]^k$ varie avec l'orientation des fibres de chaque couche.

A partir des équations (3-13) et (3-14), nous pouvons écrire :

$$\{\sigma\}^k = [\bar{Q}]^k \{\varepsilon^0\} + [\bar{Q}]^k z \{k\} \quad (3-15)$$

3.5.5. Les Forces par unité de longueur

Les forces par unité de longueur $\{N_x, N_y, N_{xy}\}$ (Fig 3.7) sont définies comme suit :

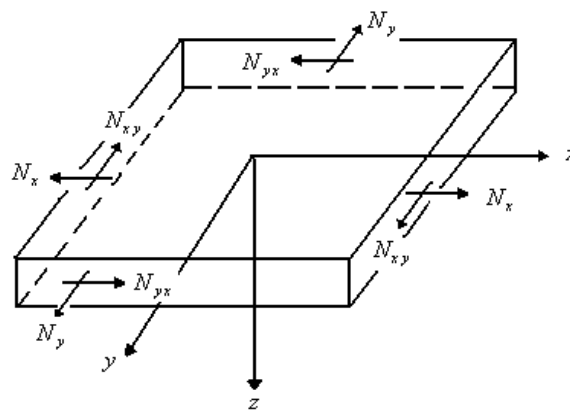


Figure 3.7. Forces par unité de longueur [53,56]

$$\begin{aligned} N_x &= \int_{-H}^{+H} \sigma_x dz \\ N_y &= \int_{-H}^{+H} \sigma_y dz \\ N_{xy} &= \int_{-H}^{+H} \tau_{xy} dz \end{aligned} \quad (3-16)$$

Les trois équations peuvent être écrites sous la forme condensée : $\{N\} = \int_{-H}^{+H} \{\sigma\} dz$ (3-17)

A partir des équations (3-15) et (3-16), nous aurons :

$$\{N\} = \int_{-H}^{+H} [\bar{Q}]^k \{\varepsilon^0\} dz + \int_{-H}^{+H} [\bar{Q}]^k \{k\} z dz \quad (3-18)$$

Ou bien sous une autre forme : $\{N\} = \sum_{k=1}^n \left(\int_{z_{k-1}}^{z_k} [\bar{Q}] dz \right) \{\varepsilon^0\} + \sum_{k=1}^n \left(\int_{z_{k-1}}^{z_k} [\bar{Q}]^k z dz \right) \{k\}$ (3-19)

Cette dernière équation peut être écrite sous la forme suivante :

$$\{N\} = [A] \{\varepsilon^0\} + [B] \{k\} \quad (3-20)$$

Où : $[A] = \sum_{k=1}^n [\bar{Q}]^k (z_k - z_{k-1})$ (3-21)

$$[B] = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n [\bar{Q}]^k (z_k^2 - z_{k-1}^2) \quad (3-22)$$

Remarque : La matrice $[\bar{Q}]^k$ est constante à travers chaque couche mais peut être différente d'une couche à une autre.

L'équation (3-20) relie les forces de membrane par unité de longueur aux déformations du plan médium $\{\varepsilon^0\}$, et les courbures du stratifié $\{k\}$ par les matrices $[A]$ et $[B]$. La matrice $[A]$ représente « la matrice de membrane » et la matrice $[B]$ représente « la matrice de couplage membrane - flexion ».

3.5.6. Moments par unité de longueur

On définit les moments par unité de longueur $\{M_x, M_y, M_z\}$ (Fig. 3.8) comme l'intégrale des forces « $\sigma_i z dz$ », ainsi :

$$M_x = \int_{-H}^{+H} \sigma_x z dz \quad M_y = \int_{-H}^{+H} \sigma_y z dz \quad M_{xy} = \int_{-H}^{+H} \tau_{xy} z dz \quad (3-23)$$

Ou bien sous une forme condensée :

$$\{M\} = \int_{-H}^{+H} \{\sigma\} z dz \quad (3-24)$$

Substituant l'équation (3-15) dans l'équation (3-24), nous aurons l'expression des moments par unité de longueur :

$$\{M\} = [B]\{\varepsilon^0\} + [D]\{k\} \quad (3-25)$$

Où la matrice de flexion est définie comme suit :

$$[D] = \frac{1}{3} \sum_{k=1}^n [\bar{Q}]^k (z_k^3 - z_{k-1}^3) \quad (3-26)$$

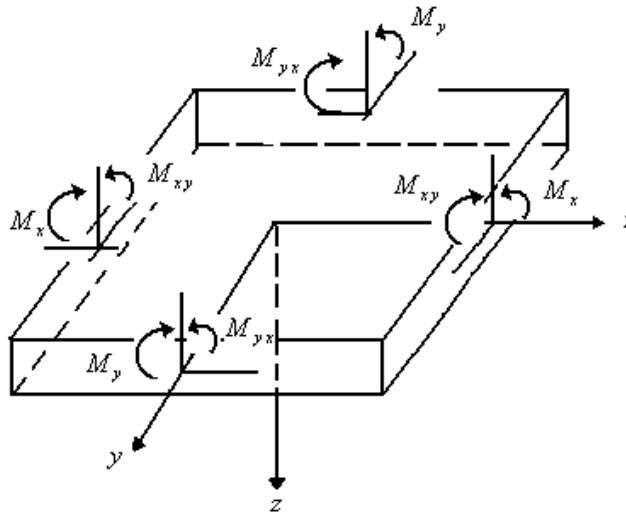


Figure 3.8. Moments par unité de longueur [53,56]

3.5.7. Relations constitutives du stratifié

Les équations (3-20) et (3-25) peuvent être combinées pour donner l'équation fondamentale de la théorie des stratifiés :

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B \\ B & D \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon^0 \\ k \end{Bmatrix} \quad (3-27)$$

Cette équation peut être écrite sous une forme plus détaillée comme suit :

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \\ M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{16} & B_{11} & B_{12} & B_{16} \\ A_{12} & A_{22} & A_{26} & B_{21} & B_{22} & B_{26} \\ A_{16} & A_{26} & A_{66} & B_{16} & B_{26} & B_{66} \\ B_{11} & B_{12} & B_{16} & D_{11} & D_{12} & D_{16} \\ B_{12} & B_{22} & B_{26} & D_{12} & D_{22} & D_{26} \\ B_{16} & B_{26} & B_{66} & D_{16} & D_{26} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x^0 \\ \varepsilon_y^0 \\ \gamma_{xy}^0 \\ k_x \\ k_y \\ k_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3-28)$$

Les équations (3-27) ou (3-28) montrent clairement le couplage de la réponse en flexion et de membrane du stratifié, illustrée par la matrice $[B]$. Si la matrice $[B] = [0]$, alors l'effet de membrane est découplé de l'effet de flexion.

L'équation (3-27) peut être inversée pour donner l'expression suivante:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon^0 \\ k \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A' & B' \\ C' & D' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} \quad (3-29)$$

Reprenons les équations (3-20) et (3-25)

$$\{N\} = [A]\{\varepsilon^0\} + [B]\{k\} \quad (3-30)$$

$$\{M\} = [B]\{\varepsilon^0\} + [D]\{k\} \quad (3-31)$$

La résolution de l'équation (3-30) donne : $\{\varepsilon^0\} = [A]^{-1}\{N\} - [A]^{-1}[B]\{k\}$ (3-32)

En substituant l'équation (3-32) dans l'équation (3-31), nous aurons :

$$\{M\} = [B][A]^{-1}\{N\} + ([D] - [B][A]^{-1}[B])\{k\} \quad (3-33)$$

Les équations (3-32) et (3-33) peuvent être écrites sous une autre forme :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon^0 \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A^* & B^* \\ C^* & D^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \\ k \end{Bmatrix} \quad (3-34)$$

Où :

$$\begin{aligned} [A^*] &= [A]^{-1} \\ [B^*] &= [A]^{-1}[B] \\ [C^*] &= [B][A]^{-1} \\ [D^*] &= [D] - [B][A]^{-1}[B] \end{aligned} \quad (3-35)$$

L'équation (3-34) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\{\varepsilon^0\} = [A^*]\{N\} + [B^*]\{k\} \quad (3-36)$$

$$\{M\} = [C^*]\{N\} + [D^*]\{k\} \quad (3-37)$$

A partir de l'équation (3-37), nous pouvons déterminer l'expression de la courbure $\{k\}$

$$\{k\} = -[D^*]^{-1}[C^*]\{N\} + [D^*]^{-1}\{M\} \quad (3-38)$$

Substituant l'équation (3-38) dans l'équation (3-36)

$$\{\varepsilon^0\} = ([A^*] - [B^*][D^*]^{-1}[C^*])\{N\} + [B^*][D^*]^{-1}\{M\} \quad (3-39)$$

Les équations (3-39) et (3-38) peuvent être écrites :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon^0 \\ k \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A' & B' \\ C' & D' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} \quad (3-40)$$

Où :

$$\begin{aligned} [A'] &= [A^*] - [B^*][D^*]^{-1}[C^*] \\ [B'] &= [B^*][D^*]^{-1} \\ [C'] &= -[D^*]^{-1}[C^*] \\ [D'] &= [D^*]^{-1} \end{aligned} \quad (3-41)$$

A partir des équations (3-41) et (3-35), nous aurons :

$$\begin{aligned} [A'] &= [A]^{-1} + [A]^{-1}[B][D^*]^{-1}[B][A]^{-1} \\ [B'] &= -[A]^{-1}[B][D^*]^{-1} \\ [C'] &= -[D^*]^{-1}[C^*] \\ [D'] &= [D^*]^{-1} \end{aligned} \quad (3-42)$$

A partir des expressions de $[B']$ et $[C']$ (3-42), nous remarquons que :

$$[C'] = [B']^T \quad (3-43)$$

Ainsi, les équations (3-29) et (3-40) peuvent être écrites comme suit :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon^0 \\ k \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A' & B' \\ B'^T & D' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} \quad (3-44)$$

Ou bien sous une forme plus détaillée :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x^0 \\ \varepsilon_y^0 \\ \gamma_{xy}^0 \\ k_x \\ k_y \\ k_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11}' & A_{12}' & A_{16}' & B_{11}' & B_{12}' & B_{16}' \\ A_{12}' & A_{22}' & A_{26}' & B_{12}' & B_{22}' & B_{26}' \\ A_{16}' & A_{26}' & A_{66}' & B_{16}' & B_{26}' & B_{66}' \\ B_{11}' & B_{12}' & B_{16}' & D_{11}' & D_{12}' & D_{16}' \\ B_{12}' & B_{22}' & B_{26}' & D_{12}' & D_{22}' & D_{26}' \\ B_{16}' & B_{26}' & B_{66}' & D_{16}' & D_{26}' & D_{66}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \\ M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3-45)$$

3.5.8. Stratifiés symétriques

Pour un stratifié symétrique, la matrice de couplage $[B]$ est nulle. Cela peut être montré en considérant la contribution de deux couches identiques p et q (même matériau, même orientation des fibres et même épaisseur). Ces deux couches sont symétriques par rapport au plan médium (Fig 3.9).

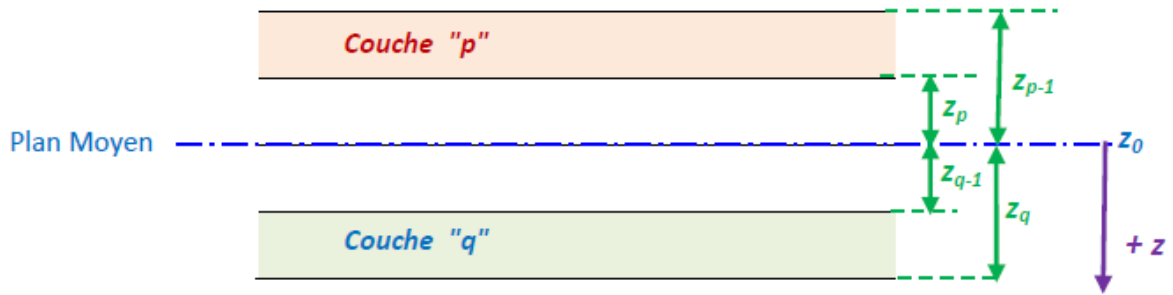


Figure 3.9. Couches symétriques [53,56]

Puisque les deux couches sont de même matériau et ils ont la même orientation de fibres (par rapport au repère global) nous pouvons écrire que : $\bar{Q}_{ij(p)} = \bar{Q}_{ij(q)}$ (3-46)

Vu la symétrie des deux couches, nous aurons :

$$z_p = z_{q-1} \quad (3-47)$$

$$z_{p-1} = z_q \quad (3-48)$$

A partir de la définition de la matrice $[B]$ (3-22), nous aurons :

$$B_{ij} = \frac{1}{2} \bar{Q}_{ij(p)} (z_p^2 - z_{p-1}^2) + \frac{1}{2} \bar{Q}_{ij(q)} (z_q^2 - z_{q-1}^2) \quad (3-49)$$

Par la substitution de l'équation (3-46) dans l'équation (3-49), nous obtenons :

$$B_{ij(p+q)} = \frac{1}{2} \bar{Q}_{ij(p)} [z_p^2 - z_{p-1}^2 + z_{p-1}^2 - z_p^2] = 0 \quad (3-50)$$

Ainsi, la contribution de n'importe quelles deux couches est nulle pour tous les termes B_{ij} .

Donc, la matrice $[B]$ est nulle pour un stratifié symétrique. Par contre, la contribution des termes A_{ij} et D_{ij} pour deux couches symétriques est non nulle c'est-à-dire :

$$A_{ij(p+q)} = 2\bar{Q}_{ij} (z_p - z_{p-1}) = 2\bar{Q}_{ij} (t_p) \neq 0 \quad (3-51)$$

$$D_{ij(p+q)} = \frac{2}{3} \bar{Q}_{ij} (z_p^3 - z_{p-1}^3) \neq 0 \quad (3-52)$$

Où t_p est l'épaisseur de la couche p.

Les équations constitutives d'un stratifié symétriques sont :

$$\{N\} = [A] \{\varepsilon^0\} \quad (3-53)$$

$$\{M\} = [D] \{k\} \quad (3-54)$$

3.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synoptique sur les matériaux composites. On s'est intéressé à ceux résultant de l'assemblage d'une matrice et d'un renfort se présentant sous forme de fibres. Cette présentation montre les caractères avantageux de ces matériaux à savoir légèreté et une grande résistance à la traction. Le plus souvent, les matériaux composites se présentent sous forme d'un empilement de couches donnant lieu à un stratifié, pour cela nous avons donc exposé dans ce chapitre les relations qui existent entre les composantes de déformation et celles de déplacement qui nous ont permis l'obtention de l'équation fondamentale de la théorie des stratifiés. A partir de cette dernière équation et en exprimant les forces et les moments par unité de longueur, les matrices de membrane, de flexion et de couplage ont été déterminées. Comme ce stratifié va être appliqué à la face de tension inférieure d'une poutre en béton dans le but de la renforcer, il est impératif d'étudier la zone de contact béton – composite appelée interface. Une investigation sur les différentes méthodes de renforcement et de réparation des poutres en béton armé par collage de matériaux composite et les théories de calcul des contraintes d'interface issues de la littérature

ont été présentées en chapitre 3. En se basant sur la théorie des stratifiés exposée dans ce chapitre et l'approche de la compatibilité des déformations une nouvelle approche pour le calcul des contraintes au niveau de l'interface sera présentée dans (chapitre 06).

PARTIE II:

Expérimentation et Théorique

CHAPITRE 04:
Etude expérimental

4.1. Introduction

Pour bien comprendre la réparation des poutres en béton armé par collage de matériaux composites, sept poutres isostatiques sur appuis simples dont six poutres ont été pré-fissurées puis réparées par des tissus (fibre de carbone) et des lamelles composites (carbodur).

L'étude expérimentale porte principalement sur la mesure:

- de la flèche à mi-travée des poutres réparées.
- la capacité portante des poutres réparées.

Pour cela, il est donc nécessaire d'identifier, d'abord, les trois matériaux constituant les spécimens mis à l'essai : le matériau composite, le béton et l'acier. Pour le premier matériau, nous exposons les propriétés physico-mécaniques. Les propriétés des matériaux usuels (béton et acier) sont obtenues à partir d'essais standards dont nous présentons les résultats. Ensuite, nous décrivons les détails et fabrication des spécimens d'épreuve, la mise en œuvre et configurations de renforcement. Enfin, nous présentons le dispositif expérimental.

4.2. Description des matériaux

4.2.1. Matériau composite

4.2.1.1. Fibres

La réparation des poutres en béton armé expérimentées s'est effectuée en utilisant trois types de matériau composite. Les fibres utilisées dans nos essais sont :

- Tissu Wrap Bidirectionnel de Fibres de Verre (Fig 4.1a)
- Tissu Wrap Unidirectionnel de Fibres de Carbone (Fig 4.1b)
- Lamelle de Carbone Pultrudé (Carbodur) (Fig 4.1c)

Toutes ces fibres sont commercialisées par Sika El Djazaiar. Leurs caractéristiques mécaniques sont présentées au Tableau 4.1.



(a) Fibre de verre



(b) Fibre de carbone



(c) Lamelle (carbodur)

Figure 4.1. Différents types de fibres

Tableau 4.1. Propriétés des fibres (Sika El Djazaiar)

Propriétés Mécaniques	Fibre de carbone (SikaWrap230C/45)	Fibre de verre Type E	Carbodur Type S
Module d'élasticité, GPa	234	74	165
Résistance en traction, MPa	4300	2500	3100
Densité, kg/m ³	1,76	2,54	1,6
Epaisseur, mm	0,13	2,54	1,2
Elongation à la rupture, %	1,8	4,8	0,85

4.2.1.2. Matrices (résines)

Les matrices utilisées sont toutes composées de résines époxydiques sans solvant à deux composants, A (résine) et B (durcisseur) (Sika El Djazaiar). Cette résine destinée à imprégner les tissus et à assurer la liaison avec le support à renforcer.

Deux types de résine ont été utilisés; pour le tissu wrap, on a utilisé la matrice Sikadur-330 (Fig 4.2a) qui est une résine à deux composantes, résine (A) et durcisseur (B) (Fig 4.2b). La proportion en masse du durcisseur représentait 25 % de la masse de la résine (durcisseur/résine = 0,25) conformément aux recommandations du fournisseur (Sika El Djazaiar).

Pour les lamelles composites Carbodur, on a utilisé la résine à base d'époxy (Sikadur-30) à deux composantes, résine (A) et durcisseur (B), doit être mélangée peu de temps avant l'application. La proportion en masse du durcisseur représentait 33 %.

Le malaxage des deux composantes (A+B) a été réalisé à faible vitesse, afin d'éviter l'inclusion d'air, pendant trois minutes environ jusqu'à disparition complète des traînées de couleur et l'obtention d'un mélange homogène. Le temps d'application de la résine était d'environ 30 minutes à 30°C (Fig 4.3).

Les caractéristiques mécaniques de ces colles époxy sont indiquées dans le Tableau 4.2.



(a) Sikadur-330 (A+B)

(b) Résine (A) et durcisseur (B)

Figure 4.2. Résine époxy (Sika El Djazaiar)



Figure 4.3. Mélange (A+ B)

Tableau 4.2. Caractéristiques mécaniques des colles époxy [90]

Résine Epoxy	Module d'Elasticité GPa		Résistance en traction MPa	Résistance à la Compression MPa	Adhérence sur béton MPa
	Compression	Traction			
<i>Sikadur-330</i>	3,8*	4,5	30	-	> 4
<i>Sikadur-30</i>	9,6	11,2	30	85	> 4

* En flexion

4.2.2. Caractéristiques des ingrédients du béton armé

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de

traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

4.2.2.1. Acier

Les aciers utilisés pour les armatures longitudinales (de diamètre 8 mm) sont des armatures à haute adhérence (H.A). Les armatures transversales (de diamètre 6 mm) sont des armatures lisses. Le ferrailage des poutres a été choisi de manière à ce que la rupture survienne au pivot A, c'est-à-dire par plastification de l'acier. Cette conception permet une favorisation du travail du composite en configuration renforcée. En effet, une rupture en pivot A signifié que les aciers travaillent à leur maximum. Au pivot A, l'état limite est atteint par l'allongement maximal de l'acier (Fig 4.4).

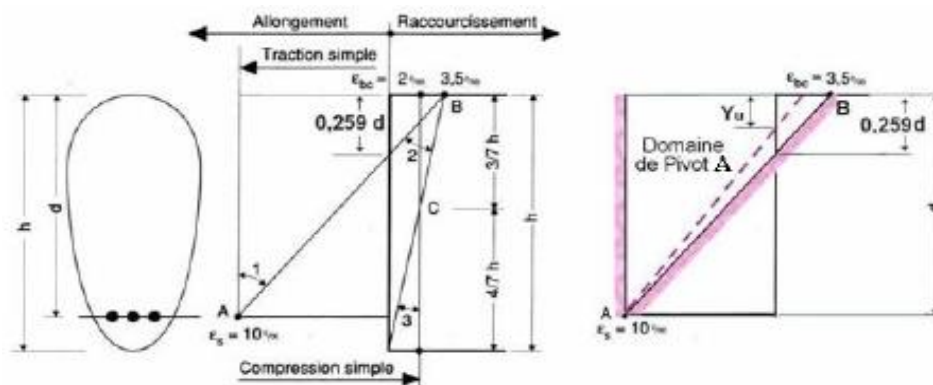


Figure 4.4. Définition de trois pivots et domaine du pivot A [58].

Cela peut être vérifié en écrivant les équations d'équilibre de la section à l'état balancé. Par définition, une section de béton armé est dite à l'état balancé lorsque le béton comprimé atteint son état limite ultime de déformation $\epsilon_{cu} = 0,0035$ simultanément à une déformation des aciers tendus atteignant la limite élastique $\epsilon_y = f_e/E_s$.

4.2.2.2. Béton

❖ Granulat

Le squelette granulaire est composé d'un sable de classe 0-4 mm et d'un gravier concassé de classe 4-16mm. Le squelette granulaire a fait l'objet d'une analyse granulométrique et les résultats sont consignés en figure 4.5.

