

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DJILLALI LIABES

SIDI BEL ABBES

Laboratoire des Matériaux & Hydrologie



FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THÈSE DE DOCTORAT EN SCIENCE

Option : Structures & Matériaux

Présentée par

Mr: ZIDANI M'hamed Berrezoug

Intitulé de la thèse

Simulation Par Éléments Finis Des Poutres En Béton Armé Renforcées Par Des Plaques FRP

Composition du jury :

Mr. TOUNSI Abdelouahed	Pr	Président	UDL SBA
Mr. BELAKHDAR Khalil	MCA	Directeur de thèse	U DE TAMANRASSAT
Mr. ADDA BEDIA El Abbas	Pr	Co-Directeur de thèse	UDL SBA
Mr. BOUREMANA Mohamed	MCA	Examineur	UDL SBA
Mr. YEGHNEM Redha	MCA	Examineur	U DE SAIDA
Mr. KACI Abdelhakim	MCA	Examineur	U DE SAIDA

Année universitaire 2016-2017



Remerciements

Tout d'abord je tiens à remercier mon directeur de thèse, Dr BELAKHDAR Khalil pour m'avoir proposé un sujet fort intéressant et pour la confiance qu'il m'a accordée. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche. Je le remercie aussi pour sa disponibilité, sa gentillesse et sa sensibilité.


Je tiens vivement à remercier mon Co-Directeur de thèse et le meilleur professeur que j'ai pu avoir Mr ADDA BEDIA El Abbas qui m'a donné cette chance et que sans lui je ne serais pas ici avec vous aujourd'hui.

J'adresse mes remerciements les plus respectueux à mon chère professeur monsieur TOUNSI Abdelouahed qui m'a fait l'honneur de présider mon jury de thèse.

Je remercie aussi Dr YEGHNEM Redha, Dr BOUREMANA Mohamed et le Dr KACI Abdelhakim qui ont fait l'honneur d'accepter d'être mes examinateurs. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude et reconnaissance envers tous mes enseignants de la graduation et de la post Graduation « Département de Génie civil ».

Et à la fin, je veux dire merci pour ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.



Dédicaces



Je dédie ce modeste travail à

Mon défunt père et Mohamed que dieu les bénisses, et à ma chère mère, ma femme et mes deux petits enfants Ines et Mohamed Imad, tous mes frères et mes sœurs et leurs petits-enfants, à mon Directeur Général de l'ANESRIF Mr. FRIDI Azzeddine pour son soutien, mon très chère ami et directeur Karim Benmessaoud, à mes chères amis et tous mes collègues de travail de l'ANESRIF.

Nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments et témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices, pour leur patience illimitée, leur encouragement et leur aide.

RÉSUMÉ

Le présent travail présente un modèle d'éléments finis en utilisant le logiciel d'éléments finis à usage général « ANSYS » pour simuler le comportement en flexion des poutres en béton armé initialement endommagés et réparés avec des plaques de FRP. Le modèle est capable de simuler toute l'historique des étapes où la poutre est initialement chargée pour introduire des dommages, puis la poutre est rechargée jusqu'à la rupture après l'application du système de réparation par collage des plaques FRP. Le modèle d'éléments finis a été validé en utilisant des données expérimentales existantes dans la littérature et a été utilisé pour étudier l'effet des modèles béton-FRP, la distribution inter-faciale de la contrainte de cisaillement, le modèle de la fissuration, et le mécanisme de rupture. En outre, l'effet de l'épaisseur de la plaque et la capacité de charge obtenue en termes de degrés de dommages ont été également étudiés.

Les résultats prédits indiquent que la capacité de chargement de toutes les poutres réparées est supérieure à celle de la poutre témoin quel que soit le degré d'endommagement. De plus, lors de la réparation des poutres endommagées, le mode de défaillance probablement le plus attendu est le décollement de la plaque quel que soit son épaisseur (épaisseur de la plaque FRP).

Mots clés :

Poutre réparée, modélisation à l'aide d'élément finis, béton renforcé, dommages initiaux, plaque FRP (polymère renforcé en fibre).

ABSTRACT

This work presents an advanced finite element model using the general purpose FE software Ansys to simulate the flexural behaviour of initially damaged concrete beams repaired with FRP plates. The model is capable to simulate the full history stages; where the beam is initially loaded to introduce damage, then, after bonding the FRP plates, the beam is reloaded up to failure. The finite element model has been validated using experimental data in the literature and used to study the effect of concrete-FRP models, interfacial shear stress distribution, crack pattern, and failure mechanism. In addition, the effect of plate thickness and the gained load capacity in terms of damage degree have been also investigated.

The predicted results indicated that the load capacity of all repaired beams is higher than that of the control beam for any damage degree. Moreover, when repairing highly damaged beams, the most likely expected mode of failure is plate debonding for any FRP plate thickness.

Keywords:

Repaired beam, Finite element modeling, Reinforced concrete, Initial damage, FRP plate

ملخص

تقدم هذه الدراسة نموذج باستخدام برنامج العناصر المنتهية (éléments finis) للتشغيل العام "ANSYS" لمحاكاة سلوك انحناء الروافد بالخرسانة المسلحة المتضررة أساسا ثم اصلاحها عن طريق لوحات FRP. هذا النموذج قادر على محاكاة جميع المراحل التي كانت فيها الروافد بالخرسانة المسلحة معبئة أساسا لإبراز التشققات، ثم يتم إصلاح الروافد باستعمال نضام يعتمد على تقنية لوحات FRP. و منتم يتم إعادة تعبئتها حتى بلوغ مرحلة الإلتلاف. و على ضوء ما سبق تم التحقق من صحة نموذج العناصر المنتهية باستخدام البيانات التجريبية الكلاسيكية كما استخدم هذا النموذج لدراسة تأثير النماذج : الخرسانة-FRP، التوزيع السطحي لإجهادات القص، نموذج الانشقاق و آلية الكسر.

و بالإضافة إلى ذلك، تم أيضا دراسة تأثير سمك اللوحة و نسبة الحمولة التي تم الحصول عليها من حيث درجة التضرر.

تشير النتائج المتوقعة إلى أن نسبة التحميل لجميع الروافد المصلحة هي أعلى من الرافدة النموذجية بصرف النظر عن درجة الضرر. بالإضافة إلى ذلك، خلال إصلاح الروافد المتضررة، و من يتبين أن انفصال اللوحة يمثل الحالة السلبية الأكثر توقعا مهما كان السمك (سمك لوحة FRP).

الكلمات المفتاحية:

الروافد المصلحة، النمذجة عن طريق العناصر المنتهية (éléments finis)، الخرسانة المقوى، الأضرار الابتدائية، لوحة FRP.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	i
DEDICACES	ii
RESUME	iii
SOMMAIRE	vi
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	xi
Liste des notations	xii
INTRODUCTION GENERALE	xv
CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	1
Introduction.....	2
I- BREF HISTORIQUE (Méthode Des Eléments Finis).....	2
II-Principe De La Methode Des Elements Finis.....	3
III-Domaine D'applications.....	6
IV-ANSYS :	6
IV-1 Présentation du logiciel	6
IV-2 Procédure générale ANSYS.....	8
V-La prise en compte de la fissuration dans les calculs.....	9
Conclusion	10
CHAPITRE II : COMPORTEMENT MECANIQUE DES MATERIAUX	11
I-Introduction	12
II-PROPRIETES DES MATERIAUX.....	12
II-1 Béton.....	12
II-1-1 La résistance à la compression du béton.....	12
II-1-2 La résistance à la traction duBéton	13
II-2 Propriétés de l'acier.....	14
II-2-1Production des aciers pour béton.....	15
II-2-2 Normes et définition des produits.....	15
II-2-3 Caractéristiques mécaniques.....	15
II-2-4Le diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	15
II-3 Matériaux composite.....	16
II-3-1Origine des matériaux composites.....	16
II-3-2 Définitions des matériaux composites.....	18
II-3-3 Les fibres de carbone.....	18
II-3-4 Les matrices.....	19
II-3-5 Les matériaux composites à fibres de carbone (CFRP).....	20
II-3-6 Propriétés mécaniques des matériaux composites.....	20
II-3-6 Adhésif.....	21
II-3.8 Application des matériaux composites.....	21
II-3.9Influence de l'environnement sur le comportement des composites.....	22
II-3.9.a/ Température.....	22
II-3.9.b/ Humidité.....	23
II-3.9.c/ Influence des ultraviolets.....	24
II-3.9.d/ Fluage, corrosion sous contrainte.....	24
III-CONCLUSION.....	24

CHAPITRE III: TECHNIQUES DE REPARATION PAR COLLAGE DES PLAQUES FRP	25
Introduction	26
I- LES PATHOLOGIES DU BETON ARME	26
I-1 - Les causes physiques de dégradation	26
I-2 - Les causes chimiques de dégradation	27
I-3 - Les autres causes de dégradation des bétons	27
II- AMELIORATION DE LA R2SISTANCE DES ELEMENTSSTRUCTURAUX PORTEURS A L' AIDE DE MATERIAUX COMPOSITES RENFORCES DE FIBRE	28
II-1/ Technique de renforcement	29
II-2/ Quelques applications des matériaux composites « FRP » en génie civil	29
II-2-1/Les poutres	30
II-2-2/Les dalles	31
II-2-3/Les colonnes	32
II-2-4/ Assemblage poteau-poutre	33
III-DIFFERENTES TECHNIQUES DE MISE EN ŒUVRE	34
III-1 Mise en œuvre par moulage au sac	34
III-2 Mise en œuvre par stratification directe	35
III-3 Collage de plaques composites	35
III-4 Enroulement filamentaire	36
III-5 Produits pultrudés	37
CHAPITRE IV : COMPORTEMENTS DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES	38
I-INTRODUCTION	39
II-COMPORTEMENTS DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES SOUS CHARGEMENT STATIQUE	39
II-1 Mécanismes De Rupture Des Poutres Renforcées	40
II-2 Mécanismes de décollement aux extrémités du tissu	42
II-3 Facteurs ayant une influence sur le comportement des structures renforcées	48
II-3.1 Influence du rapport de la distance entre la charge et l'appui par rapport a la hauteur de la section (av/h)	48
II-3.2 Influence du taux de renforcement des armatures tendues	50
II-3.3 Influence de la longueur du tissu	52
II-3.4 Influence de la quantité de tissu	53
II-3.5 Influence de l'ancrage	55
III- METHODE DE CALCULS DE TYPERELEMENTAIRES	56
III.1 Méthodes de calcul concernant la sollicitation de flexion	57
III.1.1 Méthodes de calcul aux ELS	57
III.1.2 Méthodes de calcul à l'ELU	59
IV- TENUE A LA FATIGUE DES POUTRES RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES	63
IV-1 Fatigue des poutres en béton armé non renforcées	64
IV-1.1 Fatigue du béton	64
IV-1.2 Fatigue des armatures	66
IV-1.3 Fatigue du béton armé	68
IV-1.4 Fatigue des poutres renforcées par matériaux composites	68
IV-1.5 Fatigue des matériaux composites	69
IV-1.6 Fatigue des colles (adhésifs)	72
IV-1.7 Fatigue des poutres renforcées	73

CHAPITRE V : ETABLISSEMENT D'UN MODELE NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS ET ANALYSE DES RESULTATS	81
INTRODUCTION.....	82
I- MODELE ELEMENTS FINIS.....	82
II- MODELISATION MATERIAU BETON.....	82
III- ARMATURE EN ACIER ET LA PLAQUE FRP.....	83
IV- INTERFACE CFRP-BETON.....	84
V- VALIDATION DU MODELE FE.....	86
VI- RESULTATS ET DISCUSSION.....	90
VII- L'EFFET DU MODELE DE LIAISON.....	92
VIII- REPARTITION INTERFACIALE DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT.....	94
IX- EFFET DU DEGRE DE DOMMAGE INITIAL.....	97
CONCLUSION.....	101
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	102

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 Maillage.....	2
Figure I.2 Cycle de conception.....	7
Figure I.3 Schéma d'utilisation classique d'ANSYS.....	8
Figure I-4 : Exemple de la modélisation d'une plaque en traction.....	9

CHAPITRE II

Figure II- 1 Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.....	13
Figure II-2. Essais de compression et de traction sur éprouvettes 16x32.....	14
Figure II-3. Schéma d'un acier à empreintes.....	14
Figure II-4. Schéma d'un acier à verrous.....	14
Figure II-5 Diagramme expérimental contraintes – déformations en traction simple et diagramme conventionnel de calcul.....	16
Figure II-6 : Exemple de renforcement d'une dalle par fibre de carbone.....	17
Figure II-7 Température de transition vitreuse.....	22
Figure II-8 Influence de la température et de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy.....	23

CHAPITRE III

Figure III.1 Schéma des renforcements par fibre de carbone et par tôle acier.....	26
Figure III.2 Une poutre en béton armé renforcée par une lamelle en PRF.....	30
Figure III.3 Trois types d'ancrages utilisés ; (a) ancrage avec des chemises en U et des bandes en acier, (b) ancrage avec des chemises en U et des verrous en acier, (c) ancrage avec des tissus de «FRP» enroulés autour des trois côtés, (d) ancrage par des chemises de «FRP» en forme de U.....	30

Figure III.4 Courbe typiques de charge-déflexion des poutres en béton armé renforcées et non renforcées avec des matériaux composites «FRP»	31
Figure III.5 Renforcement d'une dalle travaillant dans les deux sens par des lamelles en «PRF»: (a) dans les deux directions, (b) concentrées en petites régions ciblées.....	33
Figure III.6 Courbe (contraintes - déformations) idéalisée pour un béton confiné avec des matériaux composites «FRP».....	34
Figure III.7 Plan du renforcement du composite.....	34
Figure III.8 Moulage au sac de tissus pré-imprégnés.....	35
Figure III.9 Confinement de colonnes.....	36
Figure III.10 Procédé par collage de plaques.....	37
Figure III.11: Procédé de l'enroulement filamentaire.....	38
Figure III.12: Schéma du procédé de pultrusion.....	38

CHAPITRE IV

Figure IV-1 Comparaison de comportement entre les poutres renforcées et celles non renforcées.....	40
Figure IV-2 Modes de rupture des poutres renforcées de matériaux composites.....	40
Figure IV-3 Distribution de la déformation d'un tissu.....	42
Figure IV-4 Distribution de la contrainte de cisaillement d'interface (le béton et le tissu).....	43
Figure IV-5 Dimensions de la section et charges.....	44
Figure IV-6 Distribution des déformations du tissu.....	46
Figure IV-7 Modèle de matériau composite de poutre renforcée de CFRP.....	47
Figure IV-8 Définition des paramètres.....	49
Figure IV-9 Moment ultime des poutres renforcées en fonction de la valeur a_v/h	50
Figure IV-10 Influence du taux de renforcement des armatures tendues.....	51
Figure IV-11 Analyse élastique linéaire d'une section fissurée et renforcée.....	57

Figure IV-12 Diagramme des pivots (A, B et D).....	60
Figure IV-13 Développement des déformations.....	65
Figure IV-14 Influence du diamètre d'armature sur la tenue à la fatigue.....	67
Figure IV-15 Courbe de S-N pour aciers.....	68
Figure IV-16 Mécanismes de rupture des composites unidirectionels.....	69
Figure IV-17 Variation de la rigidité en fonction de l'endommagement cyclique dans un composite à fibres de carbone.....	70
Figure IV-18 Résistance résiduelle des matériaux composites.....	70
Figure IV-19 Influence de la matrice sur la tenue en fatigue du composite carbone unidirectionel.....	71
Figure IV-20 Dimensions des poutres.....	74
Figure IV-21 Dimensions des éprouvettes.....	75
Figure IV-22 Variation de la rigidité d'une poutre renforcée.....	76
Figure IV-23 Dimensions des éprouvettes.....	77
Figure IV-24 Dimensions des éprouvettes.....	79
Figure IV-25 Evolution de la flèche en fonction du nombre de cycles de fatigue.....	80

CHAPITRE V

Figure V-1: La courbe contrainte-déformation uni-axial du béton.....	83
Figure V-2: liaison contrainte-déformation des armatures et du FRP.....	84
Figure V-3: modèle constitutif d'interface FRP-Béton.....	86
Figure V-4: propriétés de la poutre type	87

Figure V-5: la modélisation de la poutre type	88
Figure V-6: L'historique des étapes de chargement de la poutre.....	88
Figure V-7: Types de ruptures de la poutre en béton réparée.....	90
Figure V-8: courbes de chargement et déchargement des poutres P1, P2, et P3 (Expérimental vs. Modèle d'élément finis).....	91
Figure V-9: effet du modèle d'interface Béton-FRP sur le comportement de la poutre P1.....	93
Figure V-10: Effet du modèle d'interface Béton-FRP sur le comportement de la poutre P2....	93
Figure V-11: Effet du modèle d'interface Béton-FRP sur le comportement de la poutre P3....	94
Figure V-12: Distribution inter-faciale de la contrainte de cisaillement de la poutre P1.....	96
Figure V-13. Distribution inter-faciale de la contrainte de cisaillement de la poutre P2.....	96
Figure V-14. Distribution inter-faciale de la contrainte de cisaillement de la poutre P3.....	97
Figure V-15. Effet du degré de dommage initial sur le comportement en chargement-déchargement de la poutre P1.....	98
Figure V-16. Effet du degré de dommage initial sur le comportement en chargement-déchargement de la poutre P2.....	99
Figure V-17. Effet du degré de dommage initial sur le comportement en chargement-déchargement de la poutre P3.....	99
Figure V-18. Type de fissures des différentes poutres endommagées avant réparation.....	100