Les expérimentations ont été réalisées avec les granulats dont les propriétés sont données dans le tableau 4.3 ci-dessous :

Tableau 4.3. Caractéristiques des granulats utilisés.

	Nature pétrographique	Densité	Absorption (%)	Module de finesse
Sable 0/4	/*	2.70	0.90	2.60
Gravier 4/10	Calcaire	2.70	1.5	/

*OUED RASS

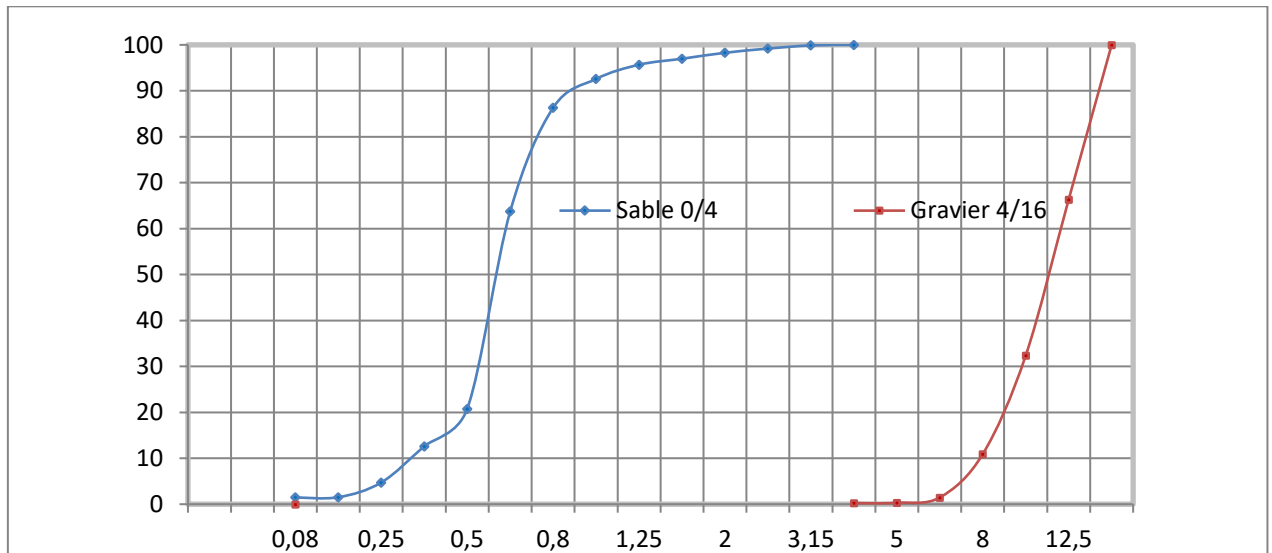


Figure 4.5. Courbe granulométrique des granulats utilisés.

❖ Ciment

Le ciment utilisé est du type CEM II/A 42.5 de masse volumique 3100 kg/m^3 , produit par la cimenterie d'Oued Sly-Chlef.

La composition minéralogique est représentée dans le tableau 4.4

Tableau 4.4. Composition minéralogiques du ciment CEM II/A/42.5

Composition de Bogue	
Silicate tricalcique : C_3S	60,75
Silicate bi calcique : C_2S	12,04
Aluminate tricalcique : C_3A	7,39
Alumino-ferrite tétra calcique : C_4AF	9,12

4.3. Formulation du béton

Pour la formulation du béton, on s'est basé sur l'expérimentation et donc des tests préliminaires ont été effectués en prenant en considération les deux propriétés les plus exigées

en béton, à savoir la maniabilité du mélange frais et la résistance du matériau durci. La formulation est récapitulée dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5. Compositions massiques (kg/m^3) du Béton utilisé.

Matériaux	Ciment	Sable (0/4)	Gravier (4/16)	Eau	E/C
Quantité (kg/m^3)	350	700	1080	175	0,50

4.4. Procédure de fabrication des spécimens d'épreuve

Le béton a été gâché dans un malaxeur à axe vertical de 24 ℓ de capacité. Un mode opératoire strict et identique pour tous les spécimens a été suivi:

- Brassage à sec du mélange sable + gravier + ciment pendant 1 mn.
- Ajout de l'eau et brassage pendant 2 mn.

Sept poutres de section $0,10 \times 0,15\text{m}^2$ et de 1,15 m de portée, ont été fabriquées et testées. Les armatures principales longitudinales sont en acier à hautes adhérences de 8 mm de diamètres en partie inférieure et de 6 mm en partie supérieure. Les armatures transversales consistent en des cadres $\varnothing 6$ tous les 10 cm. Le schéma de ferrailage est donné par la Figure 4.6.

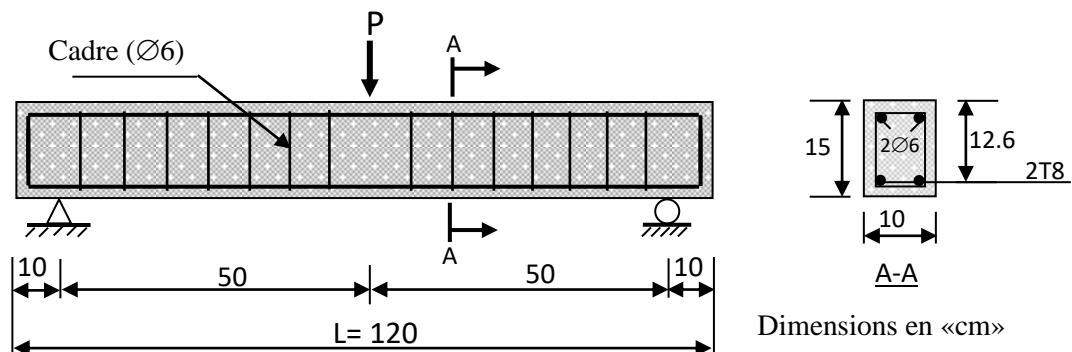


Figure 4.6. Dimensions et armatures des poutres

La Figure 4.7 montre quelques étapes du processus de fabrication des corps d'épreuve.



Figure 4.7. Fabrication des spécimens d'épreuve et les éprouvettes de contrôle.

Les spécimens d'épreuve sont ensuite décoffrés 24 h après le coulage et conservés à l'air libre jusqu'au jour de l'essai (dans les mêmes conditions que les éprouvettes de contrôle). En plus des spécimens d'épreuve, des éprouvettes cylindriques ($11 \times 22 \text{cm}^2$) et prismatiques ($7 \times 7 \times 28 \text{cm}^3$) pour les essais de compression, traction et flexion ont été coulées.

4.5. Préparation des surfaces des poutres

Les faces des spécimens d'épreuve sont soumises à un nettoyage à l'aide d'une surfaceuse (meule) électrique munie d'un disque diamant afin d'enlever les poussières, la laitance du béton et les aspérités dans le but de réaliser un collage parfait et une adhérence maximale du des fibres sur le béton (Fig 4.8)



Figure 4.8. Préparation des surfaces des spécimens d'épreuve.

4.6. Pré fissuration des spécimens d'épreuve

La procédure de pré-fissuration consiste à piloter le chargement de flexion « trois points » jusqu'à un niveau de 50 % de la résistance ultime. Les spécimens d'épreuve sont fissurés jusqu'à ce qu'elles atteignent un état de service fissuré. L'ouverture des fissures doit être d'environ 0,3mm, cette valeur est inférieure à la valeur limite recommandée par l'Eurocode 2 ($w_{max}=0,4mm$) [59].

Pour chaque poutre, les fissures ont été repérées afin d'obtenir leur nombre. Leur ouverture en fonction du chargement a été suivie pour quelques fissures.

La figure 4.9 présente les fissures observées sur la face des poutres: aucune ouverture de fissure n'a dépassé la limite de 0,4 mm.



Figure 4.9. Pré fissuration des spécimens d'épreuve.

Ces spécimens d'épreuve endommagées jusqu'à un niveau de chargement correspondant à une ouverture de fissure de 0,3 mm, vont être réparées, en utilisant le collage des lamelles composite (carbodur) et des tissus (fibres de verre et carbone).

4.7. Mise en œuvre des renforts sur les corps d'épreuve


Pour réaliser un bon collage et que l'opération de réparation soit efficace, il faut que la surface du support doit être sèche, dépoussiéré et âgé d'au moins 28 jours. La préparation de surface est primordiale, notamment en ce qui concerne l'élimination toute trace superficielle d'huile, laitance du béton ou autres salissures. Dans notre cas, on a utilisé un sablage (ponçage) au disque diamanté suivi d'un dépoussiérage à l'air comprimé. La mise en œuvre des matériaux composites diffère selon le type de matériau, à savoir tissu ou lamelle.





La réparation de la poutre à partir d'un tissu sec de fibre de carbone ou de verre (CFRP ou GFRP) fait directement par la pose de ce dernier sur une couche de résine qui recouvre la surface à renforcer et qui sert de liant. Le tissu est soigneusement noyé dans la résine par marouflage au rouleau d'imprégnation. Ce dernier, permet de répartir la résine jusqu'à obtention d'une structure homogène.

Le marouflage se fait dans le sens des fibres. Le marouflage se fait dans le sens des fibres. Pour l'application de nouveaux plis de tissu (CFRP ou GFRP), une nouvelle couche de résine est étalée à chaque fois sur l'ancien pli à raison d'environ d'un millimètre (1mm) d'épaisseur.

En ce qui concerne, le renforcement par lamelles de carbone Pultrudé (Carbodur), on a appliqué la colle sur la surface à renforcer et sur la lamelle après son nettoyage. Après la pose du carbodur, on doit presser l'excédent de colle avec un rouleau (marouflage) et l'évacuer (Tableau 4.6). Le Tableau 4.6 détaille les différentes étapes d'installation de ces matériaux.

Tableau 4.6. Étapes de mise en œuvre des matériaux composites

Étapes	Illustration
<p>Préparation de surface: <i>ponçage au disque diamant des faces de la poutre</i></p>	
<p>Mise en place du tissu TFC (TFV)</p>	

<p>Encollage de la face de la poutre</p>	
<p>Pose des bandes de Tissu</p>	
<p>Marouflage au rouleau</p>	
<p>Application de la couche de fermeture</p>	

4.8. Configurations des Poutres Réparées

Les configurations de réparation sont exposées dans le Tableau 4.7. On a donc fabriqué:

- 01 poutre non réparée (poutre témoin): **CB**,
- 03 poutres réparées par Tissu de Fibre de Carbone: **BR-1CS**, **BR-2CS** et **BR-3CS**,
- 01 poutre réparée par de lamelle carbodur: **BR-1CL**,
- 02 poutres réparées par Tissu de Fibre de Verre: **BR-1GS** et **BR-2GS**,

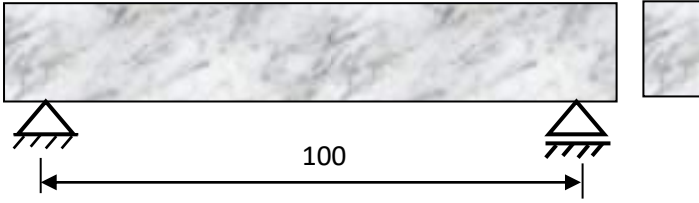
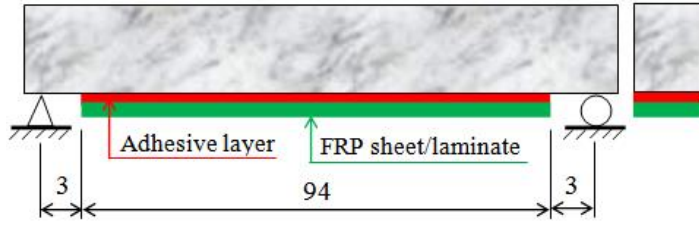
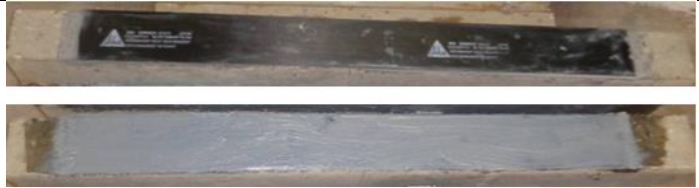
La nomenclature utilisée pour nommer les poutres est comme suit:

B: Poutre, **R**: Réparé par CFRP/GFRP (polymère renforcé de fibres)

C: Carbone, **G**: Verre, **L**: Lamelle, **S**: tissu

Le chiffre (1, 2 ou 3) correspond au nombre de couches de réparation.

Tableau 4.7. Configuration des Poutres Testées

Désignation poutre	Configuration	Type de renfort
Poutre témoin CB		
BR-1CS, BR-2CS, BR-3CS		-Tissu de carbone 1,2 et 3 couches
BR-1CL		- Lamelle carbodur 1 couche
BR-1GS et BR-2GS		- Tissu de verre 1 et 2 couches
		

4.9. Dispositif d'essai et instrumentation

Les poutres sont placées sur un bâti approprié pour être soumises à la flexion «trois points». La charge du bâti de flexion de la presse d'essai est limitée à 200 kN (Fig 4.10). La charge est appliquée de façon monotone croissante jusqu'à la ruine de l'élément. Pendant les paliers de charge, on a procédé à la mesure de l'évolution de la charge-flèche des poutres testées.



Figure 4.10. Dispositif expérimental des essais de poutres

La caractérisation du matériau béton a été menée à partir des éprouvettes ($11 \times 22 \text{ cm}^2$, $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$) fabriquées lors de chaque coulage; cette caractérisation a consisté en la réalisation d'essais de compression (avec détermination de la résistance à la compression, f_c) et d'essais par flexion (f_r). La résistance à la compression a été mesurée à 28 jours avec une presse de capacité maximale de 3000 kN (Fig 4.11). La vitesse de chargement était de 0,5 MPa/s. L'essai de traction par flexion 3 points est effectué sur une machine, d'une capacité de 200 kN (Fig 4.12), et ayant une vitesse de chargement de 0.1 MPa par seconde.



Figure 4.11. Presse hydraulique



Figure 4.12. Flexion 3 points

CHAPITRE 05:

Performance en flexion des poutres pré-fissurées et réparées avec des plaques composites FRP : Etude expérimentale et numérique

5.1. Introduction

De nombreuses structures en béton armé (BA) souffrent de dommages différents: déformations excessives, mauvaise qualité du béton, action gel-dégel, corrosion de l'acier due à l'exposition à un environnement agressif et à une conception initiale défavorable. En outre, les capacités de chargement des structures civiles pourraient être affaiblies par le vieillissement et les dommages subis par les structures résistantes au cours de leur vie utile [60]. La réparation/renforcement des éléments de structure endommagés et non endommagés par les matériaux composites (FRP) liés à l'extérieur sont devenus l'un des défis importants auxquels sont confrontés les ingénieurs en génie civil et les chercheurs.

Dans une poutre renforcée en flexion, les tissus/lamelles en FRP se terminent un peu plus loin du support de poutre crée une zone de forte concentration de contraintes d'interface à l'extrémité du composite-support béton, ce qui entraîne un décollement de la couche d'enrobage du béton ou délamination du composite de FRP, et par conséquent une rupture prématurée de la poutre [61, 62]. Dans ce contexte, des études antérieures ont indiqué que les poutres en BA renforcées/réparées se rompent de manière soudaine, suite au décollement de l'interface FRP-béton [8, 63, 64]. Néanmoins, la délamination se produit au niveau de l'extrémité du FRP où des contraintes d'interface élevées résultent soit de la présence d'un défaut, comme par exemple une faible résistance à la traction du substrat de béton ou l'initiation de la fissuration par flexion ou par cisaillement [65-67]. En fait, le décollement interfaciale entre le FRP et le béton a souvent été observée dans les études expérimentales, ce qui limite l'efficacité du renforcement des matériaux FRP [68-70].

D'autre part, les modèles théoriques ne prédisent pas exactement le moment ultime des poutres renforcées. Certes, les mécanismes de rupture, les plus observés sont le décollement (délamination) du composite, la séparation de la couche d'enrobage de béton et rupture du composite FRP [71,72]. Il convient de souligner que les déformations des matériaux composites correspondant à ces modes de rupture ne peuvent pas toujours être facilement prédites.

Le présent chapitre vise à étudier expérimentalement le comportement des poutres pré-fissurées et réparées en flexion à l'aide des matériaux composite en FRP. Ce chapitre traite également la capacité de moment ultime et des principaux modes de rupture, en tenant compte du type de tissu/lamelle en FRP. En outre, le moment ultime des poutres réparées obtenu expérimentalement est également comparé à ceux prédite à partir des modèles recommandés dans les règlements ACI318, Eurocode2 et BS8110. D'autre part, une analyse numérique

utilisant le logiciel ANSYS a également été utilisée pour caractériser le comportement en flexion des poutres réparées par matériaux composite, en termes de courbes charge-flèche et d'effet de contraintes de cisaillement au voisinage de l'extrémité du composite en FRP.

5.2. Courbe charge-flèche

Les courbes de charge-flèche sont divisées en trois phases distinctes, comme le montre la figure 5.1.

- Dans la première phase: avant la fissuration du béton, la rigidité des poutres non réparées et réparées était assez similaire. Ceci est principalement dû au fait que le composite en FRP n'a pas contribué à la rigidité en flexion de la poutre réparée, c'est-à-dire que le tissu ou lamelle en FRP ont relativement peu ou pas d'influence dans la phase élastique sur le moment d'inertie dans la section non fissurée. Ainsi, la charge est proportionnelle à la flèche, durant cette phase.

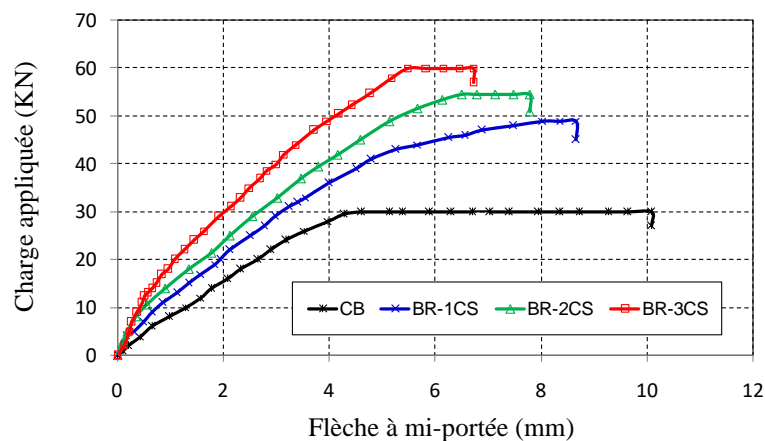
- La deuxième phase qui comporte la fissuration du béton où la pente de la courbe charge-flèche est moins raide, comme le montre la figure 5.1. En outre, il a été observé que toutes les poutres réparées présentaient une rigidité supérieure à celle de la poutre témoin avec une augmentation de capacité portante de 12% à 42%. Durant cette phase, les poutres réparées présentent des rigidités différentes qui dépend en grande partie des propriétés mécaniques (géométriques) et le nombre de couche de matériaux FRP. Ceci peut être facilement observé à partir de la figure 5.1 où la poutre réparé (BR-1CL) présente une rigidité supérieure, du fait de son moment d'inertie fissuré plus élevé, comparé aux autres poutres réparées en tissu de CFRP/GFRP (BR-1CS, BR-2CS, BR-3CS, BR-1GS et BR-2GS). En outre, les courbes de réponse charge-flèche pour les poutres BR-2CS, BR-1CS, BR-3CS et BR-2GS montrent que le point auquel la poutre se comporte de manière plastique est d'environ 45 à 55 kN. Pour une flèche similaire variant de 4 à 6 mm, cela représente des gains d'environ 40% par rapport à la poutre témoin (CB). Par conséquent, l'utilisation de matériaux composites pour les poutres en BA réparées en flexion retarde la plastification du renfort longitudinal principal. Ceci peut être attribué à la diminution de l'ouverture des fissures dans le cas d'une poutre réparée ayant une grande rigidité [73].

- Dans la troisième phase, la capacité de charge des poutres réparées s'est améliorée. Cette amélioration est liée au nombre de couches de FRP et conduit certainement à améliorer la rigidité de composite en FRP, ce qui a pour effet d'augmenter les contraintes d'interface [74, 75] et entraîne une réduction de l'ouverture de la fissure [73], ainsi, en augmentant la charge ultime et en limitant la flèche d'une poutre réparée.

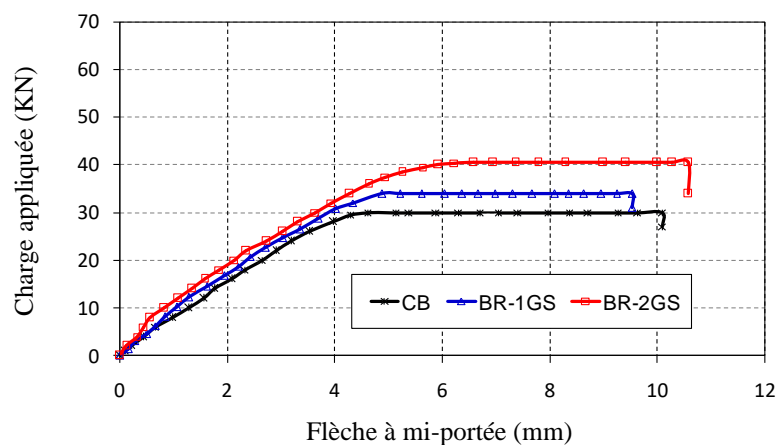
En effet, les charges les plus élevées obtenues pour les poutres réparées avec composite en GFRP, à savoir les BR-1GS et BR-2GS, étaient de 13% et 35% supérieures à celles de la poutre témoin (CB), respectivement. Cependant, la poutre réparée à l'aide du composite en CFRP (BR-1CS, BR-2CS et BR-3CS) présentait une charge maximale supérieure à celle de la poutre témoin (CB) de 63%, 82% et 100%, respectivement. Ceci est certainement dû aux meilleures propriétés mécaniques de composite en CFRP, notamment une résistance à la traction très élevée associée à un module d'élasticité élevé (égal ou même supérieur à celui de l'acier) par rapport au composite en GFRP.

De plus, il convient de noter que les charges maximales des poutres réparées (BR-1CL et BR-2CS) sont presque similaires, tandis que la poutre BR-2CS présente une rigidité inférieure à celle de la poutre BR-1CL. Cela peut s'expliquer par le fait que la rupture se produit plus tôt dans la poutre (BR-2CS) que dans (BR-1CL) en raison de l'augmentation de l'épaisseur de FRP.

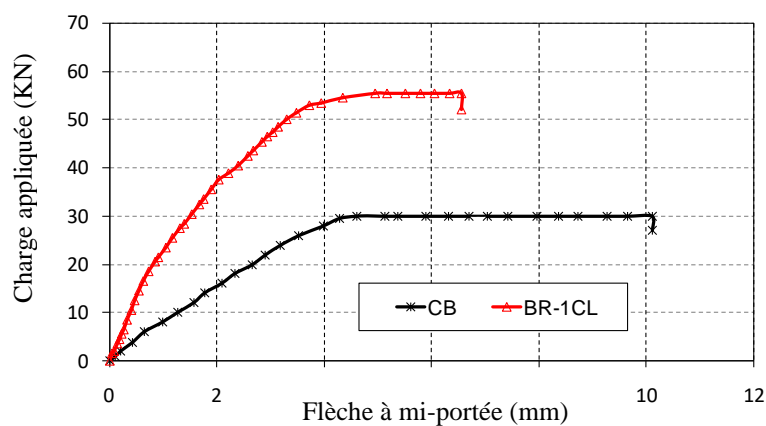
D'autre part, la flèche augmente plus rapidement avec l'augmentation de la charge appliquée, comme résultat le décollement initial au niveau d'une extrémité du composite où la séparation de la couche d'enrobage de béton. Dans ce contexte, la figure 5.1 montre que les flèches mesurées à mi-portée (à la charge de rupture) des poutres BR-1CS, BR-2CS, BR-3CS et BR-1CL étaient respectivement de 14%, 23%, 34% et 35% inférieurs à ceux du poutre témoin, ce qui indique que les poutres réparés ont un pseudo-palier plastique, une fois la charge ultime est atteinte. Cela s'explique par le fait que les matériaux en FRP ne présentent aucune déformation plastique. Néanmoins, la poutre réparée par les fibres de verre (BR-2GS) a montré une flèche ultime supérieure à celle de toutes les poutres réparées avec des fibres de carbone (BR-1CS, BR-2CS, BR-3CS et BR-1CL) et la poutre témoin, ce qui peut être lié principalement aux propriétés du composite GFRP (allongement de 4,8% à la rupture pour GFRP contre 1,8% pour le tissu en carbone et 1,5% pour lamelle carbodur). Enfin, une chute brutale de la charge ultime a été observée immédiatement après que l'un des types de modes de rupture s'est produit dans tous les poutres réparées.



(a) Poutres réparées avec fibre de carbone(CFRP).



(b) Poutres réparées avec fibre de verre (GFRP)



(c) Poutres réparées avec lamelle carbonur (CFRP)

Figure 5.1. Courbes charge-flèche des poutres testées.

5.3. Mode de rupture de poutres testées

Le type de modes de rupture apparus dans les poutres réparées est principalement lié aux fortes contraintes d'interface entre béton/composite. Les contraintes d'interface locales augmentent au fur et à mesure que la charge appliquée augmente et aboutissent à différents types de modes de rupture. Les poutres réparées étaient moins ductiles que la poutre non réparée et présentaient différents schémas de fissuration caractérisés par des fissures moins nombreuses et plus étroites, uniformément réparties le long de la poutre.

5.3.1. Poutre témoin

Comme on peut le voir sur la figure 5.2, un certain nombre de fissures verticales se sont développées dans la zone de flexion et elles se sont étendues progressivement de la face inférieure au côté supérieur de la poutre. Enfin, la rupture de la poutre témoin est due à la plastification des armatures longitudinales, suivie de l'écrasement du béton de la zone comprimée.



Figure 5.2. Mode de rupture ductile de la poutre témoin.

5.3.2. Poutres réparées

- **Poutre:** *BR-1CS*

Une rupture fragile de la poutre s'est produite en raison du détachement soudain et partiel du composite. Il a été remarqué que le décollement a été initié à l'extrémité du composite, puis étendue vers son centre. Au cours de chargement, des fissures moins nombreuses et plus étroites sont apparues à mi-portée de la poutre, mais elles n'ont provoqué aucun décollement prématuré du composite du support béton. Le décollement se produit dans le béton et une fine couche de béton est retirée avec composite, comme illustré à la figure 5.3.

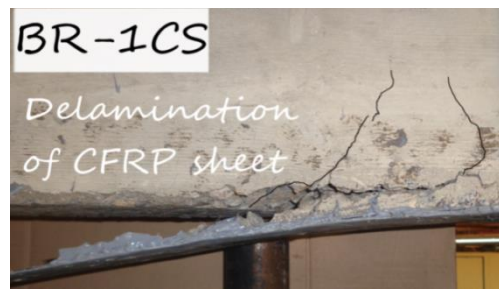


Figure 5.3. Décollement du composite.

- **Poutres:** BR-2CS + BR-3CS + BR-1CL

Dès le début du chargement, des fissures de flexion ont été initiées dans la partie centrale de la poutre. En fait, peu de fissures de flexion se sont formées dans les portées de cisaillement. Le mode de décollement était fragile et soudain pour toutes ces poutres en raison de la séparation complète de la couche d'enrobage de béton. Ce mode de rupture de la séparation de la couche d'enrobage due à des contraintes d'interface élevées aux extrémités du composite en FRP, comme illustré à la figure 5.4.

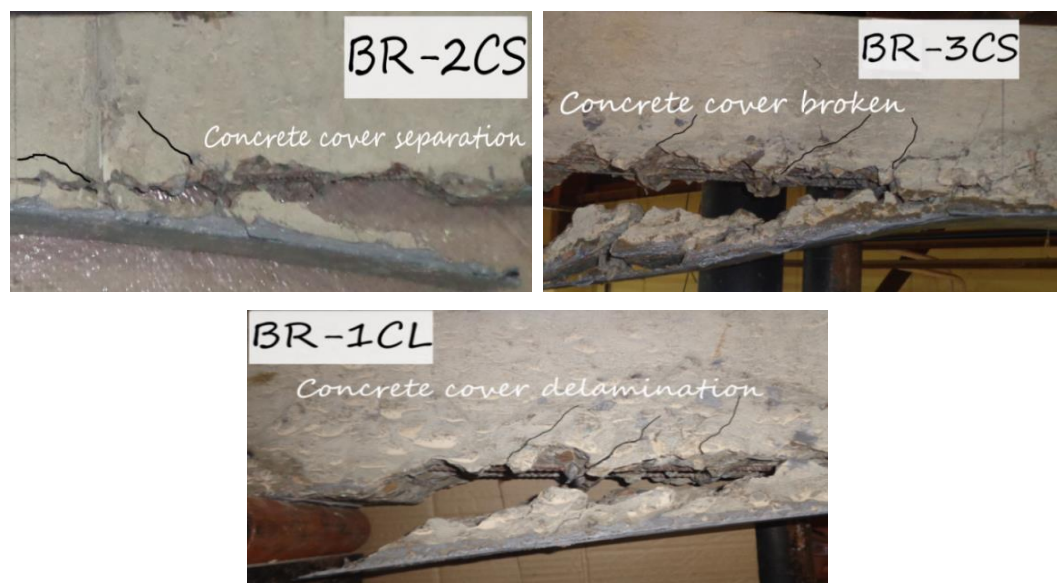


Figure 5.4. Décollement de la couche d'enrobage de béton.

- **Poutres:** BR-1GS + BR-2GS

Les résultats expérimentaux ont montré que les poutres BR-1GS et BR-2GS ont été rompues, suite à la rupture du composite GFRP. Certainement, une rupture du composite GFRP peut survenir lorsque la contrainte du FRP atteint sa résistance maximale à la traction. Après la rupture du composite, peu de fissures de cisaillement inclinées se sont développées

dans la portée de cisaillement et les fissures de flexion se sont formées et se sont propagées rapidement vers la zone comprimée de la poutre, suivie par un écrasement du béton, comme le montre la figure 5.5.

Ce mode de rupture était moins explosif, ce qui indique que les poutres présentent un certain niveau de ductilité. En effet, ces poutres présentent davantage de fissures lors du chargement. Ces fissures libèrent progressivement l'énergie stockée, de sorte que, à l'état final, la quantité finale d'énergie libérée n'était pas énorme et conduisait à un mode de décollement moins explosif.

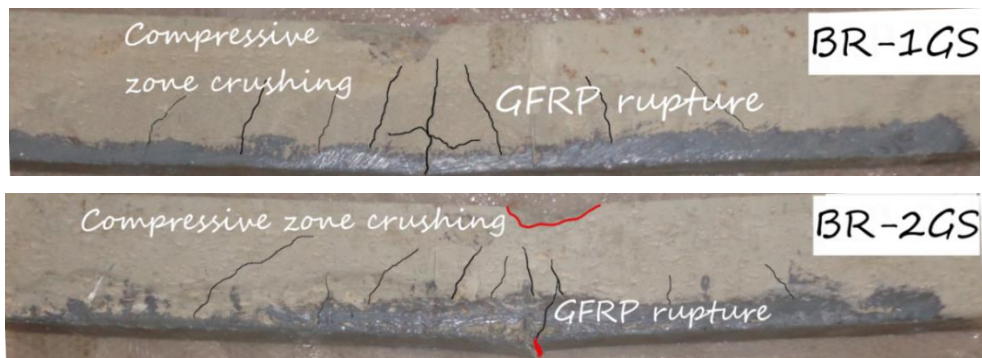


Figure 5.5. Rupture du composite GFRP.

5.4. Comparaison entre la capacité de moment prédite et expérimentale

Les résultats expérimentaux obtenus de la présente étude et d'autres données extraites de la littérature ont été utilisés pour évaluer les modèles de capacité de moment recommandés dans certains règlements internationaux, à savoir le règlement américain ACI318 [76], le règlement Européen Eurocode2 [59] et règlement Britannique BS8110 [77].

La capacité de moment prédite d'une poutre renforcée avec des matériaux composites (FRP) [78] peut être exprimée comme suit:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) + \phi A_f f_{fe} \left(h_f - \frac{\beta_1 x}{2} \right) \quad (5-1)$$

où A_s et f_y sont la section et la limite d'élasticité des armatures longitudinales, respectivement; d est la hauteur utile de la poutre, x est la distance de la fibre de compression extrême à l'axe neutre, β_1 est un rapport de la profondeur du bloc de contraintes rectangulaire équivalent à la profondeur de l'axe neutre; $\phi = 0,9$ est le facteur de réduction de la résistance; A_f et f_{fe} correspondent aux sections et à la résistance effective du FRP, respectivement et h_f correspond à la hauteur totale de la poutre renforcée.

Le deuxième terme de l'équation (5-1) indique la capacité en moment générée par le composite en FRP. Afin de vérifier la validité des modèles de capacité de moment prédites recommandés par les principaux codes de conception (ACI 318, Eurocode 2 et BS8110), 48 de poutres testées issues de 10 études différentes ont été utilisés, comme indiqué en détail dans le Tableau 5.1. Tous ces poutres ont été rompues par décollement du composite ou rupture de l'enrobage de béton.

La loi des mélanges donne une estimation approximative de la valeur du module d'élasticité du FRP [79] (Eq. (5-2)). Dans la plupart des cas, on a constaté qu'il surestimait les propriétés mécaniques des fibres/lamelles en FRP-époxy. Le module d'élasticité du FRP (E_f) est obtenu comme suit:

$$E_C = E_f \cdot v_f + E_m \cdot (1 - v_f) \quad (5-2)$$

Dans eq. (5-2), E est le module d'élasticité des fibres/lamelles en FRP et V est le rapport de fraction volumique. De plus, les indices C , f et m indiquent respectivement composite, fibre et matrice.

Le tableau 5.1 compare valeurs prédites des modèles et la capacité en moment expérimental de poutres renforcées par des matériaux composites. De plus, le tableau 5.1 indique le rapport entre la valeur mesurée expérimentalement et la valeur prédite pour chaque poutre testée. La comparaison des résultats montre une prédiction plus précise de la capacité en moment d'équation de l'Eurocode 2 et des résultats expérimentaux obtenus. Le ratio moyen $M_{u, \text{exp}} / M_{u, \text{pred}}$ est d'environ 1,16 avec un écart type de 18%.

Des valeurs similaires des moments ont été prédites à partir des règlements (ACI318 et BS8110). Néanmoins, les valeurs expérimentales obtenues des moments ultimes des poutres renforcés sont supérieures à celles prédites par les codes AC1318 et BS8110. En effet, l'équation ACI318 fournit des valeurs très sécuritaires pour la prédiction du moment ultime des poutres puisque le rapport moyen $M_{u, \text{exp}} / M_{u, \text{pred}}$ est de 1,37 avec un écart type de 23%.

En ce qui concerne le modèle du BS8110, il sous-estime le moment ultime des poutres, avec le rapport moyen de $M_{u, \text{exp}} / M_{u, \text{pred}}$ étant de 1,35 avec un coefficient de variation de 20%. Les deux prédictions (ACI 318 et BS8110) peuvent être utilisées en toute sécurité pour obtenir la capacité en moment des poutres renforcés car ces valeurs sont inférieures à celles expérimentales qui conduisent à une conception non économique lorsque les équations ACI318 et BS8110 sont utilisées. Cette sous-estimation de la capacité de moment ultime peut être attribuée à deux raisons. La première raison est due à la sous-estimation du module d'élasticité du béton utilisé dans ces modèles ACI318 et BS8110, ce qui entraîne une moindre

contribution à la résistance des armatures longitudinales. De plus, le terme β_1 a été trouvé légèrement plus grand et, par conséquent, son implication dans la valeur de la capacité en moment générée par le FRP est moins importante dans les poutres renforcées. En fait, le mode de rupture d'une poutre renforcée/réparée était fragile et soudain, en raison de décollement entre le FRP et le substrat de béton, ce qui entraîne une réduction de la capacité de déformation du béton dans les poutres renforcées, car il sera inférieur à $\varepsilon_{cu} = 0,003$, causé principalement par la présence des déformations initiales qui est considérée comme la deuxième raison.

Tableau 5.1. Moment ultime: comparaison entre valeurs théoriques et expérimentales

Poutre	Propriétés de l'acier		Propriétés du béton			Propriétés de FRP		$M_{u, test}$ kN.m	$M_{u, exp} / M_{u, pred}$		
	As mm ²	As' mm ²	b mm	h mm	f_c MPa	Af mm ²	Ef GPa		$M_{u, test} / M_{EC2}$	$M_{u, test} / M_{ACI318}$	$M_{u, test} / M_{BS8110}$
Nayak et al. 2018 [80]											
BT11	100	0	120	150	24.6	69	9.8*	8.5	1.28	1.47	1.38
BT12	100	0	120	150	24.6	138	9.8*	11.5	1.42	1.68	1.54
BT13	100	0	120	150	24.6	207	9.8*	16.0	1.69	2.05	1.84
BT14	100	0	120	150	24.6	276	9.8*	18.3	1.67	2.05	1.81
Tahsiri et al. 2015 [81]											
102	157.1	157.1	150	250	33	25.5	139.4	26.0	0.98	1.22	1.31
103	157.1	157.1	150	250	33	51	139.4	31.2	0.88	1.10	1.17
122	226.2	157.1	150	250	33	25.5	139.4	31.2	1.18	1.41	1.52
123	226.2	157.1	150	250	33	51	139.4	36.5	1.06	1.29	1.37
162	402.1	157.1	150	250	33	25.5	139.4	44.1	1.44	1.62	1.73
163	402.1	157.1	150	250	33	51	139.4	48.8	1.32	1.53	1.62
Lamothe 1999 [82]											
R2	800	201	105	350	45	189	109	106.3	1.00	1.09	1.18
R10	300	0	105	350	45	189	109	67.5	0.81	0.95	1.05
Attari 2010 [83]											
PC7	157	0	100	160	39	60	115.8	17.1	1.07	1.23	1.31
PB6	157	0	100	160	39	480	28*	13.7	0.95	0.99	1.06
Mathyss 2000 [84]											
BF2	804	101	200	450	36.5	120	159*	231.3	1.21	1.34	1.41
BF3	804	101	200	450	34.5	120	159*	232.5	1.22	1.36	1.42
BF4	804	101	200	450	30.8	120	159*	230.3	1.22	1.36	1.41
BF5	804	101	200	450	37.4	120	159*	221.3	1.16	1.28	1.35
BF9	402	101	200	450	33.7	22.2	233*	119.8	1.29	1.41	1.48
Kotynia 2005 [85]											
BF-06/S	226	157	150	300	32.5	96	104.6	64.5	1.18	1.37	1.44
B-83m	339	157	150	300	34.4	144	104.6	64.4	1.01	1.17	1.24
B-8/S1	339	157	150	300	33.8	96	104.6	72.0	1.25	1.44	1.41
B-08M	339	157	150	300	37.3	144	104.6	105.0	1.51	1.72	1.84
Reeve 2006 [86]											
L1	380	142	152	254	23.3	75	109.6	45.2	1.29	1.42	1.45
L2	380	142	152	254	23.3	153	109.6	50.3	1.20	1.36	1.38
L2x1	380	142	152	254	23.3	153	109.6	51.6	1.23	1.40	1.42
L4	380	142	152	254	23.3	306	109.6	58.8	1.09	1.29	1.28
H1	380	142	152	254	23.3	75	112.1	42.7	1.21	1.33	1.37
H2	380	142	152	254	23.3	153	112.1	49.4	1.17	1.33	1.35
H2x1	380	142	152	254	23.3	153	112.1	51.2	1.22	1.38	1.40
H4	380	142	152	254	23.3	306	112.1	55.9	1.03	1.21	1.21
Maalej and Leong 2005 [87]											
A4	236	157	115	146	42.8	17.8	161.6	18.9	1.13	1.37	1.27
A5	236	157	115	146	42.8	35.6	161.6	21.9	1.13	1.49	1.29
B3	942	628	230	292	42.8	71.2	161.6	131.8	0.99	1.16	1.11

B5	942	628	230	292	42.8	142.3	161.6	147.2	0.96	1.23	1.09
C3	2413	1609	368	467	42.4	182.2	161.6	522.3	0.95	1.10	1.06
C5	2413	1609	368	467	42.4	364.3	161.6	650.10	1.02	1.30	1.16
Al-Zaid et al. 2012 [88]											
B-II-1	804	452	500	250	30	672	115.8	244.4	1.04	1.24	1.26
B-II-2	804	452	500	250	30	336	115.8	164.8	0.96	1.11	1.14
B-II-3	804	452	500	250	30	672	115.8	222.2	0.95	1.13	1.15
B-II-5	804	452	500	250	30	211	115.8	157.9	1.11	1.25	1.29
Présente étude											
BR-1CS	101	0	100	150	20	103	43*	12.3	1.32	1.64	1.56
BR-2CS	101	0	100	150	20	161	43*	13.6	1.16	1.49	1.40
BR-3CS	101	0	100	150	20	219	43*	15.0	1.07	1.41	1.32
BR-1GS	101	0	100	150	20	86	20*	8.5	1.18	1.40	1.35
BR-2GS	101	0	100	150	20	142	20*	10.1	1.13	1.40	1.33
BR-1CL	101	0	100	150	20	150	35*	13.9	1.36	1.72	1.63
							Moyenne		1.16	1.37	1.35
							Ecart type		0.18	0.23	0.20

*Module élastique de FRP obtenu à partir d'essais de matériaux effectués sur des tissus ou lamelles de FRP imprégnés d'époxy

5.5. Etude numérique

Les analyses par éléments finis non linéaires 3D qui permettent de simuler la réponse en flexion d'une poutre en béton armé non réparée (poutre en BA témoin) et de six poutres en béton armé réparées avec des feuilles ou stratifiées en FRP collés à l'extérieur. Les courbes de déviation de charge obtenues à mi-portée à partir d'une analyse numérique ont été comparées aux résultats expérimentaux correspondants afin de valider la prédiction du modèle par éléments finis non linéaires. En outre, l'analyse numérique a également été réalisée pour prédire la contrainte de cisaillement à l'interface entre les tissus ou lamelles en FRP et la poutre en BA.

5.5.1. Modélisation par éléments finis

Le béton est modélisé à l'aide d'un élément solide, SOLID65, qui gère la fissuration par déformation plastique à comportement non linéaire dans trois directions orthogonales sous tension et le concassage sous compression, comme illustré à la figure 5.6. (a). Les armatures longitudinales sont modélisées à l'aide de l'élément de longeron LINK180 à deux nœuds, comme illustré à la figure 5.6. (b). Les supports et le point d'application de la charge sont modélisés à l'aide de l'élément solide structural tridimensionnel SOLID185, comme indiqué sur la figure 5.6. (c). Les matériaux composites en FRP (tissu et lamelle) destinés à renforcer les poutres en BA présentant une rupture en flexion sont modélisés à l'aide d'un élément solide structural en couches tridimensionnelle SOLID185, comme indiqué sur la figure 5.6. (d). La résine époxy est modélisée à l'aide de SOLID185 [89, 90].