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II-1 Caractéristiques mécaniques des résines époxydes.....	20
Tableau II-2 Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy.....	21

CHAPITRE IV

Tableau IV-1 Influence de la longueur du renforcement sur la résistance ultime et le mode de rupture (ρ : taux de renforcement des armatures tendues).....	53
Tableau IV-2 Influence de la quantité de tissu sur la résistance ultime.....	54
Tableau IV-3 Influence du type d'ancrage sur la résistance ultime des poutres renforcées	56
Tableau IV-4 Résultats d'essais de Barnes.....	77

CHAPITRE V

Tableau V-1: Les propriétés du matériau et les propriétés géométriques.....	87
Tableau V-2: Expérimental vs. Modèle d'élément finis.....	91
Tableau V-3 : Prédiction des résultats de la poutre en termes de degré de dommage initial.....	100

LISTE DES NOTATIONS

σ_{ij}	Composantes de la matrice des contraintes
$\delta \varepsilon_{ij}$	Composantes de la matrice des déformations virtuelles
f_s et f_v	Composantes des forces de surface et de volume
δu_i	Composantes des déplacements virtuels
dS et dV	Respectivement éléments de surface et de volume
$[B]$	Matrice dérivée de $[N]$
$\{u_n\}$	Vecteur des déplacements du nœud n
$[K_e]$	Matrice de raideur élémentaire
$\{F_n\}$	Vecteur des forces nodales équivalentes
$[K]$	Matrice de raideur globale
f_{cm}	valeur moyenne de la résistance à la compression
f_{ck}	résistance à la compression caractéristique sur cylindre du béton
ε_{c1}	déformation sous contrainte de compression maximale f_m
f_m	contrainte de compression maximale
E_{cm}	module longitudinal de déformation
γ_c	coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés.
α_{cc}	coefficient qui prend compte les effets à long terme de la force du compression
E_{ts}	module tangent après fissuration
f_{ctm}	résistance à la traction du béton
ε_{tu}	déformation correspondant à $\sigma_t = 0, \varepsilon_{tu} = 0,001$
E_f	module d'Young du matériau composite
E_{fb}	module d'Young des fibres

E_m	module d'Young de la matrice
V_{fib}	fraction volumique de fibres
V_m	fraction volumique de la matrice
f_f	résistance en traction du matériau composite
f_{fib}	résistance en traction des fibres
f_m	résistance en traction de la matrice
t_f	épaisseur du tissu de composite
h	hauteur de la poutre
b_f	largeur du tissu
b_a	largeur de la colle
b_c	largeur du prisme de béton
x	hauteur de l'axe neutre
G_a	module de cisaillement de la colle
E_a	module d'Young de la colle
V	effort tranchant
P	force totale appliquée sur la poutre
M	moment fléchissant
I	moment d'inertie
M_e	moment fléchissant au point de transition
h_f	distance entre le sommet de poutre et le centre de gravité du tissu
E_c	module d'Young du béton
c_m	épaisseur d'enrobage du béton
t_f	épaisseur du tissu
t_{ad}	épaisseur de la colle

G_c, G_a	module de cisaillement du béton et de la colle respectivement.
F	fonction de l'état de contrainte principale
S	surface de rupture exprimée en termes de contraintes principales
β_w	rapport de largeur béton-FRP
ε_0	déformation initiale dans le tissu (valeur virtuelle)
ε_c	déformation actuelle des fibres extrémités du béton comprimé
f_{yd}	limite d'élasticité de calcul des armatures
S_s	Déformation élastique des armatures tendues
σ_r	la variation de contrainte dans les armatures métalliques
N	le nombre de cycles à la rupture de fatigue

INTRODUCTION GENERALE

Les infrastructures en l'Algérie sont un immense réseau de routes, de bâtiments et de ponts qui doit répondre aux besoins humains, tant économiques que sociaux. L'état actuel de ces infrastructures est préoccupant. En effet, plusieurs d'entre eux montrent des signes de détérioration importante. Les causes possibles sont nombreuses: le vieillissement des matériaux, la corrosion, l'augmentation de la surcharge routière, une conception inappropriée, des erreurs commises lors de la construction ou même une combinaison de ces facteurs. La nécessité de résoudre ce problème n'offre que deux possibilités : reconstruire ou réparer. Or, il est souvent beaucoup moins onéreux de renforcer certains éléments structuraux que d'effectuer une reconstruction complète de l'ouvrage.

En raison des avantages des polymères renforcés par des fibres, la réparation et le renforcement des différents éléments d'une structure est devenue une technique efficace et une solution parfois nécessaire, en particulier pour les poutres endommagées en béton armé, pour fournir une résistance satisfaisante et une facilité d'entretien.

Cependant, la réparation des poutres endommagées souffrent de concentration de contraintes à leurs extrémités en plus de la préexistence de fissures ouvertes à la surface inférieure des poutres. Ces problèmes affectent la performance du système de collage et peuvent conduire au décollement prématuré des plaques FRP.

Des études expérimentales poussées sur le comportement du béton armé endommagé réparé avec des plaques FRP, peuvent être trouvés dans la littérature [1-13]. L'objectif général de ces travaux expérimentaux est de comprendre le comportement complexe des poutres collées avec des plaques FRP et leurs défaillances.

En outre, des pièces théoriques de travail ont été proposées dans la littérature pour étudier certains problèmes spécifiques tels que le comportement des contraintes à l'interface béton-FRP [14-20]. Ces types d'études sont basés sur des solutions analytiques qui peuvent fournir des équations pratiques et des informations qui sont utiles à des fins de conception. Cependant, en raison du comportement complexe des poutres renforcées (RC), les procédures analytiques sont généralement basées sur l'analyse élastique et simplifiées par hypothèse qui les rend incapables de simuler le comportement réel de la structure. Contrairement aux

méthodes analytiques, les méthodes numériques, en particulier la méthode des éléments finis a été utilisée avec succès pour simuler de telles structures complexes. Dans la littérature, on peut trouver un grand nombre de modèles d'éléments finis proposés y compris différents modèles de comportement pour étudier le comportement des plaques de renforcement des poutres en béton [21-23]. Toutefois, la simulation de l'historique complet de chargement des poutres en béton initialement endommagés réparés avec des plaques composites est limité en raison des difficultés dans la modélisation tels que: introduction de béton endommagé avant l'application du système de réparation, et l'interface FRP-béton. Dans leur travail, Buyle-Bodin [24] ont présenté un modèle d'éléments finis deux dimensions en utilisant le code CASTEM. Le modèle de matériau de béton est basé sur un modèle d'écrouissage isotrope élasto-plastique. Le critère de défaillance du béton est basé sur le critère OTTOSEN. Les éléments d'interface acier-béton sont contrôlés par le critère Moher-Columb, tandis que les éléments d'interface béton-FRP sont supposés avoir un comportement élastique parfait. Le mode numérique a été validé et utilisée pour étudier le comportement des poutres réparées sur leur phase de déchargement et des poutres réparées pendant qu'ils sont chargés. Al-Rousan et Haddad [25] ont construit un modèle d'éléments finis en utilisant le logiciel ANSYS pour étudier la contribution des composites FRP sur le rétablissement de la performance structurelle au niveau du cisaillement et de l'endommagement de sulfate des poutres en béton armé. Différentes configurations de réparation par FRP sont étudiées. Dans leur modèle, le niveau de dommages a été pris en considération par la réduction de la résistance à la compression du béton, tandis que l'interface FRP-béton a également été modélisée avec des paramètres modifiés afin d'inclure l'effet de dommages. Le modèle a été étendu afin d'étudier l'effet des formes des feuilles FRP. En plus de leur travail expérimental, Si Larbi et al [7] a présenté aussi un modèle d'éléments finis utilisant le logiciel ANSYS. L'étude est liée à la réparation et le renforcement des poutres en béton armé avec textile-béton armé et hybride TRC + carbone et tiges de verre. Arduini et Nanni [26] ont étudié le comportement des poutres pré-fissurées renforcées par des feuilles FRP à travers un test expérimental. Différentes variables de renforcement sont testées. En outre, ils ont utilisé un modèle analytique simple pour simuler le comportement charge-flèche ainsi que le mode de rupture des éprouvettes en béton armé pré-fissurées.

CHAPITRE I
SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION :

Toutes description de phénomènes physique fait largement appel au langage et aux concepts des mathématiques tels que les équations différentielles ou plus généralement les équations aux dérivées partielles. La résolution de ces dernières occupe une place importante en ingénierie et en mathématiques appliquées. Chacune de ces disciplines apporte une contribution différente mais complémentaire à la compréhension et à la résolution de tels problèmes.

Il existe plusieurs techniques permettant de résoudre les équations aux dérivées partielles. On pense par exemple aux méthodes de différences finies, de volumes finis, aux méthodes spectrales, etc. On peut sans aucun doute affirmer que la plus largement répandue est la méthode des éléments finis.

Cette popularité n'est pas sans fondement. La méthode des éléments finis est très générale et possède une base mathématique rigoureuse qui est fort utile, même sur le plan pratique.

En effet, cette base mathématique permet de prévoir jusqu'à un certain point la précision de notre approximation et même d'améliorer cette précision, via les méthodes adaptatives. Dans ce chapitre nous présentons d'une manière générale le concept de base de la méthode des éléments finis pour l'analyse des structures

I- BREF HISTORIQUE (Méthode Des Eléments Finis) :

L'idée fondamentale derrière la méthode des éléments finis remonte loin en arrière. Les grecs par exemple avaient reconnu que l'on peut approcher la solution d'un problème complexe en le divisant en problèmes plus simples. On peut par exemple approcher le périmètre d'un cercle en calculant le périmètre d'un polygone à n côtés, pourvu que n soit suffisamment grand. Il suffit alors de connaître la longueur d'un segment de droite, problème beaucoup plus simple que celui de la longueur d'un arc de cercle. Et donc l'appellation éléments finis vient de la décomposition du domaine d'étude en éléments qui sont souvent représentés par un maillage, (**voir figure I.1**)



Figure I.1 Maillage

L'application à la solution des équations aux dérivées partielles est évidemment plus récente et est intimement liée au développement de l'informatique, car suite aux progrès obtenu en analyse avec la méthode de Galerkin qui se basée sur des théorèmes de projection dans les espaces de Hilbert au début du XXème siècle, Robert Courant [27] a introduit le concept de formulation variationnelle en 1943, avec des fonctions de base à support locaux ouvrant la voie à une division d'un domaine considéré en "éléments", qui est à la base de toute méthode d'éléments finis.

Pour la méthode de Ritz [28], on part d'un problème posé dans un espace de dimension infinie. On approche ensuite la solution du problème initial en cherchant une solution dans une suite croissante de sous-espaces de dimension finie. Ces problèmes approchés sont en général beaucoup plus facile à résoudre. On peut de plus espérer que la solution du problème en dimension infinie peut être obtenue par un passage à la limite. Le choix des fonctions de base constituant ces espaces de dimension finie est délicat et initialement on les construisait globalement sur le domaine. C'est Courant qui eut l'idée d'introduire des fonctions à support local qui simplifient grandement leur construction.

Cependant ce n'est qu'avec le développement des ordinateurs que ces travaux trouvent leurs applications avec les travaux pionniers de Zienkiewicz et Argyris qui définirent la méthode en 1960.

Par la suite, l'apport du calcul matriciel introduit par un ingénieur civil anonyme, amène le succès de la méthode et sa puissance. La méthode connaît alors un développement fulgurant accompagné par les progrès de l'informatique.

La méthode des éléments-finis est une méthode puissante basée sur une théorie mathématique rigoureuse.

II- PRINCIPE DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS:

La méthode des éléments-finis (MEF) permet d'obtenir une approximation des solutions d'équations d'équilibre de corps solides déformables soumis à des sollicitations d'origine diverses. Les quantités mécaniques (déplacements, déformations, contraintes) liées à l'équilibre des solides et satisfaisant aux lois de la physique sont ainsi calculées en certains points du solide modélisé.

Le principe des travaux virtuels appliqué à un solide de volume V se traduit par l'égalité entre l'énergie virtuelle de déformation et le travail virtuel des actions extérieures :

$$\int_V \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV = \int_S f_s \delta u_i dS + \int_V f_V \delta u_i dV \quad (\text{I} - 01)$$

Avec :

σ_{ij} : Composantes de la matrice des contraintes

$\delta\varepsilon_{ij}$: Composantes de la matrice des déformations virtuelles

f_s et f_v : Composantes des forces de surface et de volume

δu_i : Composantes des déplacements virtuels

dS et dV : Respectivement éléments de surface et de volume

Cette méthode consiste à discrétiser des structures continues. La structure est découpée en un nombre fini de sous-ensembles appelés éléments. Ces éléments sont constitués d'un nombre fini de points appelés nœuds. Les éléments sont interconnectés par les nœuds, situés sur les faces, cotés et sommets des éléments, formant ainsi le maillage de la structure initiale. Les calculs mathématiques sont effectués uniquement sur les nœuds. Après avoir calculé l'équilibre de chaque élément, l'équilibre global du solide, sous un chargement donné, est approché en sommant les contributions de chaque élément et en tenant compte des conditions aux limites.

Pour ces volumes de matière de dimensions finies, le vecteur des déplacements $\{u\}$ d'un point quelconque est supposé dépendre du vecteur de déplacements des nœuds $\{u_n\}$ par l'intermédiaire d'une matrice de fonction de forme $[N]$ (appelée aussi matrice d'interpolation) :

$$\{u\} = [N]\{u_n\} \quad (\text{I} - 02)$$

Le champ des déformations infinitésimales est obtenu par dérivation :

$$\{\varepsilon\} = \frac{\partial [N]}{\partial x} \{u_n\} = [B]\{u_n\} \quad (\text{I} - 03)$$

Avec :

$[B]$: Matrice dérivée de $[N]$

$\{u_n\}$: Vecteur des déplacements du nœud n

En connaissant la loi de comportement du matériau, on peut déduire les contraintes $\{\sigma\}$ à partir des déformations $\{\varepsilon\}$. Dans le cas d'une relation linéaire (comportement élastique) où la loi de comportement est représentée par la matrice $[D]$, la relation s'écrit :

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (\text{I} - 04)$$

L'équilibre de chaque élément est obtenu en appliquant le principe des travaux virtuels.

Sous formes matricielle, le calcul de l'énergie de déformation pour un volume élémentaire devient :

$$\int_{V_e} \delta \varepsilon_{ij} dV = \int_{V_e} \{\delta \varepsilon\}^T [D] \{\delta \varepsilon\} dV_e = \{\delta u_n\}^T \left[\int_{V_e} \{B\}^T [D] [B] \right] \{\delta u_n\} = \{\delta u_n\}^T [K_e] \{\delta u_n\} \quad (\text{I} - 05)$$

Avec :

$[K_e] = \int_{V_e} \{B\}^T [D] [B] dV_e$: Matrice de raideur élémentaire, calculée aux points d'intégration par des méthodes numériques spécifiques.

Pour l'ensemble du solide, on a :

$$\int_V \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV = \sum_{\text{éléments}} \left[\int_{V_e} \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV_e \right] = \{\delta u_n\}^T \sum_{\text{éléments}} [K_e] \{\delta u_n\} = \{\delta u_n\}^T [K] \{\delta u_n\} \quad (\text{I} - 06)$$

De la même façon, les contributions des actions extérieures sont découpées par élément et le calcul du travail virtuel des actions extérieures devient :

$$\int_S f_s \delta u_i dS + \int_V f_v \delta u_i dV = \sum_{\text{éléments}} \int_{S_e} \{\delta u\}^T \{f_s\} dS + \int_{V_e} \{\delta u\}^T \{f_v\} dV = \{\delta u_n\}^T \{F_n\} \quad (\text{I} - 07)$$

Avec :

$\{F_n\}$: Vecteur des forces nodales équivalentes.

L'égalité $\{\delta u_n\}^T [K] \{\delta u_n\} = \{\delta u_n\}^T \{F_n\}$ devant être vérifiée quelque soit le champ de déplacement virtuel pour avoir le champ de contrainte en équilibre, le calcul de l'équilibre du solide discrétisé se réduit à la résolution du système :

$$[K]\{u_n\} = \{F_n\} \quad (\text{I} - 08)$$

Avec :

$[K]$: Matrice de raideur globale

$\{u_n\}$: Vecteur des déplacements généralisés aux nœuds

$\{F_n\}$: Vecteur des forces nodales

Après assemblage et introduction des conditions aux limites, la résolution du système linéaire **(I-08)** permet ensuite de remonter aux déformations puis aux contraintes, par l'application des équations **(I-03)** et **(I-04)**

Aujourd'hui, les éléments-finis sont un outil majeur, incontournable en mécanique (fluides et solides, interactions, structures), et applicable dans de nombreux domaines impliquant des problèmes d'EDP aux limites comme par exemple en mathématiques financières ou l'électromagnétisme.

III- DOMAINE D'APPLICATIONS :

On retrouve les premières applications véritables de la méthode des éléments finis en 1956 en mécanique des structures. Un groupe de chercheurs (Turner, Clough, Martin et Topp) [29] de Boeing utilisent cette méthode pour calculer la voilure d'un avion.

La méthode des éléments finis est maintenant reconnue comme l'une des principales méthodes de résolution des équations aux dérivées partielles (EDP) dans des géométries quelconques, que ce soit en dimension un, deux ou trois. On trouve même des méthodes d'éléments finis en dimension 4, soit en espace-temps...

Les applications sont tout aussi nombreuses et variées. Les ingénieurs de diverses disciplines utilisent les éléments finis, que ce soit en mécanique des fluides ou des solides, mais aussi pour les problèmes thermiques, électromagnétiques, chimiques, etc. On retrouve aussi des applications en physique, et notamment en astrophysique, etc...

De nombreux codes industriels (solveurs) existent et sont généralement couplés à un logiciel de CAO ou Computer Aided Design (CAD) en Anglais. Citons Abaqus, Robot, LS-dyna, Feap, Code-Aster, Cast3M et bien d'autres comme le cas dans notre présente analyse, le logiciel utilisé est ANSYS [30].

IV- ANSYS :

IV-1/ **Présentation du logiciel**

ANSYS est un éditeur de logiciels spécialisé en simulation numérique . L'entreprise a son siège à Canonsburg en Pennsylvanie aux États-Unis. Ses produits majeurs sont des logiciels qui mettent en œuvre la méthode des éléments finis, afin de résoudre des modèles préalablement discrétisés. La société possède de nombreuses filiales à travers le monde, notamment en Europe et en Asie.

La fiabilité des résultats résulte de la variété des modèles de matériaux disponibles, de la qualité de la bibliothèque d'éléments, de la robustesse des algorithmes de résolution et de la possibilité de modéliser n'importe quel type de produit (des pièces individuelles aux ensembles complexes contenant des centaines de composants en interaction par contacts ou par mouvements relatifs).

Le confort et la facilité d'utilisation du logiciel permet aux utilisateurs de se concentrer sur la partie la plus importante du processus de simulation, c'est à dire l'interprétation des résultats et l'impact des variations des paramètres de conception sur la performance du modèle.

Quelles que soient la taille ou la complexité des modèles, la solution de calcul de structures d'ANSYS intègre des algorithmes parallèles qui accélèrent le calcul pour ces modèles de grande taille.

Les outils intégrés au logiciel permettent de résoudre les problèmes de validations produits de manière efficace. Ils permettent d'optimiser le processus de conception (gain de temps énorme) et donc de proposer des produits plus innovants (intégration d'une pré-analyse dans le cycle de conception), de qualité plus élevée tout en minimisant les coûts(**voir figure I.2**).

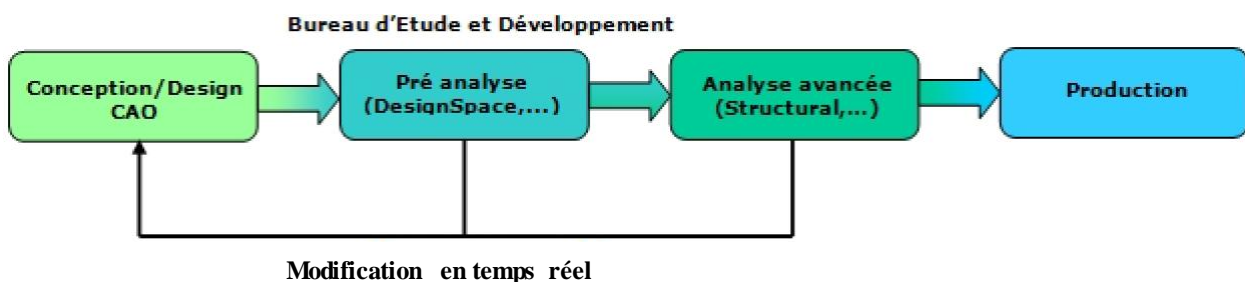


Figure I.2 Cycle de conception

En effet, intégrer l'Analyse de Conception dans un bureau d'études, c'est lui permettre de décupler ses capacités d'innovation et de prendre une réelle avance technologique. L'outil de simulation se présente sous plusieurs niveaux de licences.

Les logiciels de calculs par éléments finis sont généralement peu accessibles car ils nécessitent des connaissances dans le calcul. L'interface WORKBENCH qui encapsule les différents niveaux de l'outil de simulation et ses modules a été conçue pour être utilisée sans avoir une formation basée sur les éléments finis. L'interface est très intuitive, permettant une prise en main très rapide du logiciel. Les difficultés du calcul par éléments finis sont ici gommées, notamment par l'automatisation de la reconnaissance des zones de contacts et la génération du maillage.

Ainsi, ANSYS satisfera l'ensemble de la chaîne de conception : du concepteur du bureau d'étude qui pourra effectuer des calculs rapides de pré-dimensionnement à l'ingénieur de calcul qui réalisera des études plus précises (réponse spectrale, non linéarité...)

Il existe deux solutions pour effectuer les modélisations:

- réaliser un fichier .txt qu'ANSYS est capable de lire, en faisant «file », «Read input from »
- ou directement en utilisant les fonctions du préprocesseur afin de réaliser la structure, le maillage et les calculs.

IV-2 Procédure générale ANSYS

Réaliser un modèle éléments finis sur ANSYS peut se résumer aux trois grandes étapes suivantes :

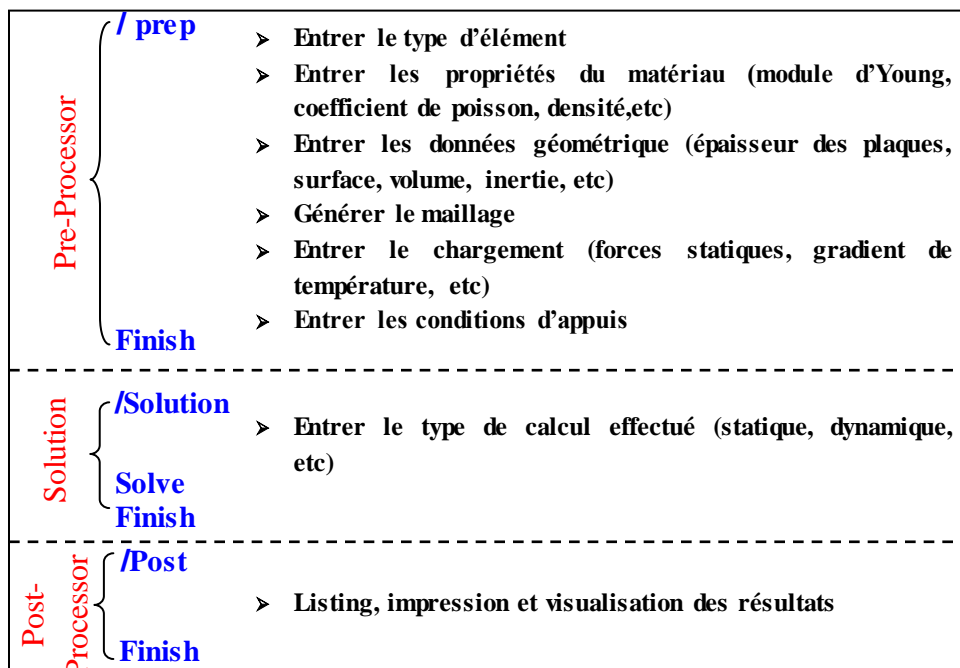


Figure I.3 Schéma d'utilisation classique d'ANSYS.

La **figure I-4** expose le cheminement d'un calcul éléments finis sur ANSYS à travers un exemple de plaque en traction.

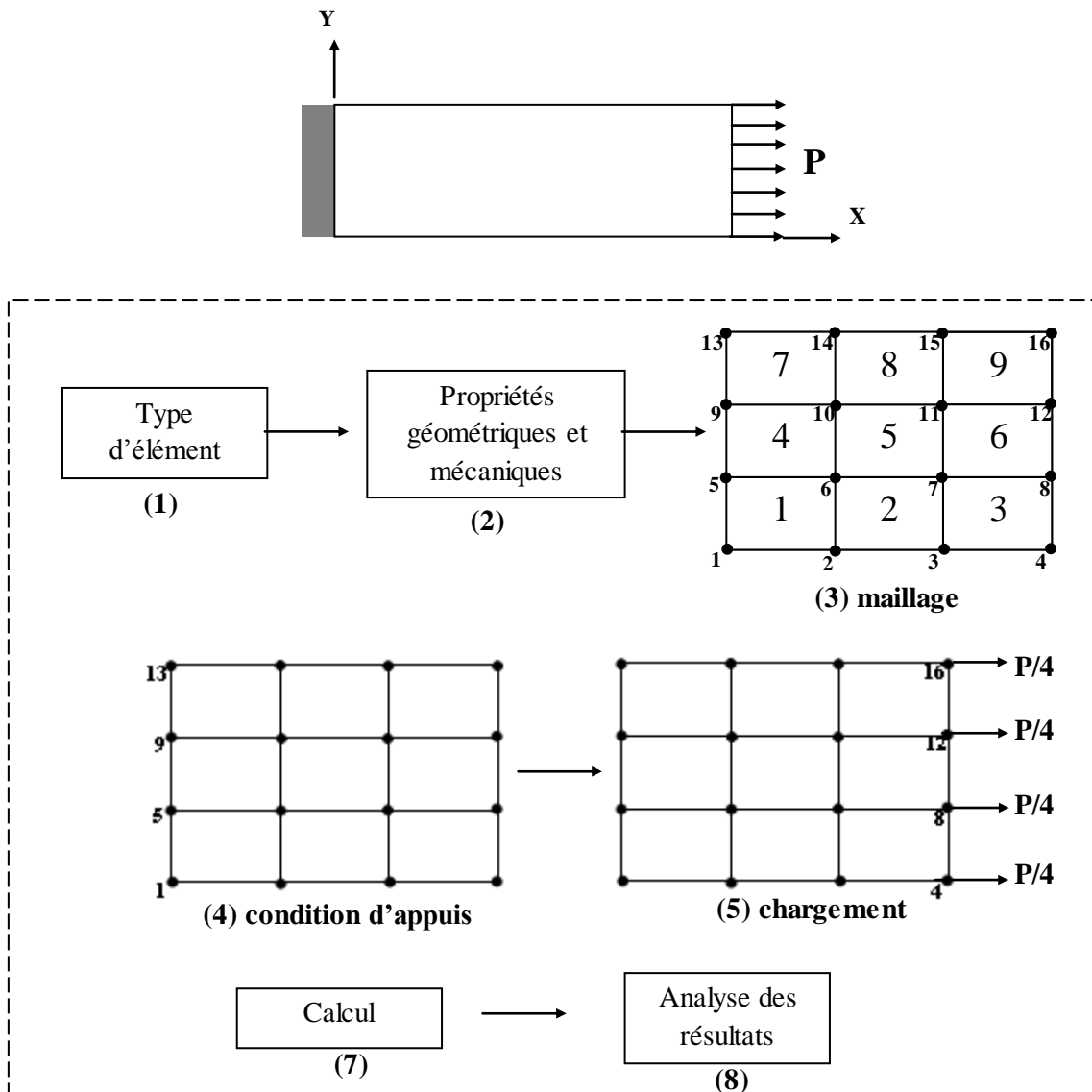


Figure I-4 : Exemple de la modélisation d'une plaque en traction.

V- LA PRISE EN COMPTE DE LA FISSURATION DANS LES CALCULS

L'hypothèse de non fissuration repose sur la supposition d'un matériau parfaitement homogène. Or il est évident que ce cas ne saurait exister, car le béton lors de sa mise en forme, de sa prise ou encore de sa mise en chargement subit différentes contraintes internes et externes qui entraînent l'apparition de fissures. Le logiciel nous permet de tenir compte de cette fissuration, de la quantifier et de l'orienter dans l'espace. Cela implique cependant quelques modifications dans la programmation du volume de béton, à savoir principalement un passage d'un modèle SOLID45 à un modèle SOLID65 qui possède les mêmes caractéristiques géométriques et une répartition

d'éléments égale au SOLID45 mais prend en compte la fissuration. Par ailleurs, il est nécessaire de spécifier à la modélisation cette volonté de prendre en compte la fissuration.

Conclusion :

Le problème du choix de la schématisation doit permettre, au moyen de calculs mathématiques, de comprendre les phénomènes observés et de prévoir ceux à venir. La finesse de la modélisation à retenir dépend des moyens que l'on est capable, mais aussi disposé, à mettre en œuvre pour effectuer les mesures expérimentales qui seront comparées aux résultats théoriques obtenus par les calculs. La modélisation mathématique du comportement mécanique d'un matériau ou d'une structure peut servir à expliquer certains mécanismes caractéristiques de ruine comme le flambage ou le cisaillement (en liaison avec ses propriétés mécaniques). La modélisation peut également permettre de déterminer, par exemple, les zones de concentrations de contraintes ou de déformation et par là, d'étudier le phénomène de ruine du matériau étudié.

CHAPITRE II
COMPORTEMENT MECANIQUE
DES MATERIAUX

I- INTRODUCTION :

Compte tenu du développement récent de la technique de renforcement par matériau composite, il n'existe pas actuellement de règles aussi précises et reconnues que celles concernant le dimensionnement des barres d'acier dans les poutres en béton armé. L'étude théorique d'une poutre en béton armé renforcée avec des matériaux composites nécessite la connaissance des différents matériaux qui la constituent, c'est-à-dire le béton, l'acier et le composite. A partir des courbes contraintes déformations de ces matériaux, il nous est possible de représenter le comportement de l'ensemble. L'étude expérimentale réalisée par David [31] nous servira dans le but de définir une relation théorique pour ces différentes courbes. De cette façon, on peut s'assurer de la validité des hypothèses. Pour le calcul de la poutre renforcée par composite, on peut se placer dans le cadre des hypothèses classiques du béton armé, en introduisant l'hypothèse supplémentaire :

- le composite subit, du fait de l'adhérence sur le béton due au joint de colle, la même déformation longitudinale que la fibre inférieure de béton moins la déformation initiale ε_0 de la fibre inférieure avant réparation [32].

II- PROPRIETES DES MATERIAUX :

II-1/ Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde. Il est présent dans tous les secteurs de la construction, ses qualités et ses performances répondent aux différents besoins en matière de bâtiments et de génie civil en respectant les exigences de sécurité, d'esthétique et de durabilité.

Le béton est un matériau minéral obtenu en mélangeant du ciment, de l'eau et des granulats. Il a un comportement évolutif: il est d'abord fluide ce qui lui permet de prendre toutes les formes possibles, puis progressivement il devient dur et très résistant. C'est un matériau qui paraît rustique et simple mais qui est en réalité très complexe et possède de multiples qualités. Il est associé à d'autres matériaux, de l'acier sous forme d'armatures passives ou de précontraintes ou des fibres

II-1.1/ La résistance à la compression du béton :

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm^2 et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32"). Elle est notée f_{c28} et s'exprime en MPa et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus 5% de la

population de tous les résultats des essais sur éprouvette 16x32. Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai. Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

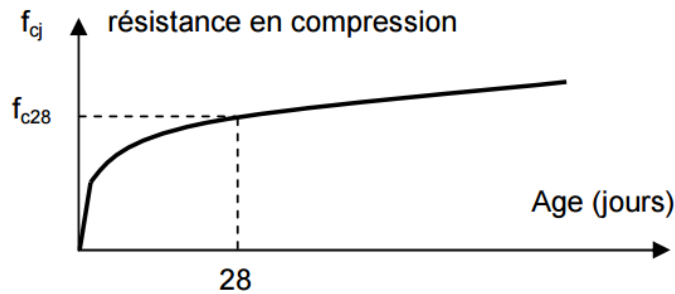


Figure II-1. Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge

Pour des bétons non traités thermiquement, on admet (BAEL) [33]:

J ≤ 28	$f_{c28} \leq 40$ MPa	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$
	$f_{c28} > 40$ MPa	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (1,40 + 0,95j)$
J = 28		$f_{cj} = f_{c28}$ pour les calculs de résistance
28 < J < 60	$f_{c28} \leq 40$ MPa	$f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$ pour les calculs de déformation
J > 60		$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$ pour les calculs de déformation

II-1.2/ La résistance à la traction du béton

La résistance à la traction s'obtient soit par essai de traction par fendage (dit essai Brésilien) soit par un essai de flexion sur éprouvette prismatique. Le béton soumis à une traction se déforme quasiment élastiquement pour des faibles contraintes. L'élasticité est quasiment linéaire. Le module d'Young instantané en traction est considéré équivalent à celui du béton comprimé. La contrainte maximum est atteinte sans modification notable de la pente de la courbe contrainte-déformation. La rupture, dans le cas d'un essai réalisé à vitesse de chargement imposée, est brutale et qualifiée de rupture fragile.

La résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} et exprimées en MPa est définie conventionnellement par la relation

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{si} \quad f_{c28} < 60\text{MPa} \quad \text{et} \quad f_{tj} = 0,275 \cdot f_{cj}^{2/3} \quad \text{si} \quad 60 < f_{c28} < 80\text{MPa}$$

Quelques valeurs

f_{c28} [MPa]	20	25	30	40	60	80
f_{t28} [MPa]	1.8	2.1	2.4	3	4.2	5.1

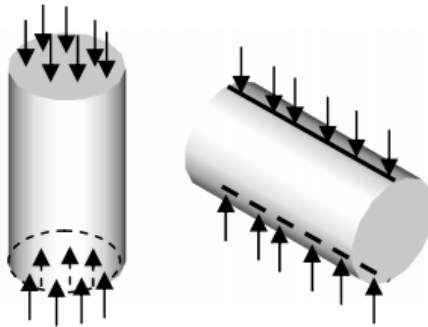


Figure II-2. Essais de compression et de traction sur éprouvettes 16x32

II-2 Propriétés de l'acier

Au cours des premières décennies de l'histoire du béton armé, les armatures étaient constituées de barres d'acier doux, lisses, de section circulaire dont la limite d'élasticité était habituellement comprise entre 215 et 235 MPa. Ce type d'acier n'est pratiquement plus utilisé. On utilise désormais des aciers de limite d'élasticité plus élevée afin de réduire les sections d'armatures. Pour améliorer l'adhérence des armatures au béton on crée à la fabrication des aspérités en saillie ou en creux. Les aspérités en saillie inclinées par rapport à l'axe de la barre sont appelées « verrous ». Les aspérités en creux sont appelées « empreintes ». Ces aciers sont dits à Haute Adhérence (HA) et ont couramment une limite élastique de 500MPa.