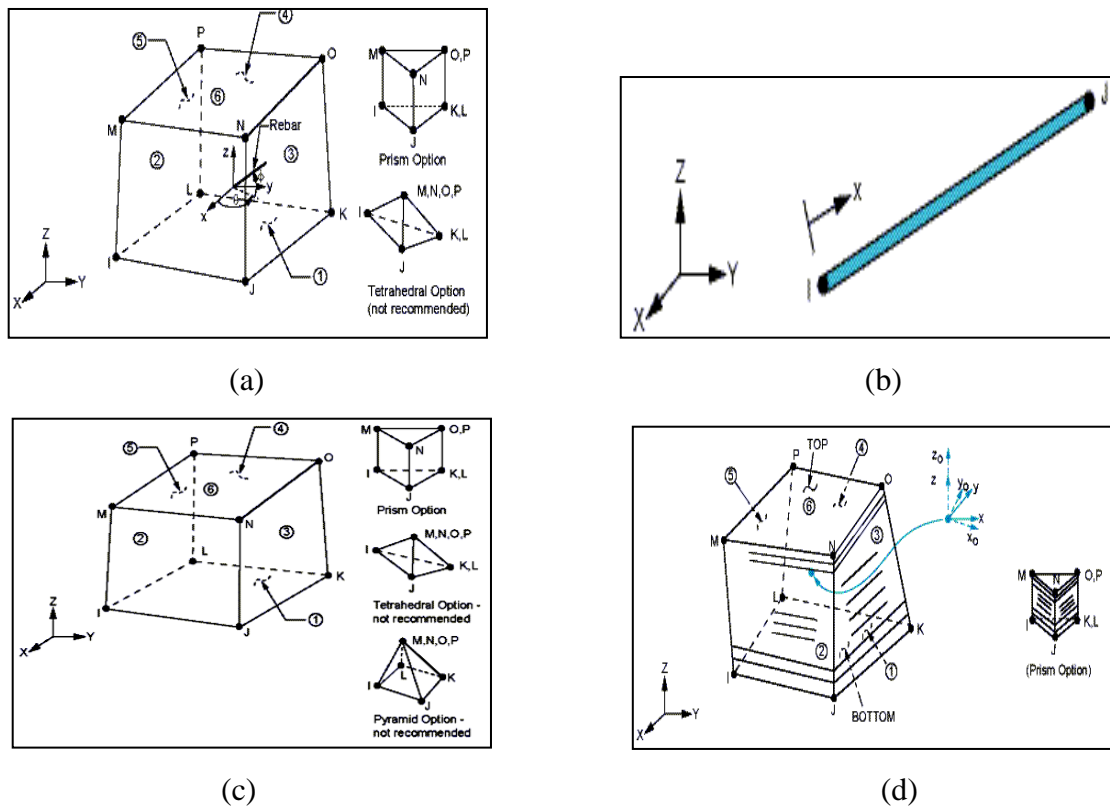


Figure 5.6. Détails des modèles EF: (a) SOLID65 (b) LINK180 (c) SOLID185 (d) SOLID185 en couches [89, 90].

L'étude expérimentale ayant permis d'observer des décollements entre le béton et le CFRP, nous avons ensuite adopté un modèle numérique permettant de lier parfaitement les renforts en béton et en acier afin de prédire les relations charge-flèche [91]. Par la suite, le critère de décollement, qui est une sorte de modèle constitutif de matériau de zone cohésive (CZM), est utilisé afin de simuler le comportement de l'interface béton-FRP [92]. Le modèle CZM consiste en une relation constitutive entre la traction effective « τ » et le déplacement effectif en ouverture « s » (séparation interfaciale). La figure 5.7 illustre une loi bilinéaire séparation-traction [92].

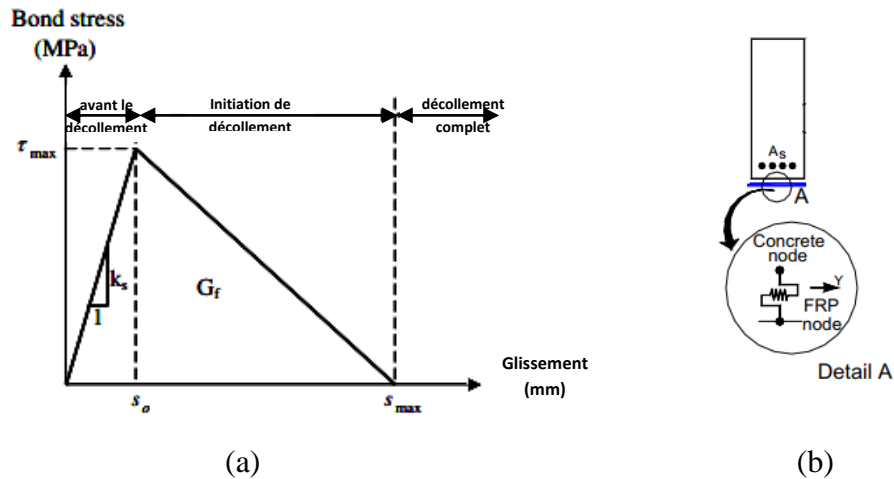


Figure 5.7. Loi de relation bilinéaire de comportement traction-séparation [92].
 (a) Modèle de glissement de liaison bilinéaire typique (b) Modèle à éléments finis.

Où K_s est la rigidité initiale définie comme [92]:

$$k_s = \frac{1}{\frac{t_i}{G_i} + \frac{t_c}{G_c}} \quad (5-3)$$

Où t_i est l'épaisseur de résine époxy (mm) ; t_c est l'épaisseur de béton (mm); et G_i et G_c sont les modules de cisaillement de la résine et du béton, respectivement. Dans cette étude, les valeurs utilisées étaient: $t_i = 1$ mm, $t_c = 25$ mm, $G_i = 0,534$ GPa et $G_c = 9,8$ GPa.

La séparation interfaciale est également définie comme la différence des déplacements des surfaces d'interface adjacentes [91]:

$$s = u^{\text{Top}} - u^{\text{Bottom}} \quad (5-4)$$

La définition de la séparation est basée sur le système de coordonnées de l'élément local. L'interface normale est écrite en tant que direction locale «n» et la direction tangente locale est notée «t».

$$\text{Séparation normale} = s_n = n.s \quad (5-5)$$

$$\text{Séparation par cisaillement} = s_t = t.s \quad (5-6)$$

Par conséquent, l'élément de contact CONTA174 et l'élément cible TARGE170 sont utilisés pour obtenir l'interface de réponse concrète-FRP. CONTA174 est un élément à 8 nœuds destiné à l'analyse générale des contacts rigide-flexible et flexible-flexible [91]. Alors que l'élément de contact CONTA174 est associé aux éléments de segment cible 3D TARGE170 [89]. La liaison entre le béton et le FRP est définie en utilisant des valeurs de constantes réelles pour les paires de contacts et une entrée pour le modèle de matériau CZM. Les paramètres utilisés pour l'analyse CZM sont présentés dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 Paramètres utilisés pour l'analyse CZM.

Paramètres	Valeur
Contrainte normale de contact maximale σ_{\max} (MPa)	2.75
Contrainte tangentielle de contact équivalente maximale τ_{\max} (MPa)	4.5
Écart de contact à la fin du décollement u_c^n (mm)	0.15
Glissement tangentiel à la fin du décollement u_c^t (mm)	0.15
Artificial damping coefficient η	0.01

5.5.2. Modélisation des propriétés des matériaux

5.5.2.1. Béton et l'acier de renforcement

De plus, la plaque de chargement et la plaque de support sont modélisées à l'aide de la relation contrainte-déformation linéaire. Les propriétés des matériaux utilisés dans l'étude numérique sont présentées dans le tableau 5.3. Il convient de noter que les propriétés mécaniques de l'acier sont beaucoup plus simples à modéliser que celles du béton.

Tableau 5.3. Propriétés des matériaux utilisées dans la modélisation par éléments finis (EF).

Composante	Propriété de matériaux	Valeur
Béton	résistance à la compression à 28 jours (MPa)	25
	Résistance à la traction (MPa)	2.0
	Module d'élasticité (GPa)	22
	Coefficient de poisson	0.2
	Coefficient de cisaillement pour fissure ouverte	0.2
	Coefficient de cisaillement pour fissure fermée	0.8
Acier de renforcement	Module d'élasticité (GPa)	210
	Coefficient de poisson	0.3
	Contrainte ultime (MPa)	540

5.5.2.2. Tissu et lamelle en FRP

Les valeurs des propriétés des matériaux pour les composites en FRP et la résine époxy nécessaires à la simulation numérique sont présentées dans le tableau 5.4.

Tableau 5.4. Propriétés des matériaux composites en FRP et résine époxy.

Composante	Propriété de matériaux	Valeur
Lamelle carbodur CFRP	Module d'élasticité (GPa)	165
	Coefficient de poisson	0.28
	Nombre de couche	1
	Épaisseur de couche (mm)	1.2
Tissu CFRP (fibres dans la direction x)	Module d'élasticité (GPa)	234
	Coefficient de poisson	0.3
	Nombre de couche	1; 2; 3
	Épaisseur de couche (mm)	0.13
	Orientation des fibres (°)	0°
Tissu GFRP (fibres dans la direction x)	Module d'élasticité (GPa)	74
	Coefficient de poisson	0.25
	Nombre de couche	1; 2
	Épaisseur de couche (mm)	0.27
	Orientation des fibres (°)	0°
Résine époxy	Module d'élasticité (GPa)	11.2
	Résistance à la traction (MPa)	30
	Coefficient de poisson	0.21
	Nombre de couche	1; 2; 3
	Épaisseur de couche (mm)	1

5.5.3. Modélisation des poutres

La figure 5.8 illustre le modèle EF de la poutre témoin. Cependant, la méthode discrète est adoptée dans la modélisation du ferrailage longitudinal et des cadres utilisés dans les poutres en BA (Fig 5.9) [89, 90]. L'interface résine-époxy matériau FRP est modélisée et associée à une liaison parfaite, comme le montre la figure 5.10. Tout au long de cette étude, la densité du maillage est maintenue à 20 mm.

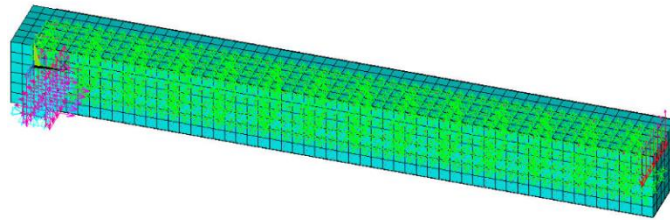


Figure 5.8. Modélisation par éléments finis d'une demi-poutre, chargement et conditions aux limites.

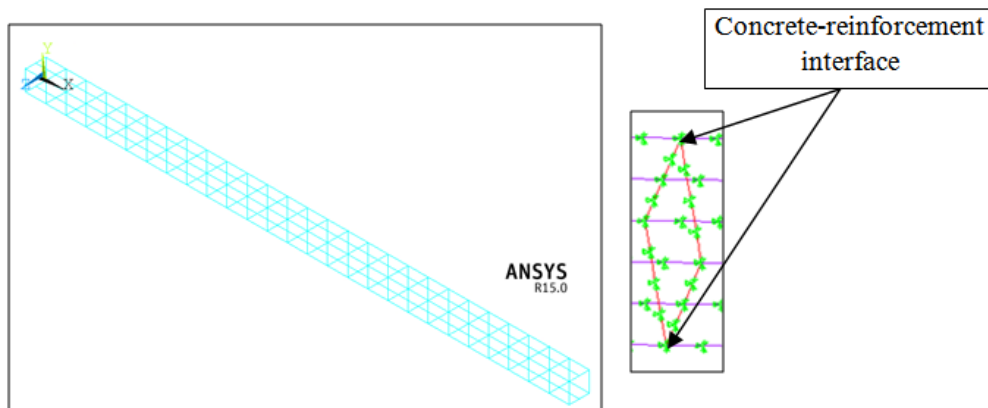


Figure 5.9. Modèle EF d'armature longitudinale et cadres.

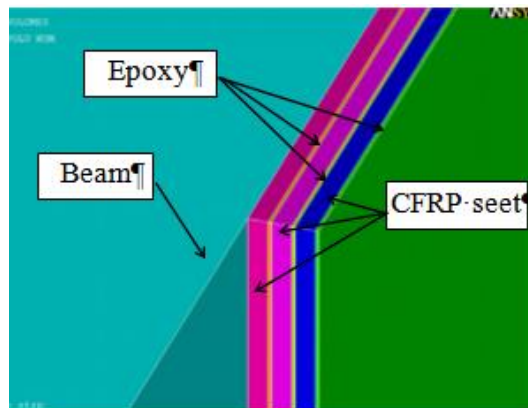


Figure 5.10. Modélisation d'un tissu CFRP à trois couches et d'une résine époxy.

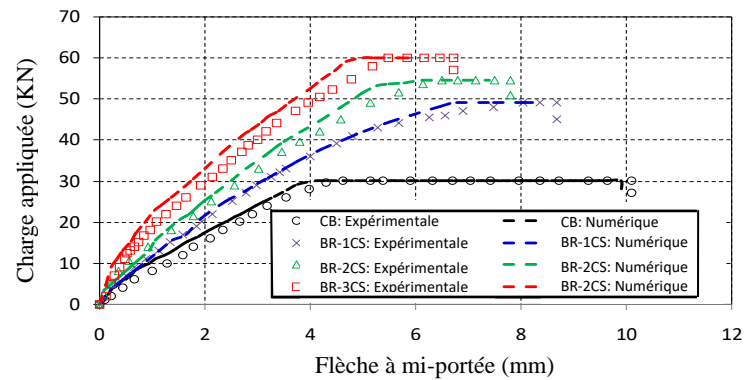
5.5.4. Résultats numériques

5.5.4.1. Comportement charge-flèche

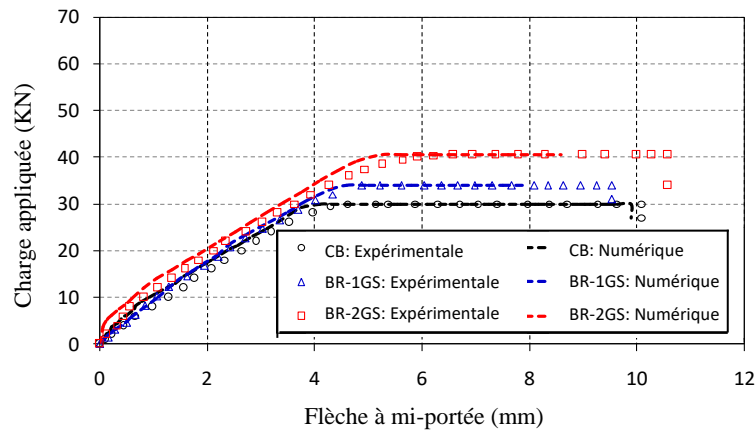
La comparaison des résultats numériques et expérimentaux des courbes charge-flèche pour la poutre en BA témoin et les six poutres en BA réparées est illustrée aux figures.11 (a+b+c). Un bon accord entre l'analyse EF et les résultats expérimentaux pour tous les poutres est remarquable. Le coefficient de corrélation R^2 est généralement supérieur ou égal à 0,90, ce

qui est acceptable et tout à fait raisonnable. Généralement, l'analyse EF considère que la poutre est plus forte et légèrement plus rigide que la vraie en raison de l'hypothèse de liaison parfaite entre le béton et l'armature en acier, telle qu'elle est enregistrée dans [93].

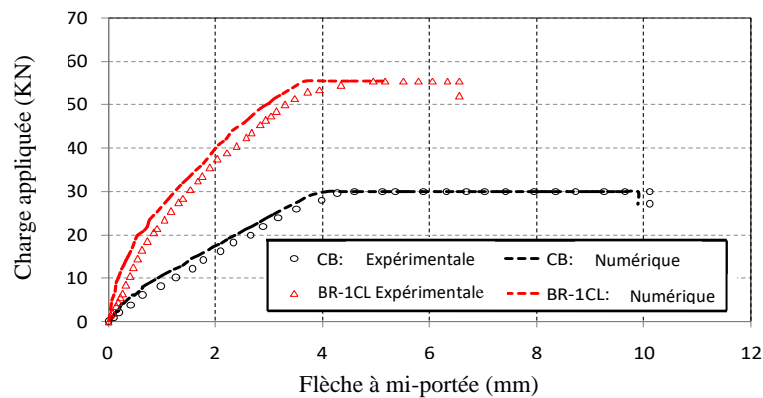
La comparaison des résultats montre que l'hypothèse d'un matériau en FRP isotrope élastique linéaire jusqu'à la rupture est probablement la raison du bon accord trouvé entre les résultats numériques et expérimentaux. Des conclusions similaires ont été enregistrées par Obaidat et al. [93].



(a) Poutre réparée avec tissu CFRP



(b) Poutre réparée avec tissu GFRP



(c) Poutre réparée avec lamelle CFRP

Figure 5.11. Courbes charge-flèche: comparaison entre des résultats expérimentaux et numériques.

5.5.4.2. Modèle cohésif d'interface béton-FRP (modèle liaison-glissement)

Afin de simuler les relations d'interface entre la lamelle ou tissu en FRP et le support béton, le modèle de liaison-glissement a été utilisé et basé sur le modèle constitutif du matériau de la zone de cohésion (CZM). Ce modèle utilisé garantit que les phénomènes de décollement se produiront à l'interface FRP-béton. Lu et al. [94] ont développé les équations permettant d'évaluer le détachement du FRP. Le modèle de liaison-glissement (modèle de liaison cisaillement-contrainte) est présenté dans les équations suivantes [94]:

$$\tau = \begin{cases} \tau_{\max} \sqrt{\frac{s}{s_0}} & s \leq s_0 \\ \tau_{\max} e^{-\alpha\left(\frac{s}{s_0}-1\right)} & s > s_0 \end{cases} \quad (5-7)$$

Avec:

$$\tau_{\max} = 1.5 \beta_w f_t \quad (5-8)$$

$$s_0 = 0.0195 \beta_w^2 f_t \quad (5-9)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{\left(2.25 - \frac{b_f}{b_c}\right)}{\left(1.25 + \frac{b_f}{b_c}\right)}} \quad (5-10)$$

$$\alpha = \frac{1}{\frac{G_f}{s_0 \tau_{\max}^2}} \quad (5-11)$$

$$G_f = 0.308 \beta_w^2 \sqrt{f_t} \quad (5-12)$$

τ_{\max} : contrainte de cisaillement de la liaison locale maximale (MPa).

s : glissement entre l'interface béton et FRP (mm).

s_0 : glissement local à τ_{\max} (mm).

β_w : facteur de rapport de largeur.

α : Le facteur dépend de l'énergie de fracture d'interface, de la force de liaison et du glissement au pic.

G_f : énergie de fracture d'interface (MPa), qui correspond à l'aire sous la courbe de glissement.

b_f : largeur de la plaque (lamelle) en CFRP (mm).

b_c : Espacement centre à centre entre les bandes (mm).

f_t : Résistance à la traction du béton (MPa).

s_f : Rupture par glissement (mm).

L'utilisation du logiciel FEA ANSYS, l'algorithme pas à pas basé sur les équations. (5-7) à (5-12) est utilisé pour estimer les relations d'interface entre la plaque ou tissu en FRP et le

support en béton. Les simulations numériques décrivant les relations entre le FRP et le support en béton sont présentées graphiquement à la figure 5.12.

D'après les résultats numériques des relations d'interface entre tissu ou lamelle en FRP et le support en béton. A l'issue de la figure 5.12, la contrainte de cisaillement de liaison est proportionnelle au glissement d'interface jusqu'à une contrainte de cisaillement ultime (τ_{max}) et qui correspond à un glissement local (s_0). Par la suite, les graphes continuent à montrer une réponse d'adoucissement simulant du décollement initial jusqu'au décollement total lorsque le glissement maximal atteint la rupture par glissement (s_f) correspondant à une contrainte de cisaillement égale à 0 MPa. Il est à noter que les contraintes de cisaillement d'interface augmentent avec le nombre de couches de tissu de carbone/verre. Le décollement aura lieu si le mouvement relatif entre le nœud en béton et le nœud FRP correspondant atteint la rupture par glissement (glissement maximal d'interface maximal, s_f).

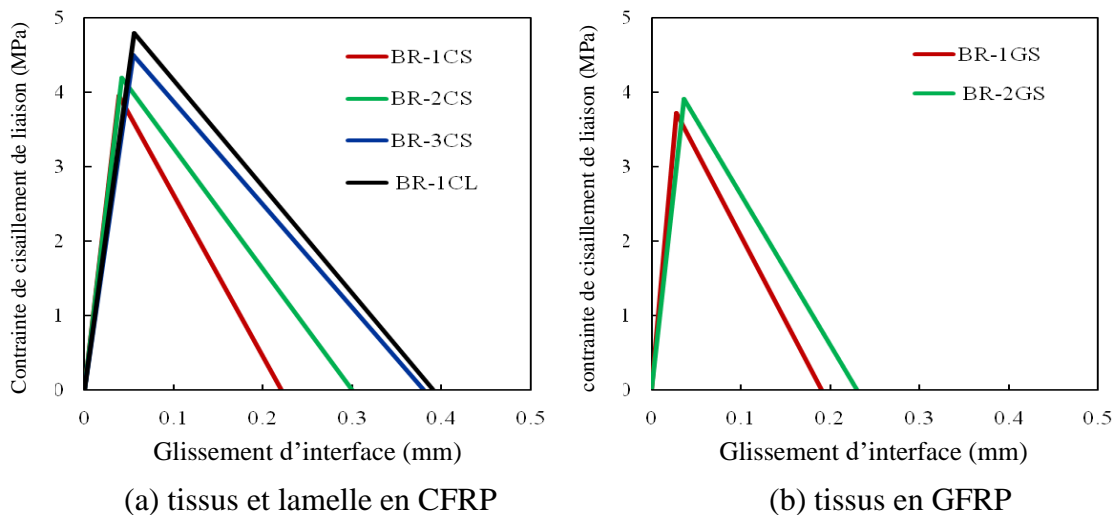


Figure 5.12. Contrainte de cisaillement de liaison en fonction du glissement d'interface FRP-Béton

5.6. Conclusion

Des essais ont été menés sur 07 poutres en béton armé dont 06 poutres ont été pré fissurées et réparées par des matériaux composites afin de répondre à la performance en flexion de ces poutres. L'ensemble des essais réalisés montre les résultats suivants:

- Les poutres réparées en flexion ont obtenu des gains de résistance, allant de 13 % à 100 % par rapport à celle de la poutre témoin, et une diminution de la flèche variant de 15 à 35%.