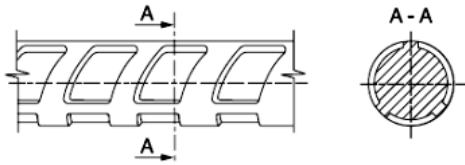


Figure II-3. Schéma d'un acier à empreintes

II-

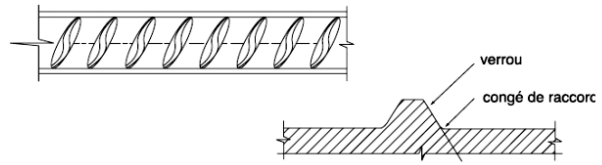


Figure II-4. Schéma d'un acier à verrous

La haute limite d'élasticité peut être obtenue par différents moyens :

- En jouant sur la composition chimique, en particulier en augmentant la teneur en carbone. Ce type d'acier présente des inconvénients notamment dans les domaines de l'aptitude au façonnage et au soudage. Il est maintenant abandonné en Europe;
- Par écrouissage, par étirage et ou laminage à froid de barres ou fils d'acier doux ;
- Par traitement thermique (trempe et auto-revenu) de barres ou fils d'acier doux. Les aciers se présentent sous forme de barres de grande longueur (souvent 12 m) ou de fils en couronnes.

Les cycles de productions utilisés aujourd'hui sont en annexe. Les diamètres commerciaux des barres indépendantes sont (en mm) : **6 8 10 12 14 16 20 25 32 et 40**

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont comprises entre 12 et 18 m. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,40x6,00 pour la plupart.

Pour les barres de diamètre 6, 8, 10 et 12 mm, la livraison est également possible en couronne. Dans ce cas les armatures sont redressées à l'aide d'une machine appelée "redresseuse".

II-2.2 Normes et définition des produits

Les produits en acier pour béton armé sont essentiellement définis par des normes. Les nuances définies dans ces normes sont désignées par des lettres Fe E, Fe TE (acier tréfilé), TLE (acier à très haute limite élastique) suivies d'un nombre indiquant la valeur spécifiée de limite d'élasticité exprimée en MPa. Exemples : Fe E 235 ou Fe E 500. De plus les barres et fils à haute adhérence, bénéficiant d'une homologation font l'objet d'une fiche d'identification

II-2.3 Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques servant de base aux calculs des éléments de béton armé sont: La limite élastique garantie notée f_e : Fe E 500 pour $f_e = 500$ MPa. Suivant les types d'acier, cette limite peut être apparente (acier doux, naturellement durs) ou fixée conventionnellement à 2.10^{-3} d'allongement rémanent (fils tréfilés lisses).

Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à $E_s = 200.000$ MPa

II-2.4 Le diagramme contrainte-déformation de l'acier :

Comme pour le béton, il faut distinguer le diagramme contrainte - déformation réel du diagramme conventionnel de calcul à l'ELU utilisé pour le dimensionnement des éléments de béton armé.

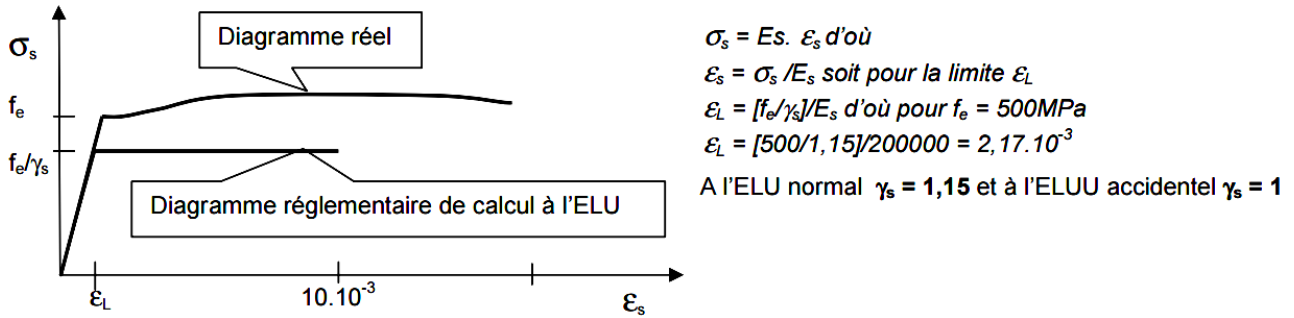


Figure II-5 Diagramme expérimental contraintes – déformations en traction simple et diagramme conventionnel de calcul.

II-3 Matériaux Composites

II-3-1/ Origine des matériaux composites

Au cours de son histoire, l'homme a eu recours à de nombreux matériaux composites. Le bois est le premier matériau composite naturel utilisé par l'homme, fibre de cellulose dans une matrice de résine (**lignine et hémicellulose**). Par la suite, il a également utilisé le torchis pour ses propriétés d'isolation (fibre de paille dans une matrice de terre plastique). Actuellement, les principaux matériaux composites utilisés par l'homme sont les fibres de verre, les fibres de carbone (dans l'aviation par exemple), le bois lamellé collé (utilisé en menuiserie, construction, ébénisterie), les cloisons de Placoplatre (très utilisé dans le bâtiment), le béton armé (en génie civil) ou encore la fibre d'aramide (ou Kevlar, principalement dans l'armée). En réponse à la nécessité croissante de réparation ou de remplacement des structures en béton armé dans le monde, une nouvelle technologie de renforcement structural a émergé. Le développement continu de techniques de production toujours plus rentables comme les polymères de fibres de carbonées (Fiber Reinforced Polymers, FRP) a progressé au point qu'aujourd'hui, ces « matériaux de l'espace » comme ils sont parfois appelés, sont prêts à s'intégrer au domaine de la construction. Cette réduction du coût des

matières, couplée avec des économies de main d'œuvre inhérentes à son faible poids et à une haute résistance font du FRP une alternative intéressante et compétitive aux plaques d'acier pour le renforcement des structures. La tôle d'acier a été utilisée comme renforcement efficace durant les vingt dernières années. Cependant, le coût élevé de la main d'œuvre pour positionner les plaques en général lourdes, les difficultés liées à l'encombrement des plaques, et les préoccupations concernant la corrosion des plaques d'acier ont limité l'utilisation de cette technique, qui par ailleurs fait face à un autre problème : les fluctuations du cours des prix de l'acier.

En raison de son excellent rapport poids/résistance, d'un coût du matériau toujours plus faible, de la longueur quasiment illimitée de mise en œuvre, d'une installation comparativement bien plus simple, et de son inertie à toute forme de corrosion ou attaque extérieure, l'utilisation de FRP présente de nombreux avantages face à son concurrent. Les principes d'application des plaques de FRP et de collage sur les structures sont très similaires aux principes utilisés lors de l'application de plaques d'acier collées. En général, la résistance au cisaillement, et la résistance axiale sont augmentées grâce à l'application externe de ce matériau à haute résistance à la traction.

Le renforcement externe à l'aide de FRP est adapté à de nombreuses applications structurelles, telles que:

- L'augmentation de la capacité lors d'un changement d'utilisation.
- Le renforcement passif en vue d'améliorer la résistance sismique.
- La limitation de la fissuration.
- Le renforcement des nouvelles ouvertures dans des dalles existantes.

Malgré ses promesses, l'utilisation des FRP dans le domaine du renforcement structurel est assez récente. Elle remonte à peu près à une vingtaine d'années. Il y a un réel besoin de tests en laboratoire et d'analyse justificatives pour élargir son utilisation. Par conséquent, l'utilisation des FRP doit être abordée avec prudence et avec jugement d'un ingénieur. En effet il n'existe pas de règlement clairement défini pour la conception en béton avec un renforcement en FRP à l'heure actuelle.

Figure II-6 : Exemple de renforcement d'une dalle par fibre de carbone.



II-3-2/ Définitions des matériaux composites

La famille des matériaux composites regroupe l'ensemble des matériaux constitués de plus d'un matériau. L'idée de base est d'obtenir un matériau dont les caractéristiques sont meilleures que celles de ses constituants pris indépendamment. Dans le cas le plus général les matériaux composites (fibres reinforcement polymer- FRP) sont composés de fibres noyées dans une matrice. Dans le domaine du génie civil, les composites unidirectionnels sont les plus courants.

Une fibre est constituée de plusieurs filaments élémentaires dont les diamètres varient entre $5\mu\text{m}$ et $25\mu\text{m}$. La fibre a un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture : les lois de comportement des fibres sont donc de type "élastique fragile". Il y a principalement trois types de fibres: les fibres d'aramide, les fibres de verre et les fibres de carbone. Nous nous intéressons ici aux matériaux composites à base de fibres de carbone. Le comportement mécanique des matériaux composites dépend de plusieurs facteurs : le type de fibres, la fraction volumique de fibres et le type de matrice.

II-3.3/ Les fibres de carbone

Il existe deux types de fibres de carbone, celles à haute résistance (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation, et celles à haut module (HM) issues d'une fabrication par graphitisation [36].

La fabrication des fibres de carbone fait appel à une technologie très délicate dont le processus est décrit succinctement ci-dessous:

- Fabrication de précurseur
- Etirage (orientation)
- Oxydation (220°C) dans l'air sous tension
- Carbonisation à 1500°C sous atmosphère inerte pour les fibres de carbone à haute résistance, ou graphitisation à 3000°C sous atmosphère inerte pour les fibres de carbone à haut module.

Les Caractéristiques des fibres de carbone sont les suivantes:

Les fibres issues de la carbonisation:

Pureté : 97 à 98 % de carbone

Masse volumique : 1800 kg/m^3

Résistance en traction : 3000 à 5000 MPa

Module en traction : environ 250 GPa

Les fibres issues de la graphitisation:

Pureté : 99 % de carbone

Masse volumique : 2100 à 2200 kg/m^3

Résistance en traction : 2500 à 3000 MPa

Module en traction : environ 500 GPa

Les fibres de carbone ont une très bonne tenue thermique et un très faible coefficient de dilatation. De plus, les fibres de carbone sont inertes vis-à-vis de la plupart des agents chimiques.

Généralement, les armures textiles utilisées en renforcement sont des armures unidirectionnelles, les fils de trame (fil de liaison) sont uniquement destinés à faciliter le conditionnement et la mise en œuvre en maintenant les fils longitudinaux en position.

II-3.4/Les matrices

Les matrices les plus utilisées dans les composites sont les résines thermodurcissables (thermosetting), par exemple, le polyester, le vinylester, l'époxy et le phénolique. Les matrices sont des matériaux isotropes. L'utilisation des matrices dans les composites permet de coller des fibres entre elles et de transférer des efforts aux fibres. De plus, la matrice joue un rôle très important pour résister aux efforts tranchants, aux forces transversales et aux forces de compression. Par ailleurs, la matrice protège les fibres, en les isolant de l'humidité, de l'oxydation et des agressions chimiques.

L'une des propriétés essentielles des polymères est la température à partir de laquelle il y a un changement d'état. Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température (température de transition vitreuse). Vu l'étendue des résines existantes, nous nous limitons au cas des matrices époxy.

Les époxy sont des résines thermodurcissables qui réticulent de façon irréversible. Elles polymérisent à l'aide d'un durcisseur et d'un accélérateur et ont une structure macromoléculaire tridimensionnelle. La polymérisation a lieu à température ambiante également.

La faible absorption d'eau et l'absence de post-retrait assurent au polymère une bonne résistance aux divers agents chimiques. Ces deux propriétés permettent d'obtenir une protection importante contre la corrosion chimique.

Les polymères époxy ont de bonnes propriétés en traction, en flexion, en compression. Seule, la résistance aux chocs est un point faible. Les caractéristiques mécaniques typiques de l'époxy sont données dans le **Tableau II-2**. De plus, les polymères époxy ont une excellente tenue à la fatigue.

Résistance à la traction (MPa)	50 à 80
Module de traction (MPa)	300 à 100
Allongement à la rupture (%)	1 à 1,5
Résistance à la compression (MPa)	140 à 150
Résistance au Choc (MPa)	7 à 10 KJ/m ²

Tableau II-1 Caractéristiques mécaniques des résines époxydes

Le produit peut être stocké sans altération pendant trois mois à 20°C et jusqu'à un ou deux ans à une température de -18°C.

II-3.5/ Les matériaux composites à fibres de carbone (CFRP)

Les fibres de carbone ont un module d'Young en traction de l'ordre de 230GPa, une résistance en traction de 2500 à 5000MPa, et une déformation à la rupture de 0,5 à 2 %. Un composite composé de fibres de carbone HR et d'une matrice époxy ou vinylester a les caractéristiques mécaniques suivantes :

Module d'Young longitudinal en traction: 155 -165GPa

Résistance longitudinale en traction: 500 - 3000MPa

Déformation à la rupture: 1,2 – 1,3 %.

II-3.6/ Propriétés mécaniques des matériaux composites

Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement des efforts dans la direction des fibres. La matrice, quant à elle, transfère les contraintes aux fibres, et les protège. Selon un bulletin de la Fédération Internationale de Béton [37] les propriétés mécaniques de matériaux composites peuvent être estimées ci-dessous:

$$E_f = E_{fib} V_{fib} + E_m V_m \quad \text{(II-14)}$$

$$f_f \approx f_{fib} V_{fib} + f_m V_m \quad \text{(II-15)}$$

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 de 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, avec $V_m + V_{fib} = 1$.

La fraction volumique V_{fib} typique est de l'ordre de **0,6 – 0,65**. 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).

II-3.7 Adhésif

Un adhésif est nécessaire pour coller le matériau composite sur une surface. Dans notre cas, c'est la même résine qui est employée.

L'objectif de l'adhésif est de transmettre des contraintes de cisaillement entre le béton et le composite.

D'après le bulletin 14 de la FIB [37], les caractéristiques typiques d'un adhésif époxy avec une cure à froid sont les suivantes (**Tableau II-3**) :

Densité (<i>kg /m³</i>)	1100- 1700
module d'Young (<i>GPa</i>)	0,5 - 20
modules de cisaillement (<i>GPa</i>)	0,8 - 8
Coefficient de Poisson	0,3 – 0,4
Résistance en traction (<i>MPa</i>)	9 - 30
Résistance à l'effort tranchant (<i>MPa</i>)	10 - 30
Résistance en compression (<i>MPa</i>)	55- 110
Déformation en traction à la rupture (%)	0,5 -5
température de transition vitreuse (°C)	45 - 80

Tableau II-2 Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy
(FIB bulletin 14, 2001)[37]

II-3.8 Application des matériaux composites

Il existe deux procédés de réalisation d'un renforcement par composite : le système avec une cure in-situ et le système préfabriqué.

Le système avec une cure in-situ :

Deux processus différents peuvent être utilisés pour mettre en place un composite sur des surfaces de béton :

- le tissu sec peut être appliqué directement sur la résine déjà appliquée sur la surface du béton, suivi de l'application d'une couche de fermeture,
- le tissu peut être pré-imprégné avec la résine dans une machine adaptée, puis déposé avant polymérisation sur la surface de béton.

Le système préfabriqué (cas des pulltrudés) :

Ce processus consiste à pré-fabriquer des bandes qui sont installées, une fois durcies, sur la surface du béton en utilisant l'adhésif.

II-3.9 Influence de l'environnement sur le comportement des composites

II-3.9.a/ Température

Vis-à-vis de la température, les performances des matériaux composites sont principalement conditionnées par l'adhésif. En revanche, pour une température basse, les performances sont conditionnées par la matrice.

Le point le plus important concerne la température est la température de transition vitreuse T_g .

Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température (**Figure II-11**).

Pour éviter une rupture issue de l'adoucissement de l'adhésif ou de la résine, la température maximale de service doit être inférieure à T_g .

La température de transition vitreuse est de l'ordre de $30C^\circ$ à $80C^\circ$ pour les époxy polymérisant à froid. Suivant les conditions de mise en œuvre et la nature du durcisseur, la température de transition vitreuse peut atteindre $170C^\circ$ pour un système renforcé et recuit. La polymérisation à température ambiante est lente.

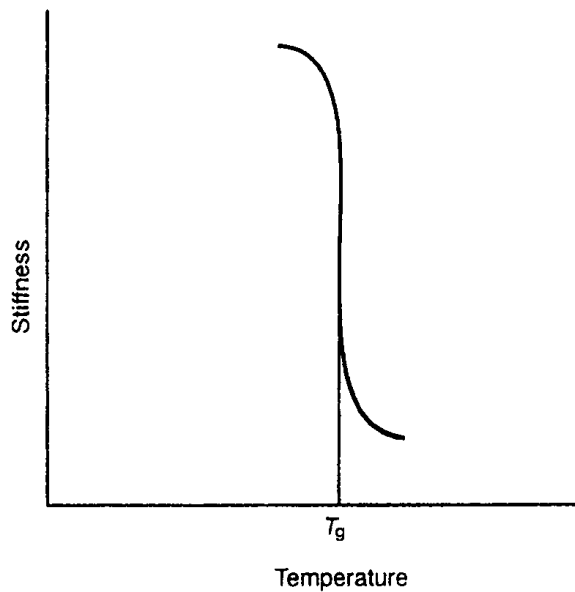


Figure II-7 Température de transition vitreuse (d'après Hollaway et Leeming, 2001)[38]

T_g peut varier en fonction de l'environnement (température, humidité, etc.). Une température élevée pourrait réagir comme une post-cure sur la résine et donc augmenter **T_g**. En revanche, l'absorption d'humidité par les résines va conduire à une diminution de **T_g**. Pour une structure sensée résister à une température élevée (mais inférieure à **T_g**), deux choix sont possibles : utiliser soit une résine avec une cure en froid mais ayant une haute **T_g** initiale, soit une résine ayant une **T_g** améliorée après une post-cure.