- La rupture de l'enrobage de béton se produit en raison des contraintes d'interface élevées aux extrémités de la plaque composite CFRP. Cependant, une rupture ductile a été observée pour les poutres réparées avec des plaques GFRP.
- Les règlements Eurocode 2, ACI-318 et BS8110 ne prédisent pas avec précision les moments ultimes pour les poutres renforcées avec un rapport moyen $M_{u, \text{exp}}/M_{u, \text{pred}}$ de 1,16, 1,37 et 1,35, respectivement. Il reste, cependant, à valider plus ces principaux règlements et à poursuivre les comparaisons essais-calculs à l'aide d'autres résultats d'essais sur des spécimens plus conséquents.
- L'approche numérique utilisant le logiciel ANSYS montre un accord satisfaisant avec les résultats expérimentaux obtenus pour la réponse charge-flèche de la poutre témoin par rapport aux poutres réparées avec un coefficient de corrélation R^2 supérieur ou égal à 0,90.
- L'analyse des résultats numériques indique que les contraintes de cisaillement d'interface augmentent avec le nombre de couches de tissu de carbone CFRP/verre GFRP pour toutes les poutres réparées.

CHAPITRE 06:

*Analyse et modélisation des
contraintes d'interface dans
une poutre en BA
endommagée et renforcée en
flexion par une plaque
composite*

6.1. Introduction

Nous présentons dans ce chapitre une analyse des contraintes d'interface d'une plaque composite collée extérieurement sur une poutre endommagée en béton armé. Cette recherche est utile pour l'amélioration du comportement mécanique de l'interface et de la conception des structures mixtes "*Composites-Béton Armé*".

Les matériaux composites ont été identifiés en tant que nouveaux matériaux innovateurs pour la réparation et/ou le renforcement des structures en béton armé. Ainsi, leur utilisation est une solution efficace pour augmenter la résistance globale des structures [95- 97]. Ces matériaux ont été utilisés avec succès pour réparer les structures aéronautiques pendant un certain nombre d'années. Dans le domaine du génie civil, les plaques composites ont été principalement utilisées pour la réhabilitation des structures en béton qui s'intéresse significativement les chercheurs ces dernières années. Un sujet important surgissant dans l'étude des poutres en béton collées aux plaques est l'évaluation des interactions à l'interface Béton-Composite. En fait ces interactions permettent la transmission des contraintes de la poutre à la plaque; si ces contraintes vont au-delà d'une valeur limite, la rupture prématurée de la poutre renforcée peut se produire.

La détermination des contraintes d'interface a fait l'objet de plusieurs recherches cette dernière décennie, concernant les poutres en béton, renforcées par des plaques en matériaux composites [98 - 102]. A travers ces recherches, il a été démontré que les contraintes de cisaillement et les contraintes normales de l'interface sont influencées par le matériau composite et par les caractéristiques géométriques de la poutre en béton.

Ainsi, plusieurs solutions analytiques ont été développées [6, 10, 98]. Toutes ces solutions sont valables pour des matériaux élastiques linéaires et utilisent la même hypothèse, à savoir que couche l'adhésif est sujette à des contraintes normales et de cisaillement constantes à travers son épaisseur. Et, c'est cette hypothèse qui permet d'obtenir des solutions relativement simples. Pour ces solutions existantes, deux approches différentes ont été utilisées. Roberts [103] ont employé une approche d'analyse par étapes, alors que Smith et al. [104, 105] considèrent directement les conditions de la compatibilité de déformation. Tounsi [106] et Tounsi et al [107, 108], ont développé des solutions théoriques pour les contraintes d'interface dans les poutres en béton renforcées par une plaque en FRP basées également sur les conditions de la compatibilité de déformation.

Des techniques très récentes sont mises au point (modélisations, expériences...) tels que les différents types de collage utilisant les matériaux composites types FRP, donnant des

résultats appréciables. Ces types de collage ont pu diminuer l'influence de l'effet des contraintes d'interface qui sont affectées par le phénomène de décollement. Le modèle adopté décrit mieux la réponse réelle de la poutre en béton endommagée, de la plaque en FRP et permet l'évaluation des contraintes d'interface, dont la connaissance est très importante dans la conception de telles structures.

6.2. Approche analytique

6.2.1. Hypothèses de la solution

Dans la présente analyse, et en vue de la détermination des contraintes d'interface au niveau de la couche d'adhésif, le modèle théorique développé est basé sur les hypothèses suivantes [109]:

- La poutre en béton armé, la couche d'adhésif et la plaque composite ont un comportement élastique linéaire.
- Les contraintes au niveau de la couche d'adhésif sont constantes à travers l'épaisseur de cette couche.
- La poutre est parfaitement collée avec la plaque composite.
- L'adhésif a pour rôle le transfert des contraintes de la poutre au composite.

Les déformations des adhérents 1 et 2 sont dues aux moments de flexion et aux efforts normaux (Fig 6.2).

6.2.2. Propriétés des matériaux des poutres endommagées

L'introduction des paramètres d'endommagement est effectuée en utilisant le modèle d'endommagement de Mazars [110], basé sur une élasticité couplée à l'endommagement et ignore toute manifestation de plasticité, dans lequel la configuration de l'énergie élastique de l'état déformé et endommagé est équivalente à la configuration de l'énergie élastique de l'état déformé et non endommagé.

$$\sigma_{ij} = (1 - \varphi)E_{ij}\varepsilon_{ij} \quad 0 < \varphi < 1 \quad (6-1)$$

$$\text{Sens longitudinal: } \tilde{E}_{11} = E_{11}(1 - \varphi) \quad (6-2a)$$

$$\text{Sens transversal : } \tilde{E}_{22} = E_{22}(1 - \varphi) \quad (6-2b)$$

Avec \tilde{E}_{11} , \tilde{E}_{22} et E_{11} , E_{22} sont les modules d'élasticité des états endommagé et non endommagé, respectivement; φ est la variable continue d'endommagement.

Par conséquent, les propriétés matérielles de la poutre endommagée peuvent être représentées en remplaçant les modules d'élasticité ci-dessus par celles modules définies dans les équations (6-2a) et (6-2b).

6.2.3. Équation de base de l'élasticité

La figure 6.1 montre le renforcement de la poutre en béton armé avec un composite GFRP précontraint lié. D'après l'équation des forces d'équilibre dans la direction horizontale de la poutre en béton armé illustrée à la figure 6.2, la force axiale dans la poutre en béton armé $N_1(x)$ et le composite GFRP $N_2(x)$ sont égaux:

$$N_1(x) = N_2(x) \quad (6-3)$$

La perte de force de précontrainte dans le composite (stratifiés) est donc:

$$\Delta P_L = P_0 - N_2 \quad (6-4)$$

Avec P_0 est la force de précontrainte initiale dans le composite

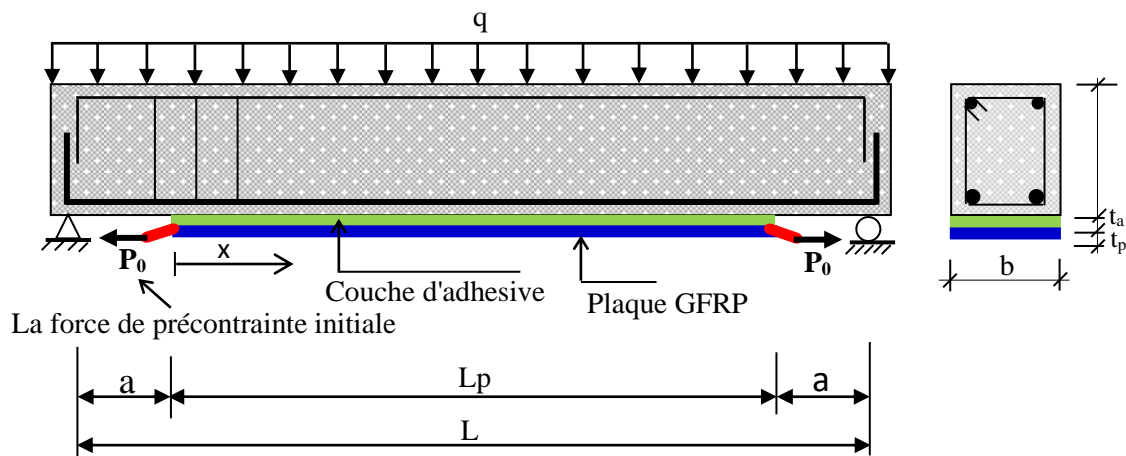


Figure 6.1. Poutre en BA renforcée par collage d'un composite (stratifié) GFRP précontraint

Un élément dx de la poutre renforcée (Fig 6.1) est représenté dans la figure 6.2 montre d'une part, les contraintes de cisaillement $\tau(x)$ et les contraintes normales d'interface $\sigma(x)$; d'autre part, elle indique la convention de signe utilisé pour le moment de flexion, l'effort tranchant, l'effort normal et le chargement appliqué. Dans la présente analyse, un comportement élastique linéaire est supposé pour les trois matériaux (béton, l'adhésif et la plaque composite). La couche d'adhésive est supposée jouer un rôle de transfert des contraintes du béton à la plaque composite avec des contraintes constantes à travers toute son épaisseur [109].

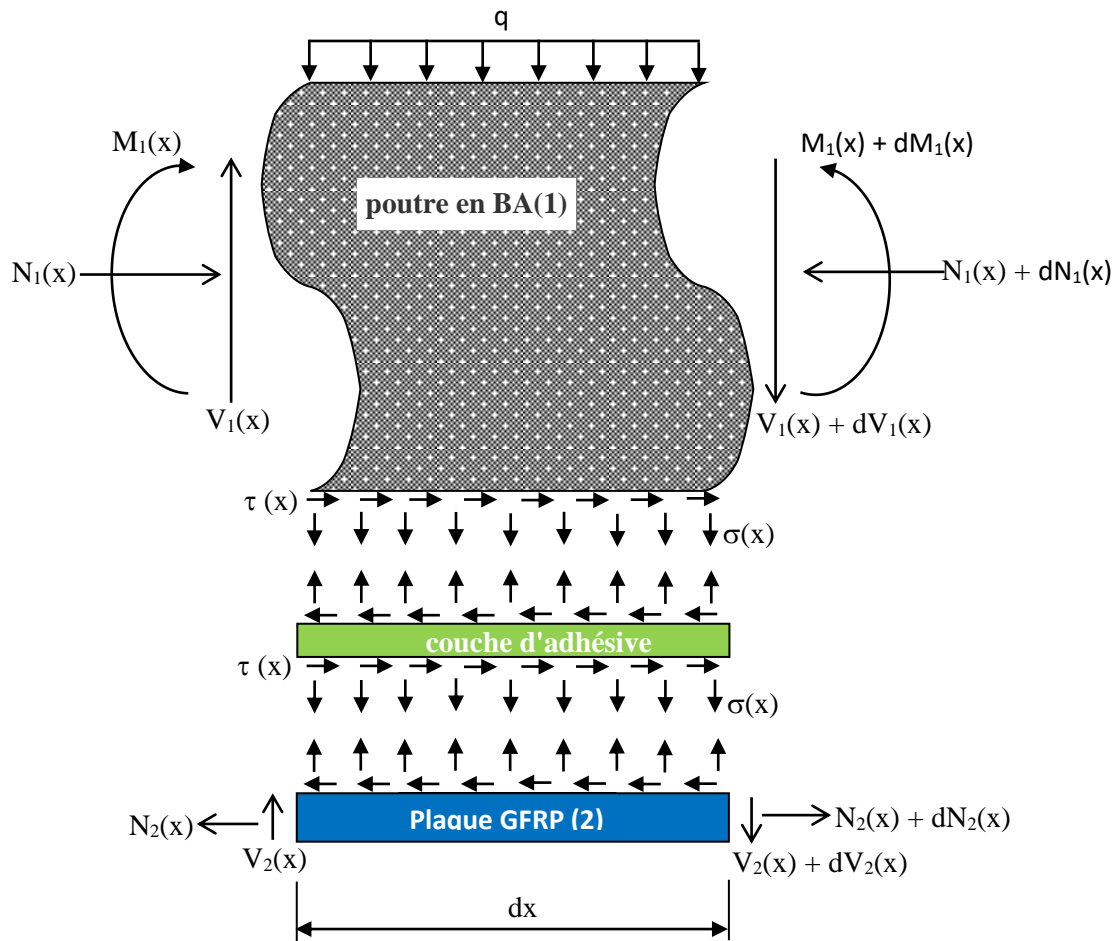


Figure 6.2. Forces dans l'élément différentiel de la poutre plaquée [109]

La contrainte de cisaillement au niveau de la couche d'adhésive peut être exprimée comme suit :

$$\tau(x) = \frac{G_a}{t_a} [u_2(x) - u_1(x)] \quad (6-5)$$

Avec G_a , t_a , u_1 et u_2 désignent le module de cisaillement, l'épaisseur de la couche d'adhésive, le déplacement de la poutre en béton armé et le déplacement du composite précontraint lié extérieurement respectivement.

L'équation (6-5) peut être exprimé en termes de contrainte de la poutre en béton armé, $\varepsilon_1(x)$ et du composite précontraint $\varepsilon_2(x)$ après différenciation de l'équation par rapport à x .

$$\frac{d\tau(x)}{dx} = \frac{G_a}{t_a} [\varepsilon_2(x) - \varepsilon_1(x)] \quad (6-6)$$

$$\varepsilon_1(x) = \frac{du_1(x)}{dx} \quad , \quad \varepsilon_2(x) = \frac{du_2(x)}{dx} \quad (6-7)$$

La contrainte de traction de la poutre (partie inférieur ; ou autrement dit la zone tendue) est induite par deux composantes de contrainte de base [109]:

- Contrainte de traction induite par le moment de flexion $M_1(x)$ dans la poutre.
- Contrainte axiale induite par la contrainte de cisaillement d'adhésive à l'interface de liaison.

La déformation $\varepsilon_1(x)$ dans le béton au voisinage de la couche d'adhésive peut être exprimé par :

$$\varepsilon_1(x) = \frac{du_1(x)}{dx} = \frac{y_1}{\tilde{E}_{11}I_1} M_1(x) + \frac{N_1}{\tilde{E}_{11}A_1} \quad (6-8)$$

En se basant sur la théorie des plaques stratifiés, la déformation $\varepsilon_2(x)$ de la plaque composite au voisinage de la couche d'adhésive est donnée par :

$$\varepsilon_2(x) = \frac{du_2(x)}{dx} = A'_{11} \frac{(N_2(x) + P_0)}{b_2} - D'_{11} \frac{y_2}{b_2} M_2(x) + \frac{t_2}{3G_2} \frac{d\tau_a}{dx} \quad (6-9)$$

Où $u_1(x)$ et $u_2(x)$ sont les déplacements horizontaux de la poutre en béton et la plaque composite respectivement; $M_1(x)$ et $M_2(x)$ sont respectivement les moments de flexion appliqués à la poutre en béton et la plaque composite; \tilde{E}_{11} est le module de Young du béton endommagé ; I_1 le moment d'inertie ; N_1 et N_2 sont les forces axiales appliquées au béton et à la plaque composite respectivement ; b_2 et t_2 sont la largeur et l'épaisseur de la plaque de renforcement , $[A'] = [A^{-1}]$ est l'inverse de la matrice de membrane $[A]$; $[D'] = [D^{-1}]$ est l'inverse de la matrice de flexion.

Étant donné que le stratifié est un matériau orthotrope, ses propriétés de matériau varient d'une couche à autre couche. Dans le troisième chapitre la théorie du stratifié est présentée pour la détermination des contraintes et des déformations d'une plaque stratifiée collée à l'extérieur afin d'étudier l'ensemble des performances des structures hybride renforcées. Le module d'élasticité du stratifié varie par la fraction et l'orientation des fibres.

L'équation (6-9) n'est valable que pour les plaques dont les propriétés sont isotropes et homogène. Par conséquent, la théorie du stratifié est utilisée pour estimer la déformation de la plaque composite [111].

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_0 \\ k \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A^x & B^x \\ B^x & D^x \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B \\ B & D \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} \quad (6-10)$$

Où ε_0 et k sont des vecteurs de déformation et de courbure de flexion dans le plan de la plaque, respectivement. N et M sont la résultante dans le plan et le moment de flexion, respectivement. Les composants de rigidité du stratifié sont donnés comme suit:

- **Matrice d'extension:**

$$A_{ij} = \sum_{kl=1}^{Nl} (\overline{Q}_{ij})_{kl} (z_{kl} - z_{kl-1}) \quad (6-11a)$$

- **Matrice couplée à la flexion d'extension:**

$$B_{ij} = \frac{1}{2} \sum_{kl=1}^{Nl} (\overline{Q}_{ij})_{kl} (z_{kl}^2 - z_{kl-1}^2) \quad (6-11b)$$

- **Matrice de flexion:**

$$D_{ij} = \frac{1}{3} \sum_{kl=1}^{Nl} (\overline{Q}_{ij})_{kl} (z_{kl}^3 - z_{kl-1}^3) \quad (6-11c)$$

Avec l'indice Nl représente le nombre de couches stratifiées de la plaque FRP; $(\overline{Q}_{ij})_{kl}$ est la rigidité transformée du numéro de couche " kl " du stratifié et peut être estimée en utilisant la théorie des plis orthotropes hors axe [111].

La figure 6.3 montre un diagramme illustrant la théorie du stratifié pour une plaque composite. Supposons que la disposition des plis de la plaque soit symétrique par rapport à l'axe du plan médian $Z = 0$. Une simplification significative de l'analyse des stratifiés se produit alors en supposant que le couplage la matrice [B] est identique à zéro [103]. En plus, on suppose qu'aucun moment de flexion externe n'est appliqué à la plaque. Donc l'équation (6-7) peut être simplifié sous la forme de matrice suivante pour un stratifié de largeur b_2 .

$$\{\varepsilon_0\} = [A^x] \{N\}_2 \quad (6-12)$$

$$\{\varepsilon_0\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \text{ et } \{N\}_2 = \begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{Bmatrix} \quad (6-13)$$

Dans le présent chapitre, seule une charge axiale dans l'axe longitudinal de la poutre est prise en compte, c'est-à-dire $N_y = N_{xy} = 0$. Par conséquent, l'équation (12) peut être simplifié pour

$$\varepsilon_2(x) = A_{11}^x N_x \frac{1}{b_2}; \quad N_x = P_0 - N_2(x) \quad (6-14)$$

Il est bien connu dans de nombreuses études que les propriétés des matériaux composites sont en fonction des conditions hygrothermique tel que la température et l'humidité [107].

En termes de modèle micromécanique de stratifié, les propriétés des matériaux [79] peuvent s'écrire:

$$E_L = V_f E_f + V_m E_m \quad (6-15)$$

$$\frac{1}{E_T} = \frac{V_f}{E_f} + \frac{V_m}{E_m} - V_f V_m \frac{v_f^2 \left(\frac{E_m}{E_f}\right) + v_m^2 \left(\frac{E_f}{E_m}\right) - 2v_f v_m}{V_f E_f + V_m E_m} \quad (6-16)$$

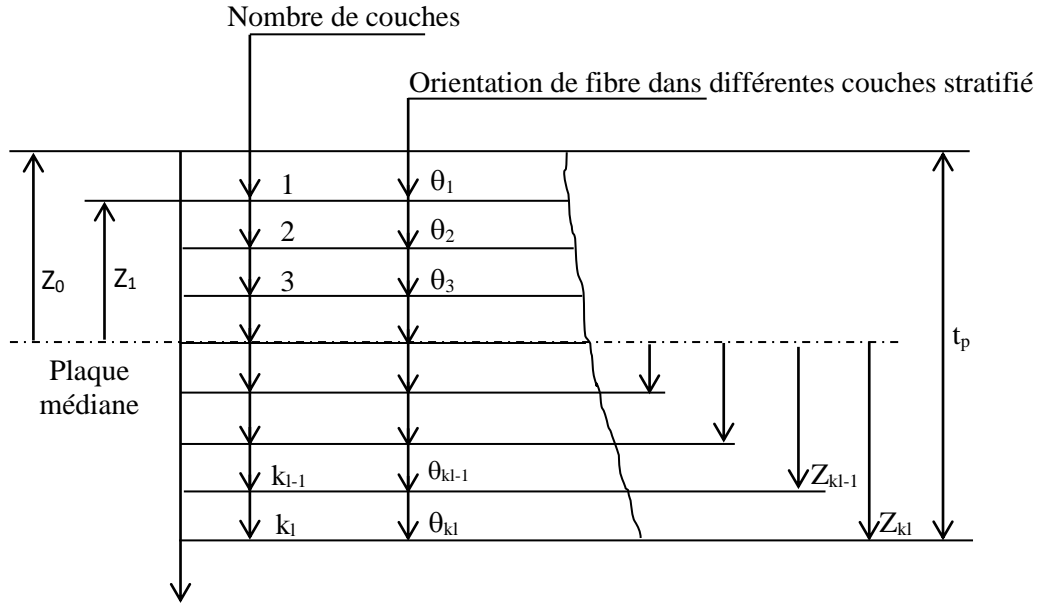


Figure 6.3. Géométrie d'un stratifié [103]

$$\frac{1}{G_{LT}} = \frac{V_f}{G_f} + \frac{V_m}{G_m} \quad (6-17)$$

$$\nu_{LT} = V_f \nu_f + V_m \nu_m \quad (6-18)$$

Avec E_f, G_f et ν_f sont le module d'Young, le module de cisaillement et le coefficient de Poisson des fibres, respectivement; ainsi que E_m, G_m et ν_m sont les propriétés correspondantes de la matrice. Concernant les fractions volumique V_f et V_m des fibres et de la matrice sont liés par la relation suivante:

$$V_f + V_m = 1 \quad (6-19)$$

6.2.3.1 Distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface FRP- béton

L'équation différentielle régissant la contrainte de cisaillement au niveau de l'interface est exprimée par [109]:

$$\frac{d^2 \tau(x)}{dx^2} - K_1 \left(A_{11}' + \frac{b_2}{\tilde{E}_{11} A_1} + \frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{\tilde{E}_{11} I_1 D_{11}' + b_2} b_2 D_{11}' \right) \tau(x) + K_1 \left(\frac{(y_1 + y_2)}{\tilde{E}_{11} I_1 D_{11}' + b_2} D_{11}' \right) V_T(x) = 0 \quad (6-20a)$$

$$\text{Avec } K_1 = \frac{1}{\left(\frac{t_a}{G_a} + \frac{t_2}{3G_2} \right)} \quad (6-20b)$$

Pour des raisons de simplicité, les solutions générales présentées ci-dessous se limitent à une charge concentrée ou uniformément répartie sur une partie ou la totalité de la portée de la poutre, ou les deux. Pour un tel chargement, $d^2VT(x) / dx^2 = 0$ et la solution générale de l'équation (6-20a) est donnée par:

$$\tau(x) = B_1 \cosh(\lambda x) + B_2 \sinh(\lambda x) + m_1 V_T(x) \quad (6-21)$$

Avec:

$$\lambda^2 = K_1 \left(A_{11}' + \frac{b_2}{\tilde{E}_{11} A_1} + \frac{(y_1 + t_2/2)(y_1 + t_a + t_2/2)}{\tilde{E}_{11} I_1 D_{11}' + b_2} b_2 D_{11}' \right) \quad (6-22)$$

$$m_1 = \frac{K_1}{\lambda^2} \left(\frac{(y_1 + t_2/2)}{\tilde{E}_{11} I_1 D_{11}' + b_2} D_{11}' \right) \quad (6-23)$$

B_1 et B_2 sont des coefficients constants déterminés à partir des conditions aux limites.