En cas d'incendie, le renforcement par collage extérieur par matériaux composite doit être protégé par une technique d'isolation.

II-3.9.b/ Humidité

La résine de la matrice absorbe l'eau. La quantité d'eau absorbée dépend du type de résine et de la température de l'eau. Les deux conséquences immédiates en sont la réduction de la température de transition vitreuse et l'adoucissement de la résine. Dans le cas d'une résine époxy, ces deux phénomènes sont partiellement réversibles lors du séchage : d'un point de vue de structure, l'époxy n'a pas de liens ester, les chaînes de polymère ne sont donc pas facilement hydrolysables. L'absorption maximale d'eau par une résine époxy est environ de 3 % en poids.

L'influence de la combinaison de la température et de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy polymérisée à froid est illustrée sur la **Figure II-12**.

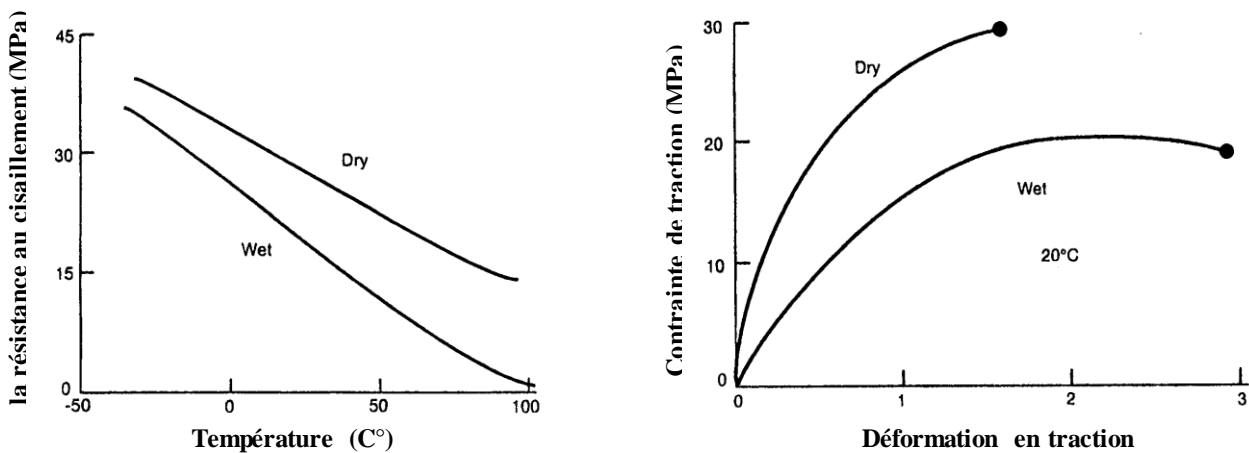


Figure II-8 Influence de la température et de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy (d'après Hollaway et Leeming, 2001)[38]

Néanmoins, il y a une grande différence entre les conditions de laboratoire où les éprouvettes de résines sont saturées en eau, et les conditions réelles en température et humidité auxquelles sont soumis des matériaux composites en place sur des éléments de structures réelles : la prise en eau potentielle sera plus faible et les conséquences sur le comportement réduites.

II-3.9.c/ Influence des ultraviolets

Les ultraviolets peuvent produire une réduction de la transmissibilité des rayons lumineux : la couleur du composite peut changer. Ce changement de couleur ou décoloration est dû à l'influence des rayons ultraviolets sur la résine de la matrice, n'implique aucune dégradation structurale ou physique. Les fibres de carbone ne sont pas affectées par les rayons ultraviolets.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux composites sont très légèrement influencées par les rayons ultraviolets.

II-3.9.d/ Fluage, corrosion sous contrainte

Le fluage des composites à fibres de carbone n'est pas un facteur déterminant pour le dimensionnement du renforcement d'éléments structuraux, car les structures renforcées ont généralement déjà subi leur propre fluage.

L'atmosphère ou l'environnement ambiant en est général insuffisant pour causer une corrosion du composite. Néanmoins, il peut y avoir corrosion lorsque le composite est soumis à un certain niveau

de contrainte : c'est la corrosion sous contrainte. Ce phénomène est dépendant du temps, du niveau de contrainte, du type de matrice et de fibres. Les fibres de carbone n'en sont que très légèrement affectées, lorsque le niveau de contrainte reste inférieur à 80 % de la résistance ultime : les niveaux de sollicitations réels des composites en place sont tels que les risques sont très limités.

III- CONCLUSION :

Toutes ces propriétés nous donnent un petit aperçu sur la qualité des matériaux utilisés dans notre travail, ainsi nous pourrions à titre non exhaustif comparer les différentes caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés.

CHAPITRE III:
TECHNIQUES DE REPARATION PAR
COLLAGE DES PLAQUES FRP

Introduction

A l'heure actuelle, les besoins en matière de réparation et de renforcement sont donc très importants. Aux Etats-Unis, selon les statistiques de l'Administration Fédérale des Routes, plus que 40% des ponts routiers nécessitent des réparations ou des destructions pour reconstruction. En France, selon une enquête faite par le SETRA, il existe, en 1995, 65000 ouvrages de plus de 5 mètres de portée dont environ 16 % nécessitaient des travaux urgents de réparation et environ 37% nécessitaient un entretien spécialisé. Face à ce problème, la réparation ou le renforcement par collage de matériaux composites s'avère être une technique prometteuse. De nos jours, le collage de matériaux composites est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées dans ce marché grâce aux avantages des matériaux composites: la facilité de mise en place, l'inertie à la température ambiante et la très bonne tenue à la fatigue.

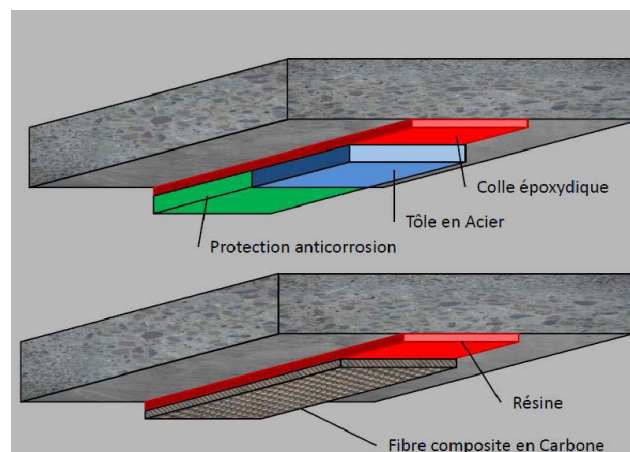


Figure III.1 : Schéma des renforcements par fibre de carbone et par tôle acier

I- LES PATHOLOGIES DU BETON ARME : (CAUSES ET CONSEQUENCES)

Les principales causes de dégradation des bétons proviennent des attaques physiques et chimiques supportées dans le temps par les structures placées dans un environnement plus ou moins agressif. Les dégradations peuvent provenir de défauts initiaux dus soit à une conception mal adaptée, soit à une mauvaise mise en œuvre des bétons.

I-1 - Les causes physiques de dégradation

Abrasion : Usure accompagnée d'une perte de matière consécutive au frottement d'un élément par un abrasif ou par le passage répétitif des piétons, véhicules et chariots industriels, etc.

Erosion : Perte de matière résultant du frottement d'un corps solide et d'un fluide contenant des particules solides en suspension et en mouvement.

Cavitation : Usure d'une structure hydraulique caractérisée par une perte de masse en présence de bulbes de vapeur qui se forment lors d'un changement brusque de direction d'un écoulement rapide de l'eau.

Chocs : Le béton éclate sous l'effet de chocs produits par des engins de transport ou de levage, des outils.

Surcharges : Il s'agit d'ouvrages ayant supporté des charges trop importantes qui ont entraîné des fissurations et des éclatements du béton.

Le feu : Les très fortes élévations de température lors d'un incendie par exemple, entraînent un éclatement du béton.

Cycle gel/ dégel : Après un nombre important de cycles gel/dégel, certains bétons peuvent se déliter en surface et se désagréger. C'est le cas des ouvrages de montagne, des chambres froides.

I-2 - Les causes chimiques de dégradation

Alcali-réaction ou cancer du béton : Réaction qui se produit entre la solution interstitielle du béton, riche en alcalin, et certains granulats lorsqu'ils sont placés dans un environnement humide. Des gels gonflants apparaissent en développant des micro-faïençages et un éclatement du béton.

Réactions sulfatiques : Les sulfates proviennent essentiellement du milieu extérieur. Ces ions ne sont pas passifs vis-à-vis de la matrice cimentaire et conduisent à la formation de certains composés chimiques expansifs tels que : L'étringite, le gypse et la thaumasite. Ces composés provoquent le gonflement du béton créant en son sein des tensions qui engendrent des fissurations.

Corrosion : Attaque des matériaux par les agents chimiques. Sur les métaux, la corrosion est une oxydation.

I-3 - Les autres causes de dégradation des bétons

Nous avons vu que les bétons se dégradent à cause des milieux dans lesquels ils sont placés car ils y subissent des agressions physiques et chimiques. Certaines causes, essentiellement dues à une mauvaise mise en œuvre, peuvent également participer à la dégradation des bétons.

- Mauvais positionnement des armatures

Les armatures (généralement en acier) placées trop près du parement béton lors du coulage provoquent à terme des fissurations de surface.

- Mauvaise qualité des bétons employés

Un béton trop faiblement dosé en ciment, mal vibré, présentera un aspect défectueux : nids d'abeilles, faïençage, fissures superficielles, trous laissant les armatures apparentes.

- Vibration trop importante

Une vibration trop longue peut entraîner une ségrégation du béton et par conséquent une mauvaise répartition des constituants. Les efforts mal répartis entraînent alors des fissurations et des élancements du béton.

- Absence de cure du béton

La cure du béton est indispensable par temps chaud venté. Sans protection de surface, le béton se fâïence en surface.

- Cycle humidité / sécheresse

Les cycles répétés d'humidité/sécheresse entraînent des variations dimensionnelles du béton pouvant créer des fissures et par conséquent la corrosion des aciers.

II- AMELIORATION DE LA RESISTANCE DES ELEMENTS STRUCTURAUX PORTEURS A L'AIDE DE MATERIAUX COMPOSITES RENFORCES DE FIBRES

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

Les termes «matériau composite renforcé de fibres», «composite amélioré» ou «polymère renforcé de fibres : «FRP» » sont généralement employés pour désigner les matériaux en fibres synthétiques telles que la fibre de verre, la fibre de carbone et la fibre d'aramide enchâssée dans une matrice (résine époxy ou vinylester). Les composites de fibres possèdent habituellement un rapport résistance-poids plus élevé que celui des matériaux de construction conventionnels tels que l'acier, et une excellente résistance à la corrosion.

Ces matériaux ont initialement été développés pour les industries aérospatiales et de la défense. C'est la hausse de la demande des matériaux de construction efficaces et durables qui entraîne une plus grande utilisation de ces matériaux composites améliorés dans les constructions civiles [34][60]. De récentes recherches et tentatives de développement ont révélé que ces matériaux permettraient de renforcer plusieurs structures en béton armé existantes (exemple : [60][75][60][76-79]). Les lamelles en polymère renforcé de fibres collées à l'extérieur, ont été introduites en

Allemagne et en Suisse vers le milieu des années 80 comme solution de rechange au procédé consistant à renforcer les poutres en béton à l'aide de tôles d'acier [80].

Dans le secteur de la construction, les lamelles en composite sont désormais préférées aux tôles en acier car elles sont plus faciles à utiliser et offrent plus de possibilités. Tandis que les tôles sont des matériaux plus appropriés aux surfaces plates et aux poutres, les lamelles en composite sont plus efficaces sur les surfaces rondes, telles que les poteaux, ou les surfaces plus larges, telles que les murs, [35].

II-1 Techniques de renforcement :

Bien que l'installation du système de renforcement avec des matériaux composites varie d'un fabricant ou d'un installateur à l'autre, le processus passe généralement par les étapes suivantes: [35]

1. Inspecter la surface de l'élément de structure à renforcer.
2. Réparer les fissures et les surfaces effritées 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.

II-2 Quelques applications des matériaux composites «FRP» en génie civil :

Le génie civil est actuellement peu consommateur de matériaux composites comparativement à d'autres secteurs tels que l'industrie de l'automobile ou celle de l'aérospatiale. Cependant, il existe de réelles perspectives dans les prochaines années quant à leur utilisation structurelle pour la réhabilitation des constructions civiles et industrielles. D'où l'intérêt et l'engouement apporté par les différents centres et laboratoires de recherche à travers le monde, pour étudier les différents aspects d'éléments structuraux en béton renforcés ou réparés par des «PRF». D'une manière générale, les matériaux composites du type polymère renforcé de fibres «PRF» présentent des

avantages considérables dès qu'il s'agit de la protection, la réparation et le renforcement d'ouvrages ou d'éléments d'ouvrages en béton armé tels que poutre, poteau, dalle ou mur.

II-2.1 Les poutres :

Le renforcement vis à vis la résistance à la flexion d'une poutre en béton armé simplement appuyée en utilisant les composites «PRF» est généralement réalisé par collage externe des lamelles «PRF» sur le support de la poutre concernée (**Figure III.2**). Avant l'application de la lamelle «PRF», le support doit être préparé. Le but de la préparation d'une surface adéquate est d'enlever la couche faible de la surface du béton et d'exposer la totalité du béton pour améliorer la liaison avec le «PRF», et de fournir une surface uniforme [81].

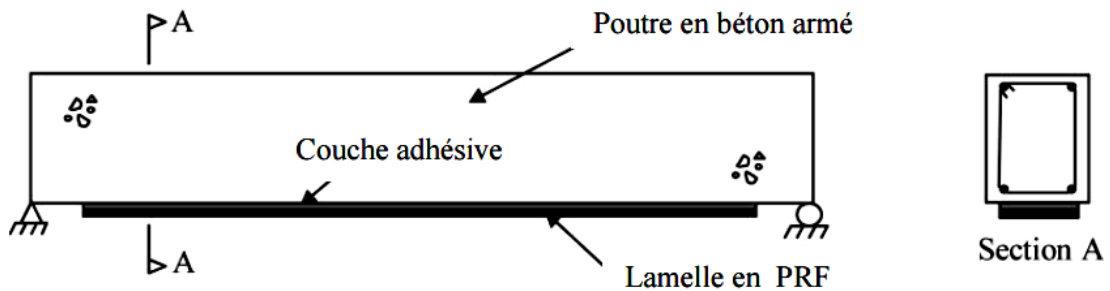


Figure III.2 : Une poutre en béton armé renforcée par une lamelle en PRF [60]

Les plaques «FRP» peuvent être préfabriquées, dans ce cas, quelques préparations de la surface de liaison de cette dernière peuvent être nécessaires. D'autre part, la plaque «FRP» peut être construite sur place par un procédé de stratification direct. Il y a plusieurs variations de la procédure de base. Ceux-ci incluent la précontrainte de la plaque, et la prévision d'ancrages tel que les bandes en U aux fins de la plaque pour réduire le risque des ruptures par décollement comme le montre la **Figure III.3** [26][82][83].

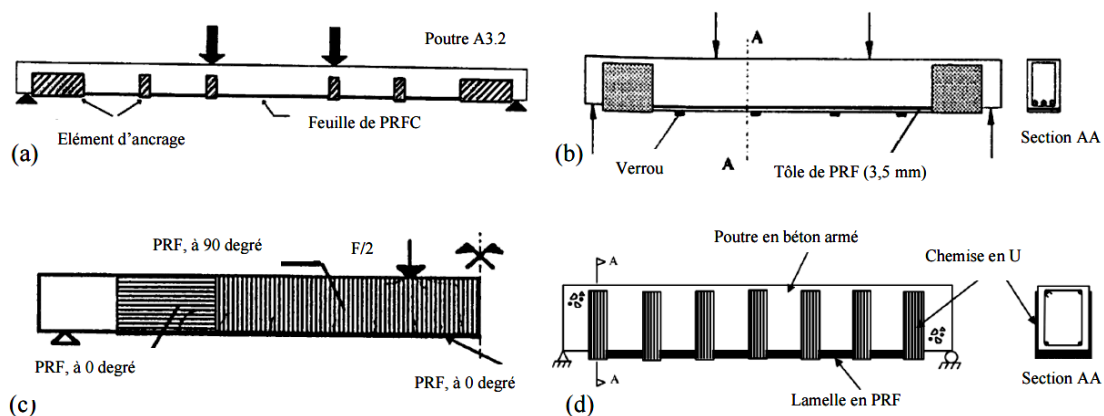


Figure III.3: Trois types d'ancrages utilisés ; (a) ancrage avec des chemises en U et des bandes en acier[51],(b) ancrage avec des chemises en U et des verrous en acier [82], (c) ancrage avec des tissus de «FRP» enroulés autour des trois côtés[39], (d) ancrage par des chemises de «FRP» en forme de U[83]

La Figure III.4 montre des courbes typiques de charge-déflexion à mi travée pour des poutres simplement appuyées renforcées par des lamelles «FRP» chargées par quatre points. Comparée à la poutre témoin, la poutre plaquée par «FRP» a enregistré un gain de force de 76%, mais avec une réduction de ductilité. Le gain de la capacité portante et la réduction de la ductilité sont les deux conséquences principales du renforcement des poutres par des plaques «FRP» [84]

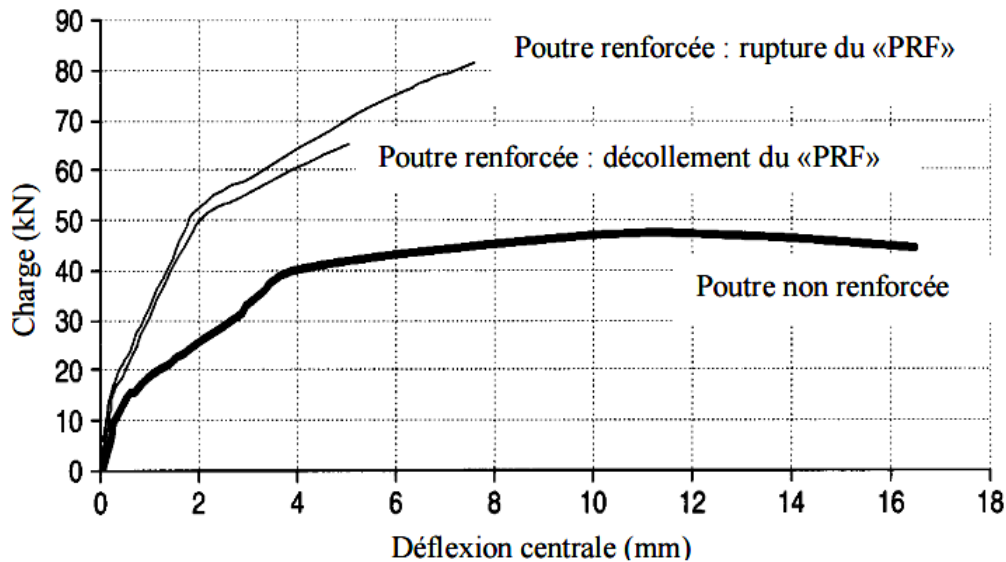


Figure III.4: Courbe typiques de charge-déflexion des poutres en béton armé renforcées et nonrenforcées avec des matériaux composites «FRP» [60]

II-2.2 Les dalles :

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 (Figure III.5a), ou bien des «FRP» avec des fibres dans les deux directions. D'autre part, le renforcement d'une dalle en béton armé travaillant dans les deux sens peut être concentré dans la région centrale ou dans la région des moments maximaux selon les besoins de renforcement mais dans ce cas les bandes/lamelles de «FRP» sont terminées loin des bords de la dalle (Figure III.5b).

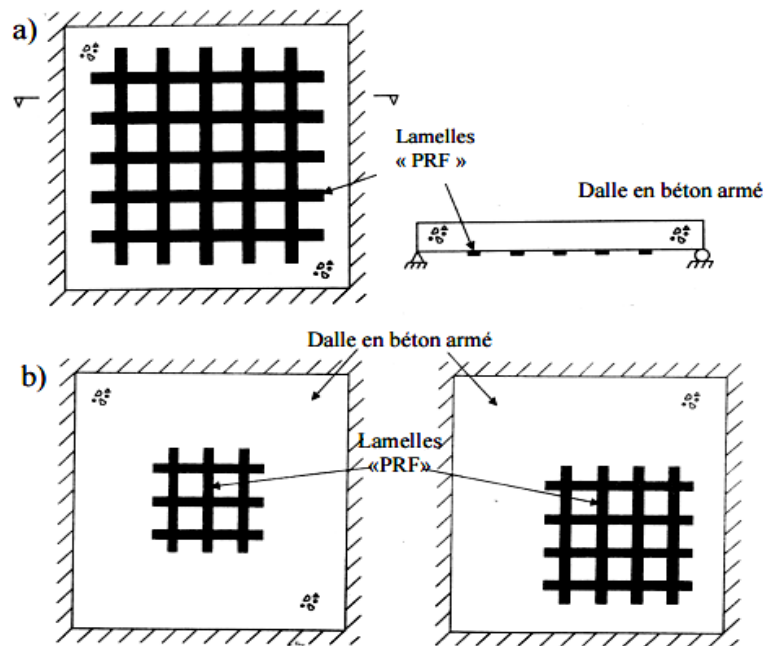


Figure III.5: Renforcement d'une dalle travaillant dans les deux sens par des lamelles en «PRF»:
(a) dans les deux directions, (b) concentrées en petites régions ciblées [60]

II-2.3 Les colonnes :

Plusieurs techniques différentes ont été développées pour renforcer ou réhabiliter des colonnes existantes en béton armé en utilisant des composites «FRP». Les méthodes de renforcement peuvent être classés en trois catégories en fonction de la méthode adoptée pour construire le composite «FRP» à savoir : la stratification au contact, l'enroulement filamentaire et le chemisage par coquille préfabriquée en «FRP». Une colonne peut être enveloppée complètement par des tissus «FRP» avec une ou plusieurs couches. Elle peut être aussi partiellement enveloppée en utilisant des bandes «FRP» sous forme d'une spirale continue ou des anneaux discrets. Dans le cas des colonnes en béton armé renforcées avec des matériaux composites, les «FRP» développent une résistance aux déformations dues aux charges axiales, qui résulte d'un confinement des contraintes développées dans le béton, ce qui améliora à la fois l'effort et la contrainte de compression ultime du béton [85]. De la **Figure IV.6**[86][87] on peut facilement observer que le confinement des colonnes avec des composites «FRP» a nettement augmenté la capacité et la ductilité des colonnes renforcées.

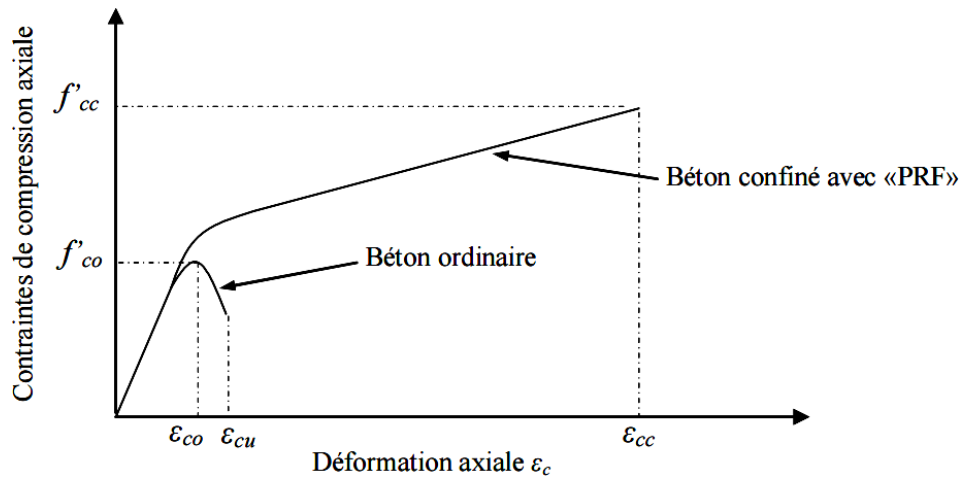


Figure III.6: Courbe (contraintes - déformations) idéalisée pour un béton confiné avec des matériaux composites «FRP»

II-2.4 Assemblages poteau-poutre

Les études sur le renforcement des assemblages poutre-poteau à l'aide de tissus de «FRP» sont très rares. Tout récemment, Pantelidis et al. (2000)[88] ont communiqué les résultats d'une étude expérimentale qu'ils ont effectuée à l'université d'Utah, Salt Lake City.

Des charges cycliques inversées ont été appliquées à deux spécimens de demi-grandeur, représentatifs des constructions des années 60, c'est-à-dire avec une résistance insuffisante. Des essais ont été effectués sur un spécimen non modifié et un spécimen renforcé avec un composite de «FRP» afin d'évaluer l'efficacité du polymère sur le plan du renforcement de la résistance au cisaillement. Il n'y a pas de renforcement transversal à la base de l'assemblage, et les barres longitudinales de la poutre ne sont pas proprement ancrées à la connexion.

Durant l'essai de chargement, le poteau était soumis à une charge longitudinale visant à simuler la charge produite par la gravité, tandis qu'une charge cyclique inversée était appliquée à l'extrémité libre de la poutre. Le deuxième spécimen a été renforcé à l'aide de tissus de «FRP» afin d'améliorer la résistance au cisaillement et la ductilité de l'assemblage (**Figure III.7**).

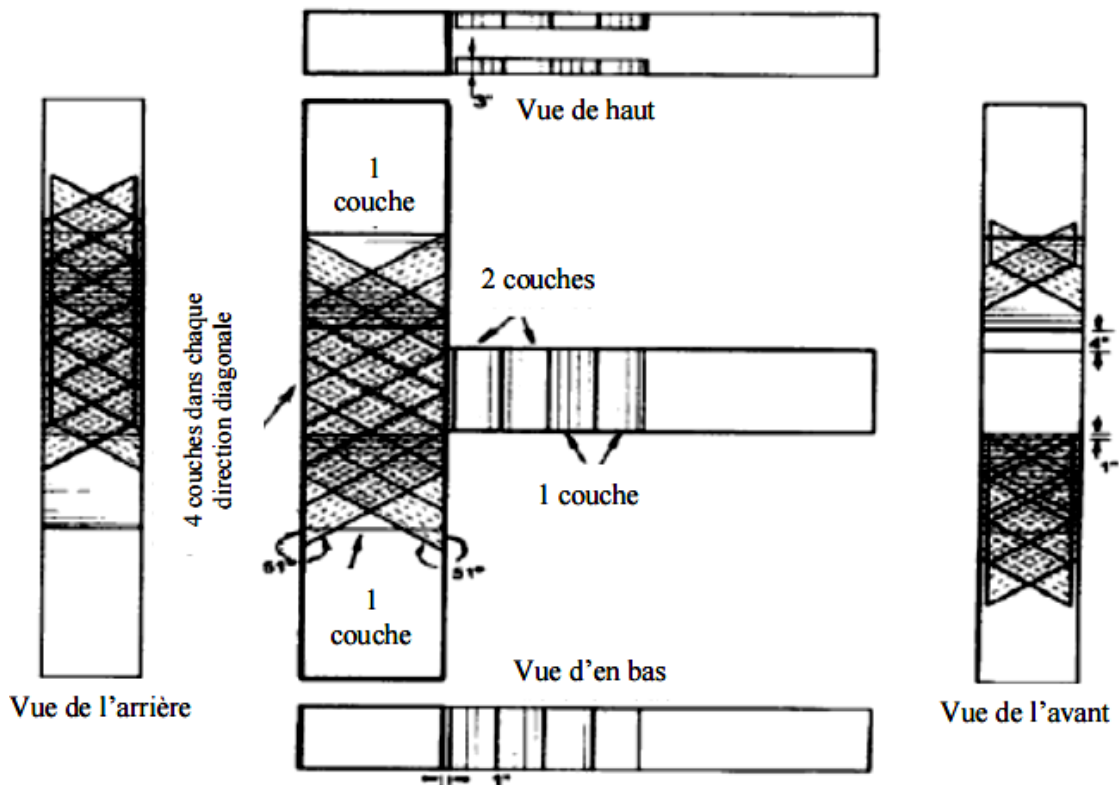


Figure III.7 Plan du renforcement du composite (Pantelidis et al. 2000)

III- DIFFERENTES TECHNIQUES DE MISE EN ŒUVRE

III-1 Mise en œuvre par moulage au sac :

Ce procédé permet d'obtenir des caractéristiques mécaniques élevées à court terme avec un contrôle des conditions de mise en œuvre et donc un niveau de performance instantané et différé important. Après avoir ragréé la surface de béton (injection de fissure, sablage, application d'un mortier polymère), les couches de tissus pré-imprégnés pour la réparation sont découpées et appliquées sur la zone à renforcer. Une couverture chauffante est ensuite appliquée sur la surface des tissus et une enveloppe étanche raccordée à une pompe à vide permettant d'appliquer une pression externe pendant toute la durée de polymérisation ou de polycondensation (**Figure III.8**).

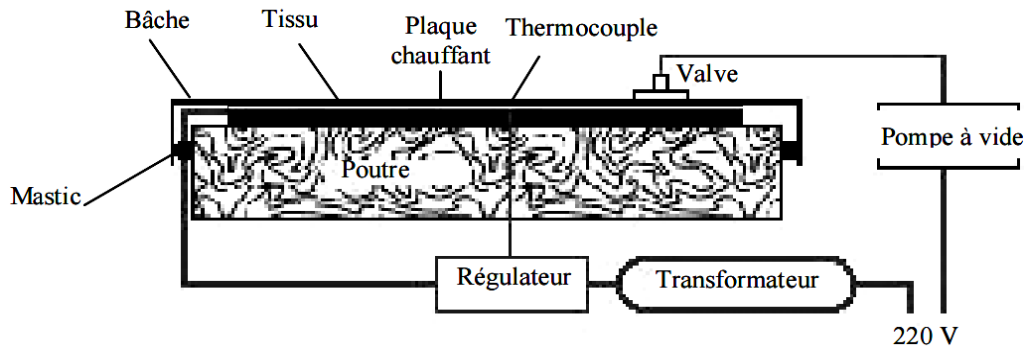


Figure III.8 Moulage au sac de tissus pré-imprégnés [89]

III-2 Mise en œuvre par stratification directe

En utilisant des matériaux qui polymérisent à température ambiante, il est possible de réaliser une stratification directe (stratification au contact), en respectant les étapes suivantes :

- Traitement de surface du béton (ponçage, sablage) ;
- Application d'une couche primaire d'imprégnation ;
- Découpe des lés de tissus ;
- Dépose des tissus ;
- Imprégnation et débullage des renforts ;
- Application d'une couche de protection (Gel-Coat).

Ce procédé présente l'avantage d'une mise en œuvre simplifiée (**Figure III.9**), mais le renforcement acquiert toute sa résistance au bout d'une semaine, et le contrôle de la qualité de l'application doit être soigné suivant les conditions de mise en œuvre



Figure IV.9: Confinement de colonnes [90]

III-3 Collage de plaques composites

Cette méthode se caractérise par le placage de plaques de composite, collées sur la surface par des colles époxy. Les plaques sont en carbone ou en verre et fabriquées par pultrusion. Ces plaques peuvent être mises en pré-tension grâce à de nouvelles techniques de mise en œuvre [91]. Les plaques sont des composites avec des fibres unidirectionnelles d'une épaisseur de 1,5 mm et d'une largeur de 150 mm en général (Figure III.10). Le procédé de collage est le suivant :

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

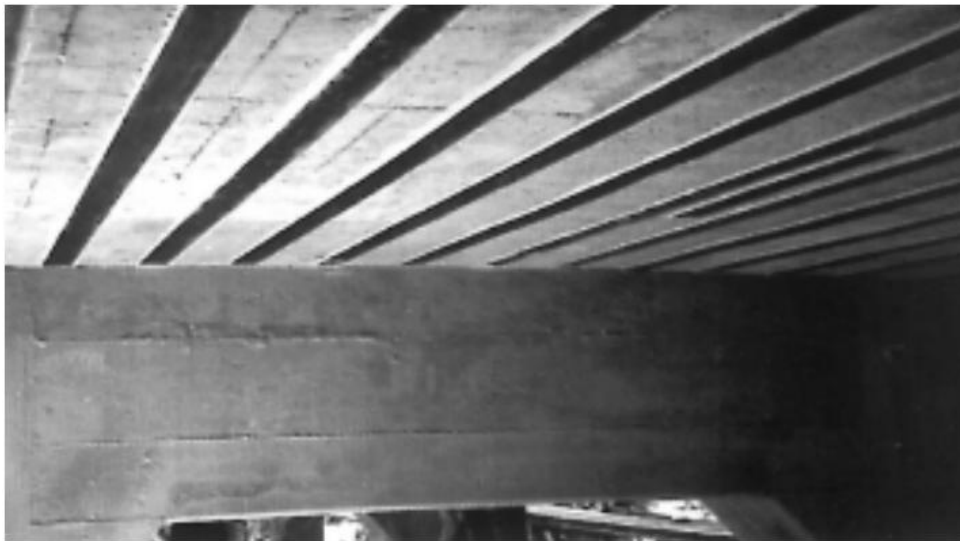


Figure III.10 : Procédé par collage de plaques [92]

III-4 Enroulement filamentaire

On désigne ainsi le procédé qui permet l'obtention d'une enveloppe en enroulant sur l'élément à renforcer, des renforts continus imprégnés de résine. Le renfort le plus couramment employé est le roving, car on utilise alors au mieux les propriétés de résistance à la traction des fils. Le procédé est également appelé bobinage filamentaire et, en anglais, filament winding. [93]. En génie civil, ce procédé est utilisé pour les colonnes de section circulaire (Figure III.11). Cette technique peut être

continue ou discontinue ; il s'agit alors de l'enroulement d'un renfort imprégné de résine autour de l'élément renforcé. L'enroulement est circonférentiel ou hélicoïdal.