Dans la présente étude, nous traitons le cas d'une poutre isostatique chargée par une charge uniformément répartie. La contrainte de cisaillement d'interface pour ce cas de charge s'écrit comme suit [109]:

$$\tau(x) = B_1 \cosh(\lambda x) + B_2 \sinh(\lambda x) + m_1 q \left(\frac{L}{2} - x - a \right) \quad 0 \leq x \leq L_p \quad (6-24)$$

Où q est la charge uniformément répartie, x , a , L et L_p sont définis à la Figure 6.1.

Les constantes d'intégration doivent être déterminées en appliquant des conditions aux limites appropriées:

- En raison de la symétrie, tous les déplacements au centre de la poutre composite sont nuls.

$$u_2(x = L_p/2) = u_1(x = L_p/2) = 0 \quad (6-25)$$

Qui, substitué dans Eq. (6-5), $\tau(x = L_p/2) = 0$ et avec Eq. (6-24)

$$B_1 = -B_2 \tanh\left(\lambda \frac{L_p}{2}\right) \quad (6-26)$$

Pour les cas pratiques $\lambda L_p/2 > 10$ et comme résultat $\tanh(\lambda L_p/2) \approx 1$, donc l'expression de B_1 peut être simplifiée à $B_1 = -B_2$

- À la fin du stratifié:

$$N_2(x=0) = N_1(x=0) = 0 \quad \text{et} \quad M_1(x=0) = \frac{qa}{2}(L-a) \quad (6-27)$$

Insertion dans l'équation (6-6) donne

$$\frac{d\tau(x=0)}{dx} = \frac{G_a}{t_a} \left[\frac{A_{11}^*}{b_2} P_0 - \frac{ha}{4\tilde{E}_{11}I_1} q(L-a) \right] \quad (6-28)$$

En substituant l'équation (6-24) en équation (6-28), B_2 peut être déterminé comme suit:

$$B_2 = \frac{G_a}{\lambda t_a} \left[\frac{A_{11}^*}{b_2} P_0 - \frac{ha}{4\tilde{E}_{11}I_1} q(L-a) \right] + \frac{m_1}{\lambda} q \quad (6-29)$$

Substitution de B_1 et B_2 dans l'équation (6-24) donne une expression pour la contrainte de cisaillement d'interface à tout point :

$$\tau(x) = -B_2 e^{-\lambda x} + m_1 q \left(\frac{L}{2} - x - a \right) \quad (6-30)$$

La distribution de la force axiale dans le composite peut être trouvée en calculant l'équation (6-30) une fois et en substituant le côté gauche dans l'équation (6-6):

$$\lambda B_2 e^{-\lambda x} - m_1 q = \frac{G_a}{t_a} \left(\frac{A_{11}^x}{b_2} P_0 - \frac{A_{11}^x}{b_2} P_2(x) - \frac{M_1(x) h}{I_1 \tilde{E}_{11}} \frac{1}{2} + \frac{P_1(x)}{A_1 \tilde{E}_{11}} \right) \quad (6-31)$$

En utilisant les équations suivantes (6-32) et (6-33), nous obtenons l'équation. (6-34)

$$N_2(x) = N_1(x) \quad (6-32)$$

$$M_1(x) = \frac{qa}{2} (x+a) - \frac{qa}{2} (x+a)^2 + P_2(x) \frac{h}{2} \quad (6-33)$$

$$N_2(x) = \frac{b_2 G_a}{\lambda^2 t_a} \left[\frac{A_{11}^x}{b_2} P_0 (1 - e^{-\lambda x}) - q \left(\frac{Lh}{4\tilde{E}_{11}I_1} (x+a) - \frac{h}{4\tilde{E}_{11}I_1} (x+a)^2 - \frac{ha}{4\tilde{E}_{11}I_1} (L-a) e^{-\lambda x} - \frac{t_a}{G_a} m_1 (1 - e^{-\lambda x}) \right) \right] \quad (6-34)$$

6.2.3.2. Distribution des contraintes normale le long de l'interface FRP-béton

L'équation différentielle gouvernante la contrainte normale au niveau de l'interface est donnée par [109]:

$$\frac{d^4 \sigma_n(x)}{dx^4} + K_n \left(D_{11}' + \frac{b_2}{\tilde{E}_{11}I_1} \right) \sigma_n(x) - K_n \left(D_{11}' \frac{t_2}{2} - \frac{y_1 b_2}{\tilde{E}_{11}I_1} \right) \frac{d\tau(x)}{dx} + \frac{qK_n}{\tilde{E}_{11}I_1} = 0 \quad (6-35)$$

La solution générale à cette équation différentielle est:

$$\sigma_n(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] + e^{\beta x} [C_3 \cos(\beta x) + C_4 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 q \quad (6-36)$$

Pour les grandes valeurs de x , on suppose que la contrainte normale est proche de zéro et que, par conséquent, $C_3 = C_4 = 0$. La solution générale devient donc:

$$\sigma_n(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau(x)}{dx} - n_2 q \quad (6-37)$$

Avec

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_n}{4} \left(D'_{11} + \frac{b_2}{\tilde{E}_{11} I_1} \right)} \quad (6-38)$$

$$n_1 = \left(\frac{y_1 b_2 - D'_{11} \tilde{E}_{11} I_1 t_2 / 2}{D'_{11} \tilde{E}_{11} I_1 + b_2} \right) \quad (6-39)$$

$$n_2 = \frac{1}{D'_{11} \tilde{E}_{11} I_1 + b_2} \quad (6-40)$$

Les expressions ci-dessus pour les constantes C_1 et C_2 ont été laissées en termes de moment de flexion $M(0)$ et d'effort tranchant $V(0)$ à l'extrémité de la plaque de composite. Les constantes C_1 et C_2 sont déterminées en considérant les conditions aux limites appropriées. La première condition aux limites est le moment de flexion nul aux extrémités de la plaque de composite. L'expression résultante donne la relation suivante à l'extrémité de la plaque, en différenciant l'équation (6-37)

$$\frac{d^2 \sigma(x=0)}{dx^2} = \frac{E_a}{t_a} \left[\frac{1}{\tilde{E}_{11} I_1} M_1(0) - \frac{D_{11}^*}{b_2} M_2(0) \right] \quad (6-41)$$

Cependant, le moment à la fin de la plaque $M_2(0)$ est zéro. En conséquence, la relation ci-dessus peut être exprimée comme suit:

$$\frac{d^2 \sigma(x=0)}{dx^2} = \frac{E_a}{t_a \tilde{E}_{11} I_1} M_1(0) \quad (6-42)$$

La condition aux limites concerne la force de cisaillement à l'extrémité de la plaque de composite dans la poutre et la plaque. L'expression résultante donne la relation suivante à l'extrémité de la plaque, en différenciant l'équation (37).

$$\frac{d^3 \sigma(x=0)}{dx^3} = \frac{E_a}{t_a} \left[\frac{1}{\tilde{E}_{11} I_1} V_1(0) - \frac{D_{11}^*}{b_2} V_2(0) \right] - \frac{E_a}{t_a} \left(\frac{b_2 h}{2 \tilde{E}_{11} I_1} - \frac{t_2}{2} D_{11}^* \right) \tau(0) \quad (6-43)$$

Lorsque la force de cisaillement appliquée à l'extrémité de la plaque est nulle (c'est-à-dire $V_2(0) = 0$). La deuxième condition aux limites peut donc être exprimée comme suit:

$$\frac{d^3 \sigma(x=0)}{dx^3} = \frac{E_a}{t_a \tilde{E}_{11} I_1} V_1(0) - n_3 \tau(0) \quad (6-44)$$

Avec:

$$n_3 = \frac{E_a}{t_a} \left(\frac{b_2 h}{2 \tilde{E}_{11} I_1} - \frac{t_2}{2} D_{11}^* \right) \quad (6-45)$$

Différenciation supplémentaire de l'équation (6-37) conduit aux expressions suivantes pour le deuxième et la troisième dérivée de la contrainte d'interface normale à l'extrémité de la plaque.

$$\frac{d^2\sigma(x=0)}{dx^2} = -\beta^2 C_2 - n_1 \frac{d^3\tau(x=0)}{dx^3} - n_2 \frac{d^2q}{dx^2} \quad (6-46)$$

$$\frac{d^3\sigma(x=0)}{dx^3} = 2\beta^3 C_1 + 2\beta^2 C_2 - n_1 \frac{d^4\tau(x=0)}{dx^4} - n_2 \frac{d^3q}{dx^3} \quad (6-47)$$

Puisque le chargement est limité à des charges uniformément réparties, les dérivées de second ordre et supérieures de q deviennent nulles. Substitution des conditions aux limites dans ce qui précède deux équations conduisent à la détermination de C_1 et C_2 comme suit:

$$C_1 = \frac{E_a}{2\beta^3 t_a \tilde{E}_{11} I_1} [V_1(0) + \beta M_1(0)] - \frac{n_3}{2\beta^3} \tau(0) + \frac{n_1}{2\beta^3} \left(\frac{d^4\tau(x=0)}{dx^4} + \beta \frac{d^3\tau(x=0)}{dx^3} \right) \quad (6-48)$$

$$C_2 = -\frac{E_a}{2\beta^2 t_a \tilde{E}_{11} I_1} M_1(0) - \frac{n_1}{2\beta^2} \frac{d^3\tau(x=0)}{dx^3} \quad (6-49)$$

6.3. Comparaison entre les contraintes d'interface numériques et analytiques

Un modèle par éléments finis est développé, en utilisant le logiciel commercial Abaqus [112] pour évaluer les contraintes d'interface pour une poutre en béton armé endommagée et renforcée avec une plaque composite collée extérieurement. Les résultats obtenus sont comparés à ceux obtenus par des solutions analytiques.

En comparaison avec les tests de laboratoire, qui sont lents et chers, une simulation numérique est moins chère, plus rapide, n'est pas dangereuse et plus informative. Comme la puissance de calcul informatique a considérablement augmenté, les méthodes numériques et en particulier la méthode des éléments finis MEF (Finite Elements Method ou FEM), a également été utilisée pour analyser de nombreux problèmes pratiques d'ingénierie. Le processus de modélisation dans le logiciel Abaqus consiste à définir individuellement les différents éléments du modèle, à savoir, la poutre en béton armé, la plaque en composite et la couche d'adhésif; définis en tant que « parts » (parties), où chaque élément est compatible avec les autres de manière à rendre possible une analyse complète. La modélisation en elle-même est un processus itératif utilisant ainsi plusieurs analyses afin de pouvoir simuler un ensemble particulier de caractéristiques de manière efficace. Un élément quadrilatère linéaire 4-nœuds de type S4R a été utilisé, avec lequel, seulement la moitié de la poutre est considérée en raison de sa symétrie géométrique et de la symétrie de son chargement. Tous les nœuds à la mi- portée ont été retenus pour assurer la symétrie nécessaire, et les nœuds aux extrémités de la poutre en béton armé ont été retenus pour représenter les conditions d'appuis simples. Le maillage en éléments finis a été affiné aux extrémités du renforcement afin de capter la concentration des contraintes pertinentes, avec un total de 23 730 éléments et 24 552 nœuds

pour la poutre en béton armé et un total de 4 910 éléments et 5 412 nœuds pour la plaque composite et pour l'adhésif. Le nombre d'éléments utilisés dépend en grande partie des paramètres géométriques tels que la longueur et le périmètre de la section transversale. Afin donc, d'obtenir des résultats précis des contraintes d'interface au niveau des extrémités de la plaque, une fine maille a été employée dans ces domaines au niveau de l'interface pour montrer les trois composants (poutre en béton, couche d'adhésive et plaque de renforcement), comme le montre la Figure 6.4.

Pour simuler correctement le comportement des interactions entre les différents composants de la poutre hybride, une interaction simulant le contact « Surface To Surface » est utilisée pour décrire ce dernier entre deux surfaces déformables. Les types d'éléments et les propriétés des matériaux ont ensuite été définis et attribués à chaque « part » (partie) correspondante. Une charge uniformément répartie a été appliquée à la portée de la poutre en béton armé renforcée. Alors qu'un matériau isotrope est affecté à la poutre en béton, un type de contrainte-déplacement laminé (Type: Lamina) unidirectionnel est adopté pour la plaque composite et un matériau élastique pour la couche d'adhésif. Dans cette étude, les contraintes sont obtenues à partir des valeurs moyennes des contraintes au bas des éléments de la couche d'adhésif.

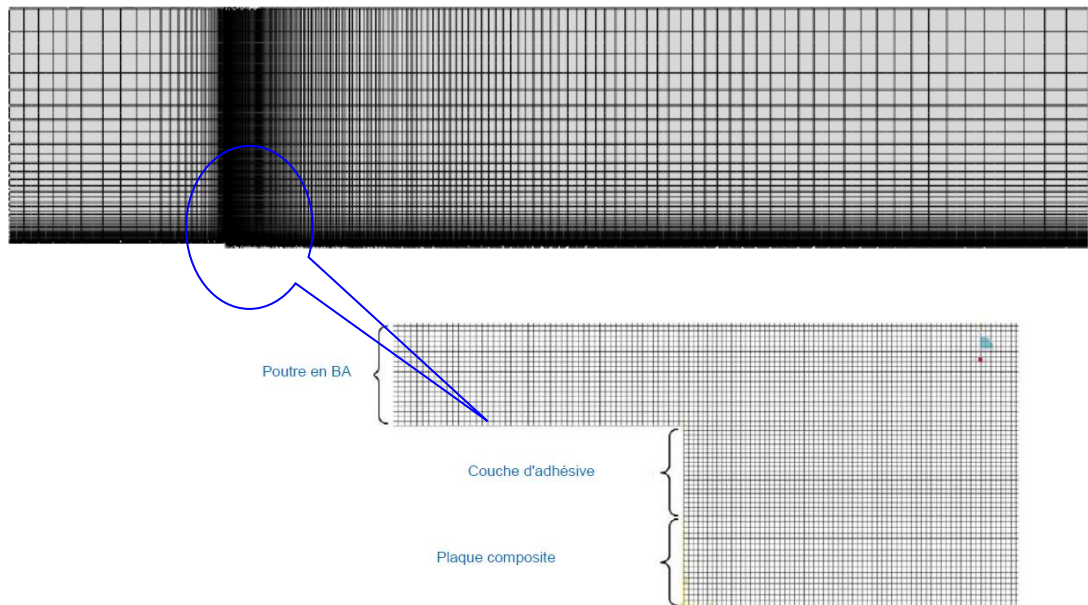


Figure.6.4: Maillage en éléments finis du modèle de la poutre renforcée

La validation de la présente méthode permet de faire une étude comparative afin de montrer les avantages de cette nouvelle méthode qui consiste à appliquer une force de précontrainte sur la plaque composite de renforcement. Cette solution a été validée en comparant les résultats des contraintes d'interface avec ceux obtenus à partir des solutions analytiques tel que: le modèle de Smith et Teng [104], le modèle de Tounsi el al. [108] et le modèle de Hassaine Daouadji el al. [113]. Pour une poutre en béton non endommagée simplement appuyée renforcée par des plaques en matériaux composites types GFRP est analysée sans tenir compte de la force de précontrainte ($P_0 = 0$ et $\varphi = 0$); et soumise à une charge uniformément répartie ($q = 50$ kN/m). Les caractéristiques physiques et les propriétés mécaniques des matériaux utilisés sont rapportées au tableau 6.1.

Les résultats obtenus à partir des solutions analytiques existantes dans la littérature coïncident avec ceux issus de la présente méthode comme c'est illustré dans la figure 6.5 et le tableau 6.2. Nous avons constaté aussi que les résultats de la présente solution analytique s'accordent bien avec les solutions de Tounsi el al. [108] et de Hassaine Daouadji el al. [113]; à l'exception de celle de Smith et Teng [104] où les valeurs sont légèrement plus élevées pour les contraintes d'interfaces. De plus, les résultats de la présente solution analytique diffèrent de ceux des résultats numériques d'environ 16% pour la contrainte de cisaillement, les valeurs analytiques de la contrainte de cisaillement étant plus élevées (tableau 6.2).

Tableau.6.1. Propriétés géométriques et mécaniques des matériaux

Matériaux	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Longueur (mm)	E ₁₁ (GPa)	E ₂₂ (GPa)	G ₁₂ (GPa)	ν
Poutre en BA	200	300	2800	30	30	-	0.18
Couche d'adhésive	200	2	Variable	3	3	-	0.35
Plaque GFRP	200	4	Variable	50	10	5	0.28

Tableau 6.2. Comparaison entre les contraintes d'interface maximales analytiques et numériques pour le cas d'une poutre non endommagée et renforcée par collage d'une plaque GFRP.

Charge	Théorie	$\tau(x)$ (MPa)	$\sigma_n(x)$ (MPa)
Charge uniformément répartie	Présente solution - Modèle analytique	1.5887	1.1079
	Présente solution - Modèle numérique (MEF)	1.3753	1.3481
	Hassaine Daouadji el al.- Modèle analytique (2016)	1.5923	1.1101
	Hassaine Daouadjiel al. - Modèle numérique (2016)	1.3789	1.3503
	Tounsi el al. - Modèle analytique (2009)	1.6142	1.1133
	Smith and Teng - Modèle analytique (2001)	1.6931	1.1678

Les résultats analytiques des contraintes d'interface obtenues à partir de la présente solution analytique montrées à la figure 6.5, sont comparés à celle de la solution de Smith et Teng [104]. Généralement, il existe une bonne convergence entre les résultats numériques et analytiques, avec de petites différences uniquement dans une zone minuscule à l'extrémité de la plaque.

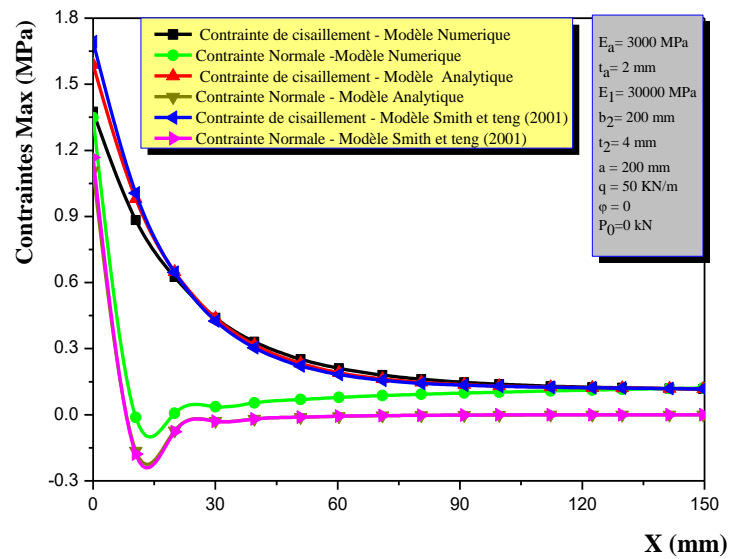


Figure 6.5. Variations des contraintes d'interface dans une poutre renforcée par une plaque composite GFRP: comparaison entre les valeurs analytiques et numériques.

6.4. Étude paramétrique

On s'intéresse dans ce paragraphe à l'étude de l'effet des différents paramètres sur la distribution des contraintes d'interface dans une poutre endommagée et renforcée par des plaques en matériaux composites type GFRP. L'état endommagé est obtenu par l'introduction de la variable d'endommagement ϕ de la même manière que celle décrite par Mazars [110].

6.4.1 Effet de la force de précontrainte sur les contraintes d'interface

Dans cette section, une simulation est faite entre les résultats des contraintes de cisaillement du présent modèle analytique et ceux du modèle numérique, pour une poutre en béton armé endommagée à un niveau $\phi = 0,3$ et renforcée avec un stratifié GFRP sous une force de précontrainte à différentes valeurs de P_0 ($P_0 = 0, 50$ et 100 kN). Les distributions des contraintes d'interface pour la poutre endommagée et renforcée par GFRP sous précontrainte sont illustrées sur les figures 6.6 et 6.7.

Les résultats présentés indiquent que les valeurs des contraintes d'interface à la fin du stratifié augmentent lorsque la force de précontrainte augmente. En effet, pour la poutre endommagée et renforcée par une plaque GFRP avec une force de précontrainte initiale de 100 kN, nous avons enregistré une contrainte de cisaillement maximale 110% supérieure à celle d'une poutre endommagée et renforcée avec une force de précontrainte initiale de 50 kN.

Cela est dû à l'augmentation de la valeur de la force de précontrainte P_0 , qui a conduit à des concentrations de contraintes élevées.