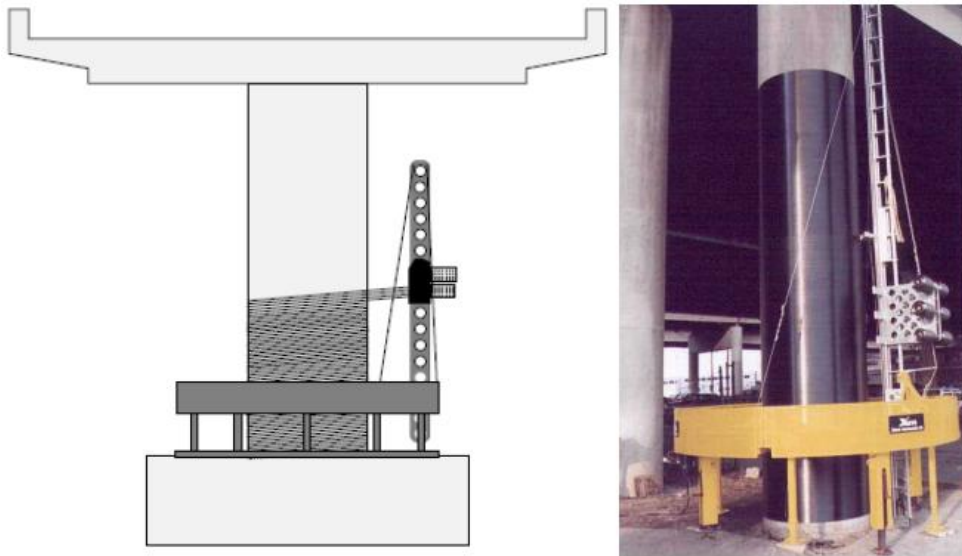


Figure III.11: Procédé de l'enroulement filamentaire [94][95]

III-5 Produit pultrudés

Le procédé de moulage par pultrusion permet la fabrication en continu de profilés pleins ou creux, de formes complexes avec, si besoin est, des épaisseurs différentes dans la section du profilé. Les résines les plus utilisées sont les résines polyesters et, plus rarement, les résines époxy et formophénoliques plus difficiles à mettre en œuvre. Les renforts utilisés sont à base de verre, de carbone ou d'aramide. Ces deux derniers sont utilisés sous forme de *rovings* ou de bandes de tissu. Le principe consiste à tirer, à travers une filière chauffée, des renforts imprégnés de résine, la polymérisation s'effectuant dans la filière (**Figure III.12**). À la sortie de cette dernière, le profilé est extrait par une machine de traction puis découpé à la longueur souhaitée [93] [96][60].

Les produits finis se présentent sous forme de bandes ou de joncs, plus ou moins rigides suivant les épaisseurs et les diamètres. La section des bandes les plus courantes est (100 x 1 mm), leur longueur, suivant la demande, varie de quelques centimètres à plusieurs centaines de mètres. D'après Luyckx (1999)[97] ce procédé a l'avantage d'être continu, automatisé, rapide et donc de

réduire le coût du composite. Il permet aussi de maîtriser les taux de fibres et de résine, et d'obtenir des formes profilées recherchées pratiquement de toutes les longueurs désirées.

À partir de ces bandes pultrudées, la technique de renforcement est similaire à celle du plat collé métallique, selon le procédé L'Hermite, mis au point en France vers 1965. Elle a démarré conjointement au Japon et en Europe, plus exactement en Suisse, au Laboratoire fédéral d'essais des matériaux et de recherches (EMPA : Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt) de Dübendorf à la fin des années 1980 sous la direction du Professeur Meier. Comparée à la technique utilisant l'acier, cette technique de renforcement permet de travailler avec des produits légers (1/5 de la densité de l'acier) ; elle a aussi l'avantage de nécessiter une pression de collage limitée et élimine les phénomènes d'oxydation.

Cependant, l'utilisation de cette technique, comme celle du plat collé métallique, permet difficilement de maîtriser les épaisseurs de la colle, en raison de la rigidité des aciers et des composites. L'application de ces renforcements sur des surfaces ayant des défauts de planéité ou sur des surfaces courbes ou non développables reste très limitée.

Dès les années 1980, des recherches ont démarré au Japon pour étudier le remplacement des structures en acier, formées de câbles toronnés et de treillis, par des structures résistant à l'oxydation. Les composites, à base de fibres de verre, d'aramide ou de carbone, se sont avérés d'excellentes solutions pour ce remplacement (FRP International 1997).

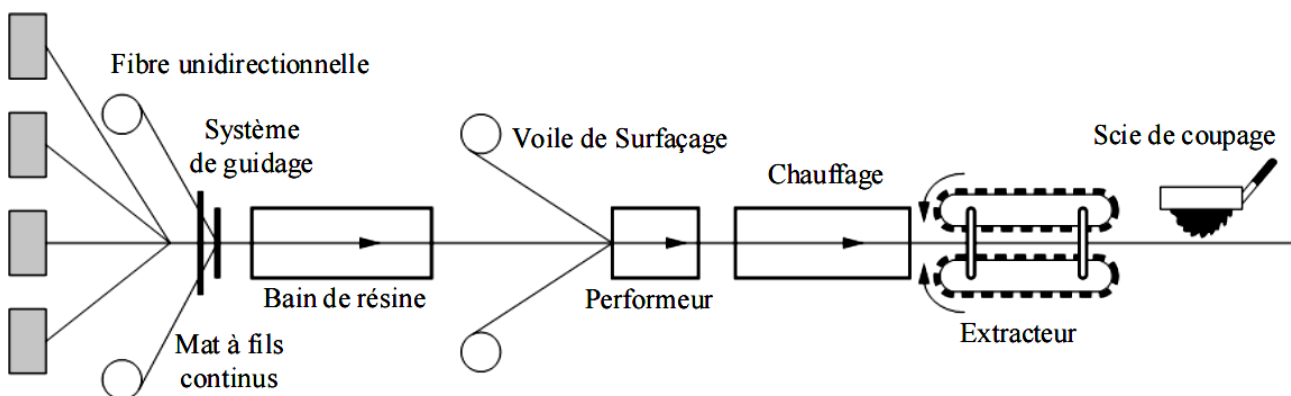


Figure III.12: Schéma du procédé de pultrusion [98]

CHAPITRE IV

**COMPORTEMENTS DES POUTRES EN
BETON ARME RENFORCEES PAR
MATERIAUX COMPOSITES**

I- INTRODUCTION :

La durée de vie souhaitée d'un pont est de l'ordre de 100 ans, mais elle se trouve écourtée du fait de nombreuses pathologies. La pathologie structurelle issue des erreurs de conception lors du dimensionnement ou lors de l'exécution, 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 théorique d'un pont. Par ailleurs, la dégradation des matériaux, comme la corrosion des aciers d'armature, est souvent la raison principale d'une insuffisance de capacité structurale.

A l'heure actuelle, les besoins en matière de réparation et de renforcement sont donc très importants. Face à ce problème, la réparation ou le renforcement par collage de matériaux composites s'avère être une technique prometteuse. De nos jours, le collage de matériaux composites est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées dans ce marché grâce aux avantages des matériaux composites: la facilité de mise en place, l'inertie à la température ambiante et la très bonne tenue à la fatigue. Cependant dans ce chapitre on s'intéresse essentiellement au comportement des poutres sous chargement statique.

II- COMPORTEMENTS DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES SOUS CHARGEMENT STATIQUE :

L'utilisation d'un tissu de matériaux composites (FRP) associé à des colles époxy sur des surfaces tendues ou sur des surfaces latérales est un moyen très efficace pour renforcer les poutres en béton armé, plus particulièrement, pour les poutres faiblement armées. Le collage du tissu sur des surfaces tendues augmente la résistance ultime des poutres renforcées et en diminuant la flèche des structures, il augmente également leur raideur (**Figure IV-1**) limitant ainsi la propagation des fissures. Ce phénomène permet de diminuer la corrosion des armatures et d'améliorer la durabilité des structures. Une des applications les plus courantes des matériaux composites pour le renforcement des structures en béton armé concerne les structures soumises aux sollicitations de flexion ou celles d'effort tranchant.

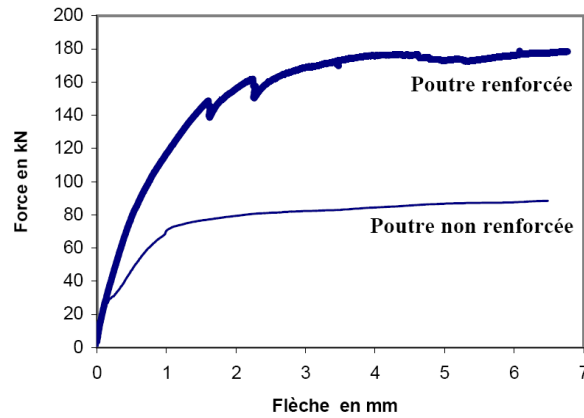


Figure IV-1 Comparaison de comportement entre les poutres renforcées et celles non renforcées [13]

II-1 Mécanismes De Rupture Des Poutres Renforcées :

Dans le cas de poutres renforcées sous sollicitation de flexion, quatre modes de rupture sont souvent constatées dans les études expérimentales : la rupture due à la flexion, celle due à l'effort tranchant, celle due au décollement du tissu et celle due à la rupture de l'enrobage du béton (**Figure IV-2**). Parmi celles-ci, le décollement du tissu et la rupture de l'enrobage du béton sont prématurés et souvent brutaux.

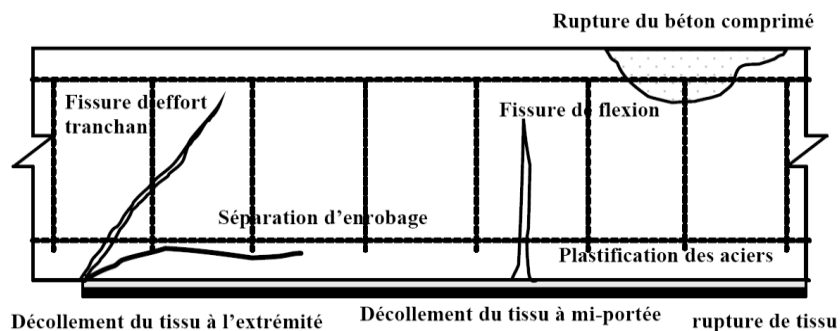


Figure IV-2 Modes de rupture des poutres renforcées de matériaux composites

La rupture en flexion des poutres renforcées est provoquée soit par la ruine du béton comprimé, soit par l'importante plastification des armatures tendues, soit par la ruine du tissu de FRP en traction. Le premier cas cité se produit brutalement lorsque les poutres sont fortement armées. Elles sont renforcées soit par trop d'armatures, soit par trop de tissu FRP.

En revanche, les deuxième et troisième cas concernent des poutres faiblement ou moyennement armées. Lors du dimensionnement des éléments, c'est la rupture par plastification des armatures qui est visée. Par ailleurs, les études expérimentales d'Arduini (Arduini et Nanni, 1997)[39] indiquent que les comportements statiques des poutres fissurées puis renforcées ne présentent pas de différences notables comparativement avec celui des poutres vierges (sans fissures) renforcées.

La rupture de poutres renforcées due à l'effort tranchant se produit lorsque la résistance à l'effort tranchant des poutres sans renforcement est insuffisante. Les fissures apparaissent d'abord à partir des extrémités du tissu longitudinal et sont inclinées vers le centre des sections droites de la poutre. Ce phénomène est dû à la concentration de contrainte provenant de la non continuité du tissu.

La rupture due à la rupture de l'enrobage de béton ou délaminage du tissu composite provient de la concentration de contrainte de cisaillement dans la couche de la colle (la couche du béton de l'enrobage). La résistance à la contrainte de cisaillement de la colle est plus élevée que celle du béton, le décollement de tissu se produit donc toujours entre le béton et la colle. Pour cette raison, sur le tissu décollé, il y a toujours des petits morceaux de béton. Dans les paragraphes ci-après, la rupture due à la séparation de l'enrobage ou délaminage du tissu est nommée rupture due au décollement de tissu.

Deux modes de rupture du décollement de tissu ont été observées (Sebastian, 2001)[40]: soit un décollement de tissu débute aux extrémités du tissu, puis se propage vers le centre de la poutre; soit un décollement de tissu se produit localement dans les endroits où le moment fléchissant est le plus important. Ce décollement de tissu se propage éventuellement vers les extrémités de tissu. Le premier mode de rupture provient de la concentration de contraintes à l'extrémité de tissu. La deuxième forme de rupture provient de l'importante déformation du tissu provoquée par la propagation de fissures dues à la combinaison des efforts tranchants et du moment fléchissant. Le décollement aux extrémités du tissu se produit habituellement lorsque trois conditions sont remplies (Sebastian, 2001) [40]: (1) une faible portée de l'effort tranchant, ce qui produit un cisaillement important et un décollement entre le tissu et la poutre, situé proche des appuis; (2) les extrémités du tissu sont éloignées des appuis; (3) l'application de tissu raide empêchant la flèche et produisant une contrainte de cisaillement élevée près des extrémités du tissu. Buyukozturk (Buyukozturk et al. 1998)[1] indique également que le décollement du tissu à partir des extrémités du tissu se produit souvent sur des poutres ayant une faible résistance à l'effort tranchant. En revanche, le décollement à mi-portée se produit sous les conditions suivantes (Sebastian, 2001): (1) une portée importante de l'effort tranchant, un moment de flexion élevé qui se produit proche de la mi-portée; (2) les extrémités du tissu sont très proches des appuis; (3) l'application de tissu mince.

II-2 Mécanismes de décollement aux extrémités du tissu :

La rupture prématurée provenant du décollement aux extrémités du tissu a été étudiée par plusieurs auteurs [12], [40], [41] et [43]. Les études expérimentales et théoriques relatives aux poutres renforcées indiquent que la haute concentration de contrainte au niveau des extrémités du tissu est à l'origine du décollement du tissu.

La distribution de la contrainte de traction dans le tissu est celle indiquée sur la **Figure IV-3**. Celle-ci augmente de zéro à une valeur constante, dans le cas d'une sollicitation en flexion 4points. L'effort de traction dans le tissu est équilibré par une force adhérente fournie par la colle sur une certaine longueur aux extrémités du tissu. Cette distance est la longueur de transfert mesurée à partir de l'extrémité du tissu, appelée longueur d'ancrage par Chajes [42]. Sur cette longueur, la contrainte de cisaillement entre la colle et le tissu varie entre un maximum à zéro (**Figure IV-4**). L'effort limite correspondant est l'effort de décollement, qui correspond à la force maximale que des structures renforcées peuvent supporter localement. La charge de décollement est donc déterminée par la résistance de la colle (la contrainte de cisaillement d'interface) et la longueur de transfert ou d'ancrage.

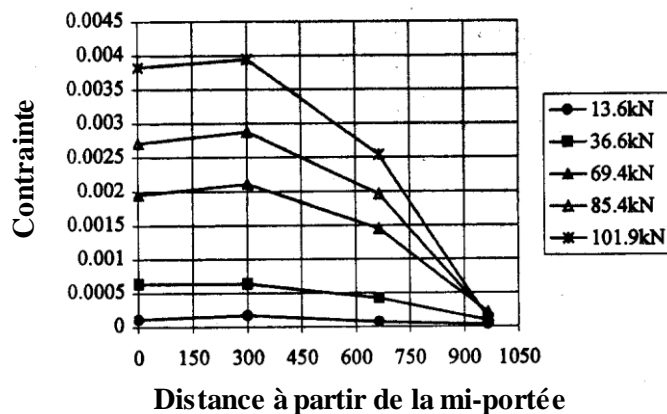


Figure IV-3 Distribution de la déformation d'un tissu (d'après Fanning et Kelly, 2001)[45]

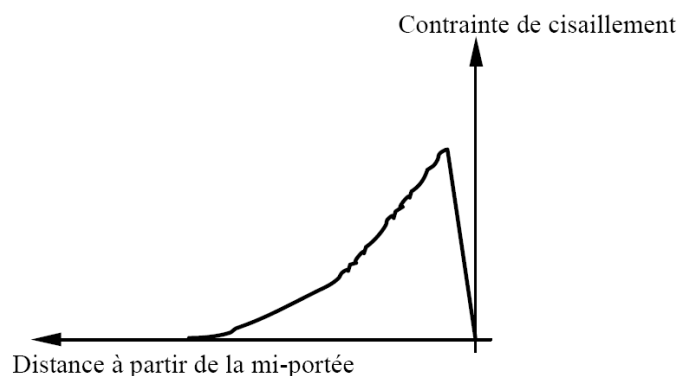


Figure IV-4 Distribution de la contrainte de cisaillement d'interface (le béton et le tissu)

Afin d'éviter le décollement aux extrémités du tissu, deux méthodes sont utilisées dans la littérature: soit une limitation de la valeur maximale de contrainte de cisaillement définie par Roberts [12] et [44], soit une limitation de la déformation du tissu à l'extrémité de la longueur de transfert définie par Nguyen [43]. Ces deux méthodes sont présentées dans les paragraphes suivants.

- Méthode de calcul de Roberts

Pour les poutres renforcées par matériaux composites, le tissu travaille par la transmission des contraintes de cisaillement entre le béton et le tissu par la colle. Afin d'éviter la rupture prématurée due au décollement du tissu, Sharif conseille de limiter la contrainte de cisaillement τ dans la couche de la colle. En utilisant les formules de Roberts et en prenant la limite de $\tau = 3,5 \text{ MPa}$ (provenant d'essais sur la colle utilisée), Sharif a déterminé de la force de décollement P des poutres renforcées de tissu de verre (GFRP). Dans le calcul, on fait l'hypothèse que l'action de composite (full composite action) est parfaite (il n'existe pas de glissement entre le tissu et la poutre). De plus, la structure renforcée se comporte élastiquement.