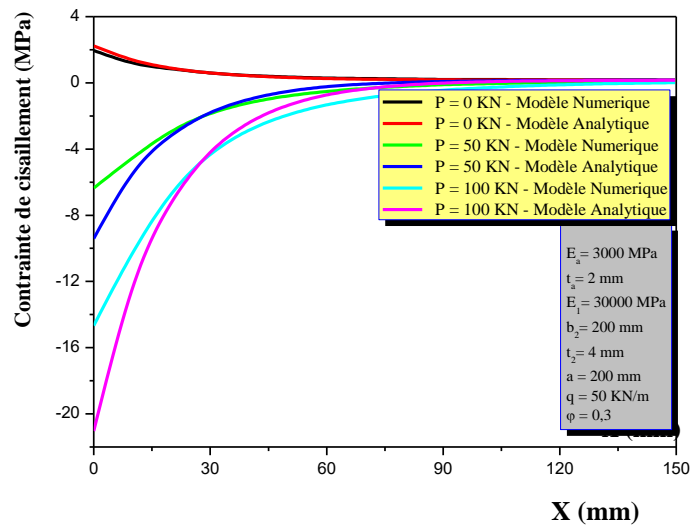


Figure.6.6. Effet de la force de précontrainte sur la variation des contraintes de cisaillement dans une poutre endommagée et renforcée avec une plaque GFRP

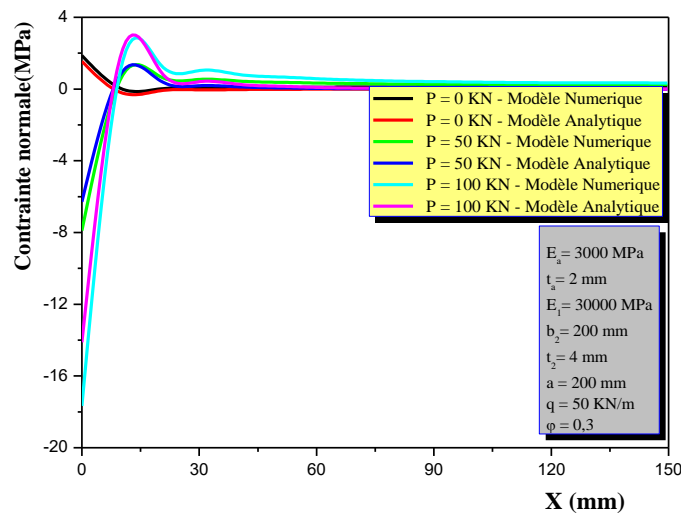


Figure 6.7. Effet de la force de précontrainte sur la variation des contraintes normales dans une poutre endommagée et renforcée avec une plaque GFRP

Par ailleurs, des différences significatives sont constatées entre les résultats des modèles numériques et analytiques au bord libre de la plaque de renforcement en l'occurrence le GFRP, en particulier pour la contrainte de cisaillement d'interface (Fig 6.6). La valeur la plus élevée de la contrainte de cisaillement d'interface maximale, qui est déterminée par le modèle

analytique est 1,45 fois inférieure à celle obtenus par le modèle numérique. Cependant, pour la contrainte normale d'interface, la plus grande valeur, calculée par la solution numérique est 1,30 fois inférieure à celle donnée par la solution analytique (Fig 6.7). En outre, un bon accord est enregistré entre les modèles numériques et analytiques pour les deux contraintes d'interface, au-delà à 20 mm de l'extrémité de la plaque (Figures 6.6 et 6.7).

6.4.2. Effet de l'épaisseur du la plaque de renforcement

Le tableau 6.3 présente l'effet de l'épaisseur de la plaque GFRP (t_2) et à différents degrés d'endommagement (φ), pour une force de précontrainte initiale maintenue constante ($P = 100$ kN) sur la variation des contraintes d'interface à l'extrémité de la plaque ($x=0$).

Le tableau 6.3 montre que les contraintes d'interfaces diminuent lorsque l'épaisseur de la plaque de renforcement augmente. De plus, on peut noter que la contrainte de cisaillement d'interface est supérieure à la contrainte normale d'interface, une différence d'environ 73,3% a été observée entre ces contraintes, pour $t_2 = 2$ mm et quel que soit le degré d'endommagement. De plus, les contraintes d'interface à l'extrémité de la plaque des poutres endommagées se sont révélées être nettement inférieures de celles de la poutre non endommagées; la différence maximale atteint 11%, pour $t_2 = 8$ mm, $\varphi = 0$ et $\varphi = 0,3$ pour les deux contraintes d'interface (σ_n, τ).

Tableau 6.3. Effet de l'épaisseur du stratifié GFRP sur les contraintes d'interfaces.

Variable d'endommagement	x = 0, P ₀ = 100 kN							
	t ₂ = 2 mm		t ₂ = 4 mm		t ₂ = 6 mm		t ₂ = 8 mm	
	τ (MPa)	σ_n (MPa)	τ (MPa)	σ_n (MPa)	τ (MPa)	σ_n (MPa)	τ (MPa)	σ_n (MPa)
$\varphi = 0$	-34.202	-19.843	-22.081	-14.888	-16.459	-12.077	-13.008	-10.105
$\varphi = 0.1$	-33.992	-19.715	-21.805	-14.687	-16.144	-11.824	-12.667	-9.812
$\varphi = 0.2$	-33.732	-19.555	-21.463	-14.440	-15.756	-11.514	-12.251	-9.455
$\varphi = 0.3$	-33.401	-19.351	-21.032	-14.127	-15.269	-11.125	-11.731	-9.010

6.4.3. Effet de l'épaisseur de la couche adhésive

L'effet de l'épaisseur de la couche d'adhésif sur la variation des contraintes d'interface est représenté sur le tableau 6.4. L'augmentation de l'épaisseur de la couche d'adhésive (de 1 à 4 mm) mène à une réduction significative des contraintes d'interface maximales. Il est à noter également que la différence de contraintes d'interface entre les poutres endommagées (φ

= 0,3) et non endommagées ($\varphi = 0$) n'est pas significative, avec une variation ne dépassant pas 5%, pour toute épaisseur de la couche adhésive utilisée. Certes, l'utilisation d'une couche d'adhésive plus épaisse, particulièrement aux voisinages des bords, est fortement recommandée.

Tableau 6.4. Effet de l'épaisseur de la couche d'adhésive sur les contraintes d'interface.

Variable d'endommagement	Épaisseur de la couche adhésive					
	$t_a = 1 \text{ mm}$		$t_a = 2 \text{ mm}$		$t_a = 4 \text{ mm}$	
	$\tau(x)$ (MPa)	$\sigma_n(x)$ (MPa)	$\tau(x)$ (MPa)	$\sigma_n(x)$ (MPa)	$\tau(x)$ (MPa)	$\sigma_n(x)$ (MPa)
$\varphi = 0$	-29.437	-23.212	-22.081	-14.888	-16.102	-9.296
$\varphi = 0.1$	-29.074	-22.903	-21.805	-14.687	-15.896	-9.169
$\varphi = 0.2$	-28.626	-22.521	-21.463	-14.440	-15.642	-9.012
$\varphi = 0.3$	-28.059	-22.039	-21.032	-14.127	-15.320	-8.813

6.4.4. Effet de degrés d'endommagement sur les contraintes d'interface

Le tableau 6.5 montre l'effet de degrés d'endommagement sur les contraintes maximales. Il montre également la comparaison entre les résultats analytiques et numériques pour les contraintes d'interface.

Les résultats du tableau 6.5 montrent que les contraintes d'interface diminuent légèrement avec l'augmentation de la valeur de degrés d'endommagement φ de 0 à 0.3. Cependant, une fois l'intervalle précité est dépassé, ces contraintes augmentent rapidement et cela peut être justifié comme suit : L'accroissement de la variable d'endommagement φ engendre une réduction considérable du module de Young du béton endommagé du fait que ces derniers sont reliés par les équations (2a et 2b) et cela justifie l'augmentation des valeurs des contraintes d'interface pour les différents renforts utilisés vu la mauvaise résistance du béton.

En outre, le degré d'endommagement a peu d'effet sur les contraintes d'interface, avec une variation ne dépassant pas 5% entre une poutre endommagée ($\varphi = 0.3$) et une poutre non endommagée ($\varphi = 0$). D'autre part, les résultats fournis dans le tableau 6.5 indiquent également que les valeurs analytiques des contraintes de cisaillement sont environ 44% plus élevées que celles obtenues à partir de l'analyse numérique, tandis que les contraintes normales d'interface prédites par les résultats numériques sont environ 26% plus élevées que ceux calculés par la solution analytique.

Tableau.6.5. Effet de degrés d'endommagement sur les contraintes d'interfaces pour une poutre en béton armé renforcée en flexion par des plaques en GFRP

Variable	Numérique	Analytique	Numérique	Analytique
d'endommagement	$\tau(x)$ (MPa)		$\sigma_n(x)$ (MPa)	
x = 0 et P = 100 kN				
$\varphi = 0$	-15.359	-22.081	-18.787	-14.888
$\varphi = 0.1$	-15.186	-21.805	-18.490	-14.687
$\varphi = 0.3$	-14.672	-21.032	-17.662	-14.127
x = 50 mm et P = 100 kN				
	$\tau(x)$ (MPa)		$\sigma_n(x)$ (MPa)	
$\varphi = 0$	-1.996	-1.476	0.566	0.166
$\varphi = 0.1$	-1.965	-1.425	0.594	0.163
$\varphi = 0.3$	-1.873	-1.286	0.665	0.154
x = 100 mm P = 100 kN				
	$\tau(x)$ (MPa)		$\sigma_n(x)$ (MPa)	
$\varphi = 0$	-0.308	-0.007	0.292	0.013
$\varphi = 0.1$	-0.310	0.010	0.317	0.013
$\varphi = 0.3$	-0.309	0.056	0.384	0.012

6.4.5. Effet de l'orientation des fibres

L'orientation des fibres est une variable très importante dans la conception structurelle des poutres renforcées par composite. En fait, la capacité structurelle du composite peut être adaptée et maximisée en alignant les fibres le long de l'orientation optimale.

L'effet de l'orientation des fibres sur les contraintes d'interface dans l'adhésif est illustré par la figure 6.8. Le maximum des contraintes normales et de cisaillement d'interface augmente avec l'accroissement de l'alignement de toutes les fibres du renfort de la plaque en composite dans la direction longitudinal x (orientations de 0°, 15°, 30°, 45°, 60°, 75° et 90°). Ainsi, la contrainte de cisaillement est plus élevée que celle de la contrainte normale, pour une fibre orientée à 0°. Cependant, cette différence est relativement faible lorsque les fibres sont orientées à 90° de la direction de chargement.

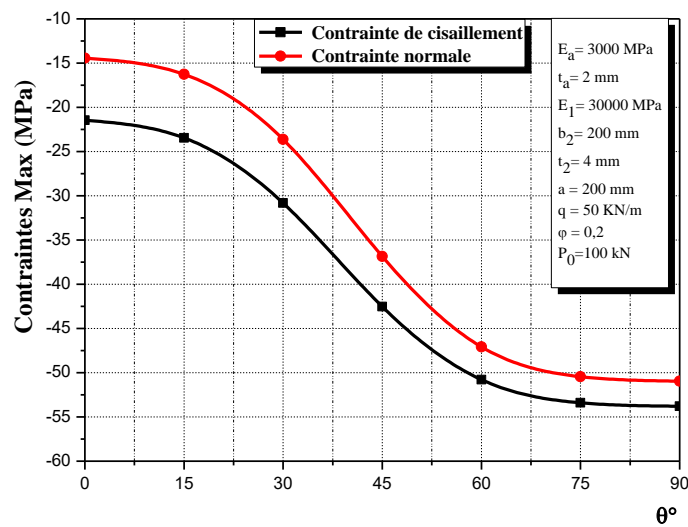


Figure 6.8. Effet de l'orientation des fibres sur les contraintes de cisaillement d'interface

6.4.6. Effet de la longueur non renforcée (distance "a")

Le tableau 6.6 donne les résultats de l'influence de la longueur de la région non renforcée "a" sur les contraintes d'interface, où "a" indique la longueur entre le bord de la plaque et le support de la poutre. Il ressort clairement du tableau 6.6 que les contraintes d'interface diminuent considérablement lorsque la plaque se termine plus loin des supports (c'est à dire la longueur de la plaque LP diminue). En effet, les contraintes d'interface pour une longueur non renforcée de $a = 50$ mm étaient plus importantes que celles d'une longueur de $a = 300$ mm, car la longueur liée au GFRP du premier était plus long que celui du second. Quel que soit le cas de renforcement, il est recommandé de prolonger la plaque de renforcement le plus possible aux appuis.

Tableau 6.6. Effet de la longueur non renforcée pour une poutre en béton endommagée renforcée par GFRP

x = 0 P = 100 kN								
Variable d'endommagement	a = 50 mm		a = 100 mm		a = 200 mm		a = 300 mm	
	$\tau(x)$ (MPa)	$\sigma_n(x)$ (MPa)	$\tau(x)$ (MPa)	$\sigma_n(x)$ (MPa)	$\tau(x)$ (MPa)	$\sigma_n(x)$ (MPa)	$\tau(x)$ (MPa)	$\sigma_n(x)$ (MPa)
$\varphi = 0$	-23.139	-15.617	-22.773	-15.365	-22.081	-14.888	-21.440	-14.447
$\varphi = 0.1$	-22.975	-15.493	-22.571	-15.214	-21.805	-14.687	-21.096	-14.200
$\varphi = 0.2$	-22.773	-15.341	-22.321	-15.029	-21.463	-14.440	-20.671	-13.895
$\varphi = 0.3$	-22.518	-15.148	-22.004	-14.795	-21.032	-14.127	-20.132	-13.509

6.5. Conclusion

L'étude des contraintes d'interface à l'extrémités de la plaque a un rôle important dans la compréhension de la rupture fragile prématurée des poutres endommagées et renforcées avec un stratifié GFRP précontraint et a conduit aux conclusions suivantes:

- Les résultats de la présente solution analytique s'accordent bien avec les solutions de Tounsi et al. [108] et de Hassaine Daouadji et al. [113]; à l'exception de celle de Smith et Teng [104] où les valeurs sont légèrement plus élevées pour les contraintes d'interfaces. De plus, les résultats de la présente solution analytique diffèrent de ceux des résultats numériques d'environ 16% pour la contrainte de cisaillement, les valeurs analytiques de la contrainte de cisaillement étant plus élevées
- L'augmentation de la couche adhésive et ainsi l'épaisseur de la plaque GFRP précontrainte conduit à la diminution des contraintes d'interface. En outre, la contrainte de cisaillement d'interface est supérieure à celle de la contrainte normale avec une différence allant jusqu'à 70%.
- Les valeurs des contraintes d'interface à la fin du stratifié augmentent lorsque la force de précontrainte augmente. En effet, la poutre endommagée et renforcée avec une force de précontrainte initiale de 100 kN présente une contrainte de cisaillement maximale 110% supérieure à celle renforcée avec une force de précontrainte initiale de 50 kN.
- Les contraintes d'interface diminuent légèrement avec l'augmentation de la valeur de degrés d'endommagement φ de 0 à 0.3. Ainsi, le degré d'endommagement a peu d'effet sur les contraintes d'interface, avec une variation ne dépassant pas 5% entre une poutre endommagée ($\varphi = 0.3$) et une poutre non endommagée ($\varphi = 0$). D'autre part, les résultats indiquent également que les valeurs analytiques des contraintes de cisaillement sont environ 44% plus élevées que celles obtenues à partir de l'analyse numérique.
- Les contraintes d'interface augmentent avec l'accroissement de l'orientation des fibres de 0° à 90° . Ainsi, la contrainte de cisaillement est plus élevée que celle de la contrainte normale, pour une fibre orientée à 0° . Cependant, cette différence est relativement faible lorsque les fibres sont orientées à 90° de la direction de chargement.
- L'augmentation de la longueur non-renforcée (diminution de la longueur de la plaque) réduit les contraintes d'interface. En effet, les contraintes d'interface pour une longueur non renforcée de $a = 50$ mm étaient plus importantes que celles d'une longueur de $a = 300$ mm, car

la longueur liée à la plaque GFRP du premier était plus long que celui du second. Aussi, il faut noter que l'augmentation de la longueur non-renforcée ou de la largeur du composite réduit les contraintes maximales; néanmoins il est recommandé de prolonger le plus possible le composite aux appuis.

CONCLUSION
GENERALE
ET
PERSPECTIVES

1. Conclusion générale

Dans notre étude, des essais ont été menés sur des poutres en béton armé renforcées à l'aide des matériaux composites afin de répondre à deux objectifs. Il s'agit dans un premier temps d'évaluer la performance en flexion de poutres en béton armé pré-fissurées et réparées par les matériaux composites. Puis, dans un deuxième temps d'analyser analytiquement et numériquement des contraintes d'interface dans une poutre en béton armé endommagée et renforcée par une plaque en GFRP précontraint liée.

1. Pour la première partie expérimentale de cette étude: 07 poutres dont 06 poutres ont été pré-fissurées et renforcées par des matériaux composites. L'ensemble des essais réalisés montre les résultats suivants:

- Les poutres réparées en flexion ont obtenu des gains de résistance, allant de 13 % à 100 % avec une diminution de la flèche variant de 15 à 35% par rapport à celle de la poutre témoin.
- Le mode de rupture des poutres réparées par plaques CFRP étaient fragile (décollement du composite ou rupture de l'enrobage de béton). Cependant, une rupture ductile a été observée pour les poutres réparées avec des plaques GFRP
- Les règlements Eurocode 2, ACI-318 et BS8110 ne prédisent pas avec précision les moments ultimes pour les poutres renforcées avec un rapport moyen $M_{u,exp}/M_{u,pred}$ de 1,16, 1,37 et 1,35, respectivement. Il reste, cependant, à valider plus ces principaux règlements et à poursuivre les comparaisons essais-calculs à l'aide d'autres résultats d'essais sur des spécimens plus conséquents.
- L'approche numérique utilisant le logiciel ANSYS montre un accord satisfaisant avec les résultats expérimentaux obtenus pour la réponse charge-flèche des poutres réparées, avec un coefficient de corrélation R^2 supérieur ou égal à 0,90.
- L'analyse des résultats numériques indique que les contraintes de cisaillement d'interface augmentent avec le nombre de couches de tissu de carbone/verre (CFRP/GFRP), pour toutes les poutres réparées.

2. L'étude des contraintes d'interface à l'extrémité de la plaque GFRP précontraint a un rôle important dans la compréhension de la rupture fragile prématurée des poutres renforcées. L'étude analytique et numérique des contraintes d'interface dans une poutre endommagée et réparée par une plaque GFRP précontraint a conduit aux conclusions suivantes:

- L'augmentation de la couche adhésive et ainsi l'épaisseur de la plaque GFRP précontrainte conduit à la diminution des contraintes d'interface. En outre, la contrainte de cisaillement d'interface est supérieure à celle de la contrainte normale avec une différence allant jusqu'à 70%.
- La poutre endommagée et renforcée par GFRP précontraint avec une force de précontrainte initiale de 100 kN présente une contrainte de cisaillement maximale 110% supérieure à celle renforcée avec une force de précontrainte initiale de 50 kN. En outre, la valeur la plus élevée de la contrainte de cisaillement d'interface maximale, donnée par le modèle analytique, est 1,45 fois inférieure à celle résultant du modèle numérique.
- Les contraintes d'interface diminuent légèrement avec l'augmentation de la valeur de degrés d'endommagement φ de 0 à 0.3. Ainsi, le degré d'endommagement a peu d'effet sur les contraintes d'interface, avec une variation ne dépassant pas 5% entre une poutre endommagée ($\varphi = 0.3$) et une poutre non endommagée ($\varphi = 0.0$). D'autre part, les résultats indiquent également que les valeurs analytiques des contraintes de cisaillement sont environ 44% plus élevées que celles obtenues à partir de l'analyse numérique.
- Les contraintes d'interface augmentent avec l'accroissement de l'orientation des fibres de 0° à 90° . Ainsi, la contrainte de cisaillement est plus élevée que celle de la contrainte normale pour une fibre orientée à 0° . Cependant, cette différence est relativement faible lorsque les fibres sont orientées à 90° de la direction de chargement.
- L'augmentation de la longueur non-renforcée (diminution de la longueur de la plaque) réduit les contraintes d'interface. En effet, les contraintes d'interface pour une longueur non renforcée de $a = 50$ mm étaient plus importantes que celles d'une longueur de $a = 300$ mm, car la longueur liée à la plaque GFRP du premier était plus long que celui du second. Quel que soit le cas de renforcement, il est recommandé de prolonger la plaque de renforcement le plus possible aux appuis.

2. Perspectives

Dans le but d'un développement rationnel et d'une utilisation plus conséquente des matériaux composites en pratique, des études conséquentes devraient être envisagées:

A l'échelle du matériau, une étude plus approfondie sur la caractérisation du renfort (fibres) et matrice (résine), en tenant compte de leurs microstructures, est suggérée. De même, il serait intéressant d'établir des modèles simples donnant les déformations des matériaux composites,

en tenant compte des différents modes de rupture. De plus, le module d'élasticité du composite FRP obtenu à partir de la règle de mélange doit être plus raffiné.

A l'échelle de la structure, la comparaison des résultats expérimentaux avec les différents règlements vis-à-vis du moment ultime dans une poutre renforcée (contribution du composite) a démontré que ces règlements sont moins rationnels. Des essais supplémentaires seront nécessaires pour la calibration des modèles de ces règlements vis-à-vis des deux types de sollicitations (flexion et effort tranchant).

Au plan pratique, l'ingénieur doit disposer d'un moyen pour quantifier le dommage par rapport à un niveau ultime, correspondant à la rupture d'une poutre réparée/renforcée par les matériaux composites, selon la structure considérée et le scénario sismique envisagé. Le dommage engendré par les deux types de sollicitations (flexion et cisaillement) est nettement moins appréhendé. L'idéal serait alors d'établir un indicateur d'endommagement pour l'analyse du comportement d'un élément de structure en flexion/cisaillement.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1] Attari, N., Amziane, S., Chemrouk, M. (2012), "Flexural strengthening of concrete beams using CFRP, GFRP and hybrid FRP sheets", *Construction and Building Materials*, Volume 37, pages 746-757.
- [2] Hamrat, M., Boulekbache, B., Bouziane, H., Benkara, H. (2018), "Behavior of reinforced concrete beams pre-cracked and repaired by composite materials under static loading", *MATEC Web of Conferences*, EDP Sciences, p. 02017.
- [3] Raithby, K.D. (1982), "Strengthening of concrete bridge decks with epoxy-bonded steel plates", *Int. J. Adhes. Adhes.*, 2(2), 115-118. [https://doi.org/10.1016/0143-7496\(82\)90124-5](https://doi.org/10.1016/0143-7496(82)90124-5).
- [4] Meier, U. (2000), "Composite materials in bridge repair", *Applied Composite Materials*, Volume 7(2), pages 75-94.
- [5] Wantanasiri, P. and Lenwari, A. (2015), "Intermediate crack-induced debonding analysis for RC beams strengthened with FRP plates", *Struct. Eng. Mech., Int. J.*, Volume 56(3), pages 473-490.
- [6] Hoque, N. and Jumaat, M.Z. (2018), "Debonding failure analysis of prestressed FRP strengthened RC beams", *Struct. Eng. Mech., Int. J.*, Volume 66(4), pages 543-555. <https://doi.org/10.12989/sem.2018.66.4.543>.
- [7] Al-Mahaidi, R. and Kalfat, R. (2011), "Investigation into CFRP laminate anchorage systems utilising bidirectional fabric wrap", *Compos. Struct.*, Volume 93(4), pages 1265-1274.
- [8] Mostofinejad, D. and Shameli, S.M. (2013), "Externally bonded reinforcement in grooves (EBRIG) technique to postpone debonding of FRP sheets in strengthened concrete beams", *Constr. Build. Mater.*, Volume 38, pages 751-758.
- [9] Aslam, M., Shafigh, P., Jumaat, M.Z. and Shah, S.N.R. (2015), "Strengthening of RC beams using prestressed fiber reinforced polymers – A review", *Constr. Build. Mater.*, Volume 82, pages 235-256.
- [10] Oudah, F. and El-Hacha, R. (2013), "Analytical fatigue prediction model of RC beams strengthened in flexure using prestressed FRP reinforcement", *Eng. Struct.*, Volume 46, pages 173-183.
- [11] Li, J., Wang, Y., Deng, J. and Jia, Y. (2018), "Experimental study on the flexural behaviour of notched steel beams strengthened by prestressed CFRP plate with an end plate anchorage system", *Eng. Struct.*, Volume 171, pages 29-39.

- [12] ACI-440.1R-04. (2004), "Guide Test Methods for Fiber-reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing Or Strengthening Concrete Structures/reported by ACI Commitee 440", American Concrete Institute.
- [13] ACI-440.1R-06. (2006), "Guide for the Design and Conscruction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars", American Concrete Institute.
- [14] Elsen, J., Jacobs, J. et Vyncke, J. (1996)," Dégradation du béton par les sulfates: phénomène révolu ou à venir", Bruxelles,CSTC-Magazine.
- [15] Boualleg, S. (2004), "Effet des milieux agressifs sur les caractéristiques de durabilité des bétons et des matrices cimentaires, Mémoire de Magister, Université Mohamed Boudiaf de M'sila, M'sila, Algerie.
- [16] Andrade, C., Castellote, M., Alonso, C., Gonzalez, C. (2000), "Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion test, part I: comparaison between several methods of calculation", Material and structures, Volume 33, pages 21-28.
- [17] Ployaert I C. (2008), "La corrosion des armatures des bétons armés et précontraints", Bulletin de technologie, Febelcem Fédération de l'Industrie Cimentière Belge.
- [18] Groupe de travail AGGC. (2003), "Réhabilitation du Béton Armé Dégradé par la Corrosion", Documents Scientifiques et Techniques.
- [19] Al-sulaimani G.J., Kaleemullah M., Basundul I.A., Rasheeduzzafar. (1990), "Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behaviour and Strength of Reinforced Concrete Members", ACI Structural Journal, Volume 87(2), pages 220-231.
- [20] EL houssain, R, (2004), "Contribution mécanique de dalles en béton armé renforcées par matériaux composites", thèse de doctorat, L'université Claude Bernard- Lyon 1, Lyon, France, page 233.
- [21] Allahverdi, A., Skvara, F. (2000)," Acidic corrosion of hydrated cement based materials. Part 1. Mechanism of the phenomenon". Prague, Institute of Chemical Technology - Academy of Sciences of the Czech Republic, Ceramics-Silikaty, Volume 44 (3), pages 114-120.
- [22] Calgaro, J., Lacroix, R. (1997), "Maintenance et réparation des ponts", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pages 11-19.
- [23] Robert, L. (1996), "Déformation Instantanées et différées des bétons à hautes performances", Laboratoire central des ponts et chaussées.
- [24] Belhannachi, H. (2009), "Réhabilitation et Renforcement des Poteaux en Béton armé", Mémoire de Magister, Université Mentouri Constantine, Faculté des Sciences de L'Ingénieur Département de Génie Civil, Constantine, Algérie.

- [25] Ferrier, E. (1999), "Comportement de l'interface composite-béton sous des sollicitations de fluage thermo stimulé et en fatigue oligocyclique. Application au calcul prévisionnel de la durabilité de poutres BA renforcées", thèse de doctorat, Université Lyon1, Lyon, France.
- [26] Raphaëlle, S. (2012), "Comportement de Poteaux en Béton Armé Renforcés par Matériaux Composites et Soumis à des Sollicitations de Type Sismique et Analyse D'éléments de Dimensionnement", Thèse de Doctorat, L'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, l'Université Paris-Est, Paris, France.
- [27] SETRA, Service D'Études sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements. (2011), – Guide Méthodologique. Diagnostic et Renforcement Sismiques des Ponts Existants - édité par le SETRA, Collection les Outils.
- [28] Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M., (1996) – Seismic Design and Retrofit of Bridges – Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, Inc. page 686.
- [29] Badoux, M. (2001), "Vulnérabilité Sismique du Bâti Existant Suisse". Bulletin Technique de la Suisse Romande- Ingénieurs et Architectes Suisses, Volume 12, pages 222-227.
- [30] Guide Fabem, (2013), Traitements des Fissures, Bétons et Maçonnerie, Fédération Nationale des Travaux Publics (FNTP), France.
- [31] Boukhezar, M. (2009), "Réhabilitation et renforcement des poutres au moyen des matériaux composites", Mémoire de Magister, Université Mentouri, Constantine Faculté des Sciences de L'Ingénieur Département de Génie Civil, Constantine, Algérie.
- [32] Chai, Y. H., Priestley, M. J., Seible, F. (1991), "Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance", ACI Structural Journal, Volume 88(5), pages 572-584.
- [33] Resse, C., Venaut M. (1981), Projection des Mortiers Béton et Plâtres, Techniques et Applications Bâtiment et TP.
- [34] Fukuyama, H. et Sugano, S. (2000), "Studies Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake", Cement and Concrete Composites, Volume 22, pages 59-79.
- [35] Monti, G. (2003), "Seismic upgrade of reinforced concrete columns with FRP", Technical report, Teheran, 22 July 2003, page 29.
- [36] Benzaid, R., Mesbah, H A., Chikh, N. (2013), "Contribution à l'étude des matériaux composites dans le renforcement et la réparation des Eléments structuraux linéaires en béton", Editions Universitaires Européennes. Editions Universitaires Européennes, page 264.

- [37] Priestley, M. J. N., Seible, F., Xiao, Y., Verma, R. (1994 a), "Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength- Part I: Theoretical considerations and test design", *ACI Structural Journal*, Volume 91(4), pages 394-405.
- [38] L'Hermite, R. (1967), "L'application des colles et résines dans la construction", *Annales de l'ITBTP, série béton et béton armé*, N° 239, Novembre 1967.
- [39] Hamelin, P. (2002), "Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites", *AM 5 615, Technique de l'ingénieur, Traité Plastiques et Composites*, Volume. AM 6.
- [40] Luyckx, J. (1999), "Composites à fibres de carbone dans le génie civil", *Technique de l'ingénieur, Traité Plastiques et Composites*, AM 5 620.
- [41] Keller, T., Tirelli, T., Zhou, A. (2005), "Tensile Fatigue Performance of Pultruded Glass Fiber Reinforced Polymer Profiles", *Composite Structures*, Volume 68, pages 235-245
- [42] Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T., Lam, L. (2002), "FRP strengthened RC structures", *John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK*, page 245.
- [43] Hwang, S.K., Yun, H-D. (2004), "Effects of transverse reinforcement on flexural behaviour of high-strength concrete columns", *Engineering Structures*, Volume 25, pages 1-12.
- [44] AFGC. (2003), "Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites", *Recommandations provisoires*, décembre 2003.
- [45] Carolin, A. (2003), "Carbon fibre reinforced polymers for strengthening of structural elements", *Doctorate Thesis, Lulea University of Technology, Lulea, Suède*, page 178.
- [46] Smith, S.T., Teng, J.G. (2002), "FRP-strengthening RC beams. I: review of debonding strength models", *Engineering Structures*, Volume 24, pages 385-395.
- [47] Perrier, R., Hamelin, P. (1996), "Ouvrage D'art Utilisant des Matériaux Composites", *IREX, France*, No. 6, pages 8-32, 88-114.
- [48] Pantelides, C., Duffin, J., Cercone, L. (2002), "Phase II: seismic rehabilitation of concrete bridges", *Civil & Environmental Engineering Department, University of Utah, Salt Lake City, Utah, USA*, Report N°. UT-02.14.
- [49] Nanni, A and Norris, M, S. (1995), "FRP jacketed concrete under flexure and combined flexure-compression", *Construction and Building Materials*, Volume 9(5), October 1995, pages 273-281
- [50] Xiao, Y and Ma, R. (1997), "Seismic Retrofit of RC Circular Columns Using Prefabricated Composite Jacketing", *Journal of Structural Engineering*, Volume 123(10) (October 1997).

- [51] Monti, G and Barbato, M. (2003), " Fiber section of FRP strengthened RC beam in flexure, shear and confinement", Proceedings of the 6 th International Symposium on FRP Reinforcement for concrete Structures, Singapore.
- [52] Maamoun, S. (2012), " Étude du comportement des voûtes en maçonnerie renforcées par matériaux composites - application aux ouvrages d'assainissement", Thèse de doctorat, Université d'Artois, Artois, France, page 184.
- [53] Berthelot J.M. (2002), " Matériaux Composites: Comportement Mécanique et Analyse des Structures", TEC et DOC 4ème édition, Le Mans, France.
- [54] Berreur, L Bertrand, de Maillard, Stanislas, N.(2002), "L'industrie française des matériaux composites", Nodal consultants (DiGITIP / SIM), Rapport final.
- [55] Patrick H. (2018), " Les composites à matrice métallique pour résister à l'usure", Journée moules et outils, Meta blog.
- [56] Berthelot J.M. (1999), "Matériaux composites: Comportement mécanique et analyse des structures", 3ème édition, Le Mans, France.
- [57] Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report, Fédération internationale de béton, Bulletin 14, 2001, page 284. ISBN 2-88394-055-X.
- [58] BAEL. (1992), "Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites", mars 1992.
- [59] CEN, Eurocode 2. (2004), "Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings", EN 1992-1-1 Brussels,
- [60] Wang, X., Zhou, C. (2018), "Numerical investigation for the flexural strengthening of reinforced concrete beams with external prestressed HFRP sheets", Construction and Building Materials, Volume 189, pages 804-815.
- [61] Nguyen, D.M., Chan, T.K., Cheong, H.K. (2001), "Brittle Failure and Bond Development Length of CFRP-Concrete Beams", Journal of Composites for Construction, Volume 5(1), pages 12-17.
- [62] Swamy, R., Jones, R., Bloxham, J.W. (1987), "Structural behaviour of reinforced concrete beams. strengthened by epoxy-bonded steel plates", The Structural Engineering, Volume 65A(2), page 59-68.
- [63] Rosenboom, O., Rizkalla, S.H. (2008), "Experimental study of intermediate crack debonding in fiber-reinforced polymer strengthened beams", ACI Structural Journal, Volume 105(1), pages 41-50.
- [64] Wang, Y., Zhou, C. (2017), "Bond Characteristics of CFRP/Steel Interface End-anchored with G-shaped Clamps", Polymers and Polymer Composites, Volume 25(9), pages 661-668.

- [65] Zhou, A., Qin, R., Feo, L., Penna, R. and Lau, D. (2017), "Investigation on interfacial defect criticality of FRP-bonded concrete beams", *Compos. Part B: Eng.*, Volume 113, pages 80-90.
- [66] Teng, J., Chen, J., Smith, S.T., Lam, L. (2003), "Behaviour and strength of FRP-strengthened RC structures: a state-of-the-art review", *Proceedings of the institution of civil engineers-structures and buildings*, Volume 156(1), pages 51-62.
- [67] Teng, J.G., Yu, T., Fernando, D. (2012), "Strengthening of steel structures with fiber-reinforced polymer composites", *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 78, pages 131-143.
- [68] Ceroni, F., Ianniciello, M., Pecce, M. (2016), "Bond behavior of FRP carbon plates externally bonded over steel and concrete elements: Experimental outcomes and numerical investigations", *Composites Part B: Engineering*, Volume 92, pages 434-446.
- [69] C.K.Y. Leung. (2006), "FRP debonding from a concrete substrate: Some recent findings against conventional belief", *Cement and Concrete Composites*, Volume 28(8), pages 742-748.
- [70] Raoof, S.M., Bournas, D.A. (2017), "Bond between TRM versus FRP composites and concrete at high temperatures", *Composites Part B: Engineering*, Volume 127, pages 150-165.
- [71] Ross, C.A., Jerome, D.M., Tedesco, J.W., Hughes, M.L.. (1999), "Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite laminates", *Structural Journal*, Volume 96(2), pages 212-220.
- [72] Triantafillou, T.C., Plevris, N. (1992), "Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fibre-composite materials", *Materials and Structures*, Volume 25(4), pages 201-211.
- [73] Ceroni, F., Pecce, M. (2007), "Cracking behaviour of RC beams externally strengthened with emerging materials", *Construction and Building Materials*, Volume 21(4), pages 736-745.
- [74] Hadjazi, K., Sereir, Z., Amziane, S. (2016), "Creep response of intermediate flexural cracking behavior of reinforced concrete beam strengthened with an externally bonded FRP plate", *International Journal of Solids and Structures*, pages 94-95 196-205.
- [75] Kim N., Shin Y.S., Choi E., Kim H.S. (2015), "Relationships between interfacial shear stresses and moment capacities of RC beams strengthened with various types of FRP sheets", *Construction and Building Materials*, Volume 93, pages 1170-1179.
- [76] ACI-Committee-318. (2019), "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary", American Concrete Institute.
- [77] BS-8110. (1997), "Structural Use of Concrete. Part 2: Code of Practice for Special Circumstances", in: B.S.I. London. (Ed.), UK.

- [78] ACI committee 440. (2008), "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI440.2R-02)", Farmington Hills, American Concrete Institute, USA.
- [79] Malik PK. (1993), "Fiber reinforced composite", INC, New York, USA.
- [80] Nayak, A.N., Kumari, A., Swain, R.B. (2018), "Strengthening of RC Beams Using Externally Bonded Fibre Reinforced Polymer Composites", Structures, Volume 14, pages 137-152.
- [81] Tahsiri, H., Sedehi, O., Khaloo, A., Raisi, E.M. (2015), "Experimental study of RC jacketed and CFRP strengthened RC beams", Construction and Building Materials, Volume 95, pages 476-485.
- [82] Lamothe, P. (1999), "Essais de renforcement avec des matériaux composites pour des poutres de pont en béton armé".
- [83] Attari, N. (2010), "Réhabilitation et Renforcement des Poutres et Nœuds en Béton Armé par des Matériaux Composites", Thèse de doctorat, Laboratoire d'Ingénierie des Matériaux de Bretagne Université de Bretagne-Sud- France, page 209.
- [84] Matthys, S. (2000), "Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement", Ghent University.
- [85] Kotynia, R. (2005), "Debonding failures of RC beams strengthened with externally bonded strips", Proceedings of the international symposium on bond behaviour of FRP in structures (BBFS 2005).
- [86] Reeve B.Z. (2006), "Effect of adhesive stiffness and CFRP geometry on the behavior of externally bonded CFRP retrofit measures subject to monotonic loads", University of Pittsburgh,.
- [87] Maalej, M. and Leong, K.S. (2005), "Effect of beam size and FRP thickness on interfacial shear stress concentration and failure mode of FRP-strengthened beams", Compos. Sci. Technol., Volume 65(7), pages 1148-1158.
- [88] Al-Zaid R.Z., Al-Negheimish A.I., Al-Saawani M.A., El-Sayed A.K. (2012), "Analytical study on RC beams strengthened for flexure with externally bonded FRP reinforcement", Composites Part B: Engineering, Volume 43(2), pages 129-141.
- [89] Ansys-15.0. 2013, "Mechanical User's Guide: Material Models Used in Explicit Dynamics Analysis", Ansys Inc. Canonsburg, PA.(USA).
- [90] Bouziadi, F., Boulekbache, B., Haddi, A., Djelal, C., Hamrat M. (2018), "Numerical analysis of shrinkage of steel fiber reinforced high-strength concrete subjected to thermal loading", Construction and Building Materials Volume 181, pages 381-393.

- [91] Banjara, N.K., Ramanjaneyulu, K. (2017), "Experimental and numerical investigations on the performance evaluation of shear deficient and GFRP strengthened reinforced concrete beams", *Construction and Building Materials*, Volume 137, pages 520-534.
- [92] Kim, J.J., Fan, T., Reda Taha, M.M., Shrive N.G. (2012), "The effect of damage and creep interaction on the behaviour of masonry columns including interface debonding and cracking", *Materials and Structures* Volume 45(1), pages 15-29.
- [93] Obaidat Y.T., Heyden S., Dahlblom O. (2010), "The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modelling retrofitted RC beams with FEM", *Composite Structures*, Volume 92(6), pages 1391-1398.
- [94] Lu X.Z., Teng J.G., Ye L.P., Jiang J.J. (2005), "Bond–slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete", *Engineering Structures*, Volume 27(6), pages 920-937.
- [95] Chen, C., Cheng, L. (2017), "Predicting Flexural Fatigue Performance of RC Beams Strengthened with Externally Bonded FRP due to FRP Debonding", *Journal of Bridge Engineering*, Volume 22(11) 04017082.
- [96] Lunn, D.S., Rizkalla, S.H. (2011), "Strengthening of Infill Masonry Walls with FRP Materials", *Journal of Composites for Construction*, Volume 15(2), pages 206-214.
- [97] Parvin, A., Brighton, D. (2014), "FRP composites strengthening of concrete columns under various loading conditions", *Polymers*, Volume 6(4), pages 1040-1056.
- [98] Wu, Q., Xiao, S. and Iwashita, K. (2018), "Experimental study on the interfacial shear stress of RC beams strengthened with prestressed BFRP rod", *Results Phys.*, Volume 10, pages 427-433.
- [99] Rabahi, A, Rabia, Benferhat, Hassaine Daouadji T., Abbes, B., Belkacem, A. and Abbes, F. (2018a), "Elastic analysis of interfacial stresses in prestressed PFGM-RC hybrid beams", *Adv. Mater. Res., Int. J.*, Volume 7(2), pages 83-103.
- [100] Toutanji, H., Ueno, S. and Vuddandam, R. (2013), "Prediction of the interfacial shear stress of externally bonded FRP to concrete substrate using critical stress state criterion", *Compos. Struct.*, Volume 95, pages 375-380.
- [101] Hassaine Daouadji, T. (2017), "Analytical and numerical modeling of interfacial stresses in beams bonded with a thin plate", *Adv. Computat. Des., Int. J.*, Volume 2(1), pages 57-69.
- [102] Rabia Benferhat, Abderezak, R., Hassaine Daouadji, T., Abbes, B., Belkacem, A. and Abbes, F. (2018), "Analytical analysis of the interfacial shear stress in RC beams strengthened with prestressed exponentially-varying properties plate", *Adv. Mater. Res., Int. J.*, Volume 7(1), pages 29-44.

- [103] Roberts, T.M. (1989), "Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams", *Struct. Engineer*, Volume 67(12), pages 229-233.
- [104] Smith, S.T. and Teng, J.G. (2001), "Interfacial stresses in plated beams", *Eng. Struct.*, Volume 23(7), pages 857-871.
- [105] Teng, J.G., Zhang, J.W. and Smith, S.T. (2002), "Interfacial stresses in reinforced concrete beams bonded with a soffit plate: a finite element study", *Constr. Build. Mater.*, Volume 16(1), pages 1-14.
- [106] Tounsi A. (2006), "Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate". *International Journal of Solids and Structures*, Volume 43, pages 4154 – 4174,.
- [107] Tounsi, A. and Amara, K. (2005), "Stiffness degradation in hygrothermal aged cross-ply laminate with transverse cracks", *AIAA Journal*, Volume 43(8), pages 1836-1843.
- [108] Tounsi, A., Hassaine Daouadji, T., Benyoucef, S. and Adda Bedia, E.A. (2009), "Interfacial stresses in FRPplated RC beams: Effect of adherend shear deformations", *Int. J. Adhes. Adhes.*, Volume 29(4), pages 343-351.
- [109] Hassaine Daouadji, T., Benyoucef, S., Tounsi, A., Benrahou, K.H. and Adda Bedia, E.A. (2008), "Interfacial stress concentrations in FRP-damaged RC hybrid beams", *Compos. Interf.*, Volume 15(4), pages 425-440.
- [110] Mazars, J. and Pijaudier-Cabot, G. (1996), "From damage to fracture mechanics and conversely: A combined approach", *Int. J. Solids Struct.*, Volume 33(20), pages 3327-3342.
- [111] Shen, H.-S., Chen, Y. and Su, W.-L. (2004), "Bending and vibration characteristics of damaged RC slabs strengthened with externally bonded CFRP sheets", *Compos. Struct.*, Volume 63(2), pages 231-242.
- [112] Abaqus (2007), *User's Manual*, Version 6.7.0, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. Pawtucket, RI, USA.
- [113] Hassaine Daouadji T., Rabahi, A., Abbes, B. and Adim, B. (2016), "Theoretical and finite element studies of interfacial stresses in reinforced concrete beams strengthened by externally FRP laminates plate", *Journal of Adhesion Science and Technology*, Volume 30(12), pages 1253-1280.