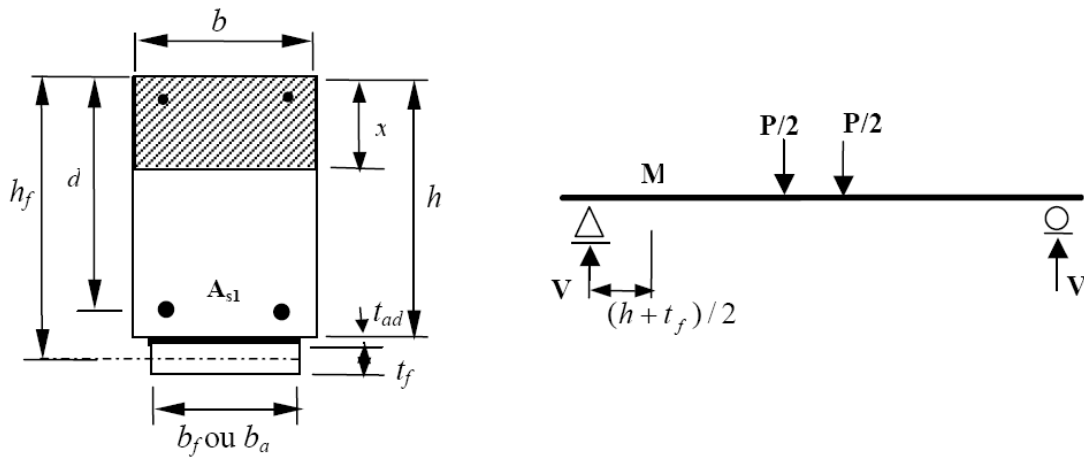


Figure IV-5 Dimensions de la section et charges

En utilisant la méthode de Roberts [44], la contrainte de cisaillement dans la colle τ à une distance de $(h+t_f) / 2$ mesurée à partir de l'appui s'exprime par :

$$\tau = \left\{ V + \left[\frac{K_S}{E_f b_f t_f} \right]^{1/2} M \right\} \frac{b_f t_f}{i b_a} (h_f - x) \quad (\text{IV-1})$$

Avec $K_S = G_a \frac{b_a}{t_{ad}}$ raideur de la colle en cisaillement

E_f = module d'Young du tissu de composite

t_f = épaisseur du tissu

h = hauteur de la poutre

b_f = largeur du tissu

b_a = largeur de la colle

x = hauteur de l'axe neutre

$$G_a = \frac{E_a}{2(1 + \nu_a)}$$

Avec G_a = module de cisaillement de la colle et E_a = module d'Young de la colle.

Dans le cas des poutres sous sollicitation de flexion quatre points, on a:

$$V = \frac{P}{2} \text{ et } M = \frac{P}{2} \left(\frac{h + t_f}{2} \right) \quad (\text{IV-2})$$

La charge de décollement du tissu est alors la suivante:

$$P = \frac{2\tau}{\left[1 + \left(\frac{h+t_f}{2}\right) \left(\frac{k_s}{E_f b_f t_f}\right)^{1/2}\right] \frac{b_f t_f (h_f - x)}{I b_a}} \quad \text{(IV-3)}$$

Où : V = effort tranchant

P = force totale appliquée sur la poutre

M = moment fléchissant à une distance de $(h + t_f) / 2$ mesurée à partir de l'appui

I = moment d'inertie

Dans les études expérimentales de Quantrill [41], en appliquant les formules de Roberts, les auteurs ont trouvé que la valeur limite de la contrainte de cisaillement à l'origine du décollement aux extrémités du tissu de poutres renforcées de tissu de fibres de verre (GFRP) variait entre 6,97 et 9,62 MPa. En revanche, cette limite calculée par des poutres renforcées de tissu de carbone (CFRP) était environ de 11,5 MPa. Or cette limite est plus importante que celle proposée par Sharif (3,5 MPa). Dans ce cas, les formules de Roberts surestiment la contrainte de cisaillement. De plus, la valeur limite de la contrainte de cisaillement est plus importante dans les poutres renforcées de CFRP (carbone) que celles renforcées de GFRP (verre). Triantafillou [46] indique également que le décollement aux extrémités du tissu se produit lorsque la valeur maximale de la contrainte de cisaillement atteint une limite d'environ 8 MPa. Cette valeur dépend de la résistance du béton. Les études de Quantrill[41] indiquent, par ailleurs, que plus la résistance de béton est élevée, plus la limite de contrainte de cisaillement est élevée. De plus, la valeur des contraintes de cisaillement de poutres renforcées par FRP avec une couche de colle de 1 mm d'épaisseur est plus importante que celles renforcées par FRP avec une couche de colle de 2 mm d'épaisseur.

La méthode de Roberts [44] a été appliquée aux poutres renforcées par des plats en acier, du fait de la différence de comportements mécaniques entre les aciers et les matériaux composites, son adaptation aux poutres renforcées de matériaux composites n'est pas toujours correcte. En bref, la contrainte maximale de cisaillement provoquant le décollement aux extrémités du tissu dépend de plusieurs facteurs, comme la résistance du béton, le matériau de renforcement ou l'épaisseur de la colle.

- Méthode de Nguyen

Les études de Nguyen [43] montrent que la distribution des déformations de tissu de carbone peut être distinguée en 3 zones (**Figure IV-6**): la zone sans contrainte (destress zone), la zone de développement du collage (bond development zone) et la zone d'action du composite (composite

behaviour zone). Entre la zone de développement du collage et celle d'action du composite, un point de transition est défini (transition point, **Figure IV-7**). Dans la zone sans contrainte, la déformation de tissu est quasiment nulle. Dans la zone d'action de composite, quelle que soit la longueur de tissu, avant la rupture du collage, les déformations du tissu de toutes les poutres croissent linéairement de zéro à une valeur comprise entre 0,0017 et 0,0023. Il est donc suggéré de limiter la déformation du tissu au point de transition pour éviter le décollement.

Dans l'hypothèse où la poutre renforcée fonctionne en action de composite parfaite, en négligeant la raideur de flexion du tissu et en utilisant la théorie élastique des poutres, la déformation du tissu au point de transition est calculée par la formule suivante:

$$\varepsilon_{pe} = \frac{1}{E_c} \frac{M_e}{I} (h_f - x) \quad \text{(IV-4)}$$

Où M_e = moment fléchissant au point de transition, I = moment d'inertie de la section fissurée, x = hauteur de l'axe neutre, h_f = distance entre le sommet de poutre et le centre de gravité du tissu et E_c = module d'Young du béton

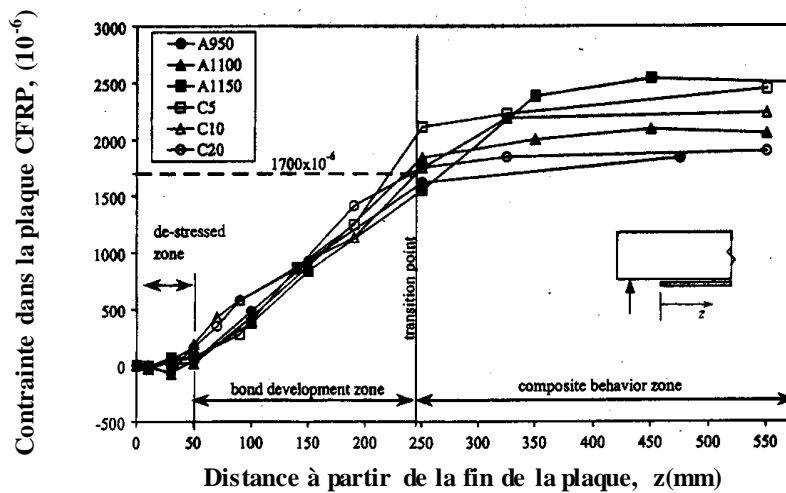


Figure IV-6 Distribution des déformations du tissu (d'après [43])

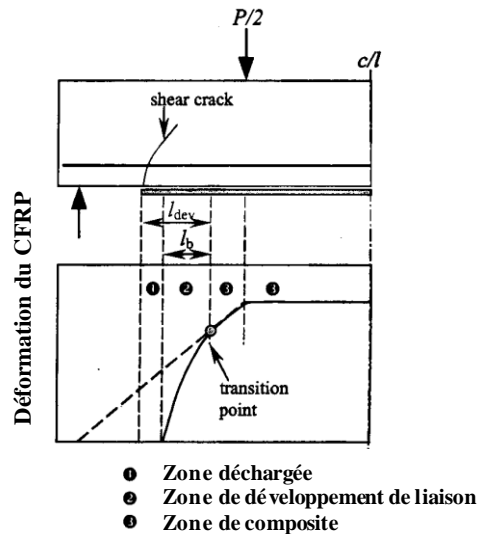


Figure IV-7 Modèle de matériau composite de poutre renforcée de CFRP (d'après [43])

La longueur de développement d'ancrage, appelée précédemment longueur de transfert (bond development length) est estimée par la relation suivante :

$$l_{dev} = c_m + \frac{h_f}{2} + \frac{4.61}{\lambda} \quad (IV-5)$$

$$\text{Avec } \lambda^2 = \frac{1}{E_F t_f} \frac{G_a G_c}{G_c t_{ad} + G_a c_m}$$

Où c_m = épaisseur d'enrobage du béton

t_f = épaisseur du tissu

t_{ad} = épaisseur de la colle

G_c, G_a = module de cisaillement du béton et de la colle respectivement.

La longueur de transfert est indépendante de la charge, de la longueur du tissu et de la longueur de la portée d'effort tranchant.

Par ailleurs, dans les études de Fanning[45], les auteurs ont trouvé que, quelle que soit la longueur de tissu de carbone, le décollement du tissu s'effectue lorsque le gradient de déformation du tissu, défini par la déformation maximale de celui-ci divisée par la longueur de tissu dans la portée d'effort tranchant (ϵ_{max} / a_l), atteint une certaine valeur (entre $4,2 \times 10^{-6}$ et $5,52 \times 10^{-6}$ par mètre dans cette étude). Dans l'hypothèse de la combinaison des déformations et de l'équilibre des forces dans la section, la charge de décollement du tissu peut être en être déduite.

En bref, le décollement aux extrémités du tissu est contrôlé soit par la valeur limite de contrainte de cisaillement dans la colle (Roberts, 1989 et Schalif et al., 1994), soit par la déformation dans le tissu au point de transition (Nguyen et al., 2001), soit par la valeur du gradient des déformations du tissu (Fanning et Kelly, 2001). Toutes ces valeurs limites visent à éviter le décollement aux extrémités du tissu et sont conditionnées par la charge extérieure.

Mais les études des autres auteurs (Triantafillou et Plevris, 1992, Quantill et al., 1996B) nous montrent que la résistance de béton joue aussi un rôle important vis-à-vis du décollement du tissu : il n'y a pas de consensus sur les méthodes de dimensionnement.

II-3/ Facteurs ayant une influence sur le comportement des structures renforcées :

Les poutres en béton armé renforcées par matériaux composites sont constituées de quatre matériaux : le béton, les armatures, la colle et le tissu. Le béton a un comportement différent en traction et en compression. Le comportement des armatures est élasto-plastique. La colle transfère des contraintes de cisaillement entre le béton et le composite. La modification du comportement ou la modification de la quantité de chacun ces quatre matériaux, comme la résistance du béton, le taux de renforcement des armatures tendues, les différents types de tissu, l'épaisseur de la colle ou celle du tissu, va affecter la réponse des structures renforcées.

En outre, des paramètres géométriques, comme la proportion de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur de poutre, la longueur de tissu, affectent également le comportement des structures renforcées.

II-3.1/ Influence du rapport de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur de la section (a_v/h)

Le rapport de la distance entre la charge et l'appui à la hauteur de section (a_v/h , **Figure IV-8**) est un paramètre important vis-à-vis du mode de rupture des poutres renforcées. Une petite valeur de a_v/h provoque souvent une rupture brutale par effort tranchant.

Pour des poutres en béton armé, un rapport a_v/h supérieur à 6 conduit normalement à une rupture de flexion, un rapport a_v/h entre 2,5 et 6 conduit à une rupture par combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant [47].

Dans le projet de recherche ROBUST relatif aux poutres en béton armé renforcées par matériaux composites [47], des poutres ayant un rapport variable :

$a_v/h = 3,0, 3,4$ et $4,0 \sim 7,72$ respectivement, ont été étudiées.

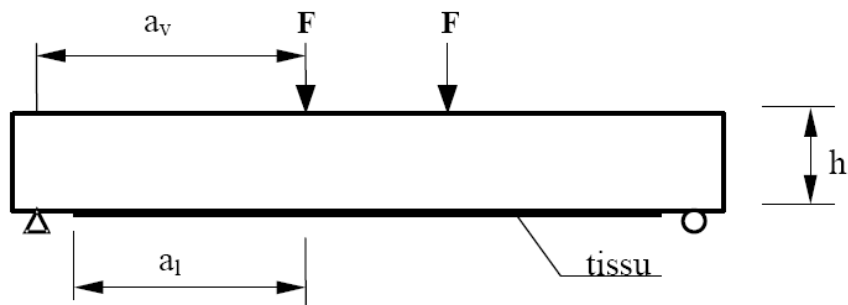


Figure IV-08 Définition des paramètres

Les résultats d'essais sont présentés sur la **Figure IV-09**. On constate que plus les valeurs du rapport a_v/h sont élevées, plus les moments de flexion ultime sont élevés, mais lorsque ce rapport a_v/h est supérieure à 6, l'influence sur la résistance ultime est quasiment nulle. Aussi, afin d'éviter une rupture prématurée, provenant du décollement du tissu, ancrer le tissu aux extrémités est un moyen très efficace. Mais, pour des poutres ayant un rapport a_v/h élevé (supérieure à 6), ce type d'ancrage ne modifie que très peu la résistance ultime de la poutre.

Enfin, le mode de rupture des poutres renforcées dépend de la valeur du rapport a_v/h :

- $a_v/h = 3,0$ un décollement, qui provient de fissures d'effort tranchant, se produit aux extrémités du tissu.
- $a_v/h = 3,4$ rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu, due aux fissures d'effort tranchant;
- $a_v/h = 4,0 \sim 7,72$ rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu. Cette rupture provient de la combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant.

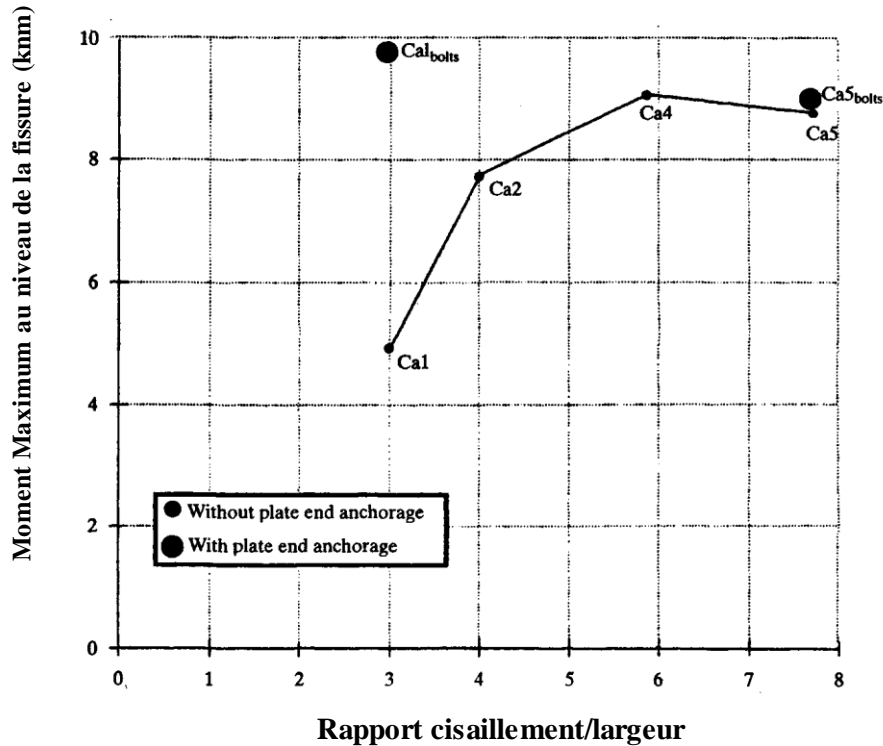


Figure IV-09 Moment ultime des poutres renforcées en fonction de la valeur a_v/h
(D'après[47])

Dans le cas de nos poutres courtes ($a_v/h = 1,5$), sans ancrages aux extrémités et sans renforcement latéral, le mode de rupture probable sera un décollement du tissu induit par des fissures d'effort tranchant.

I-3.2 Influence du taux de renforcement des armatures tendues :

Pour les poutres en béton armé renforcées par matériaux composites, le mode de rupture et le gain de résistance ultime apportée par le composite sont conditionnés par le taux de renforcement des armatures tendues.

Nguyen[43] a étudié des poutres $120 \times 150 \times 1500 \text{ cm}^3$ dont les taux de renforcement sont respectivement égaux à 0,39% et 4,36%. La rupture de la poutre faiblement armée renforcée (CFRP) est déterminée par une fissure d'effort tranchant près de l'extrémité du tissu. En revanche, la rupture de la poutre fortement armée provient de la rupture d'enrobage vers la mi-portée de poutre.

Rahimi[48] a effectué une étude similaire sur des poutres $200 \times 150 \times 2300 \text{ cm}^3$ renforcées par CFRP, dont le taux de renforcement des armatures est $\rho = 0,65\%$ et $1,68\%$ (Figure IV-10). On constate que l'augmentation de la résistance ultime des poutres où $\rho = 1,68\%$ (poutre type C, suffisamment armée à l'effort tranchant), est beaucoup plus limitée comparativement à celles où $\rho = 0,65\%$ (poutre type A, faiblement armée à l'effort tranchant; poutre type B, suffisamment armée à l'effort tranchant). Les ruptures des poutres de type C proviennent de la ruine du béton comprimé associé au décollement du tissu.

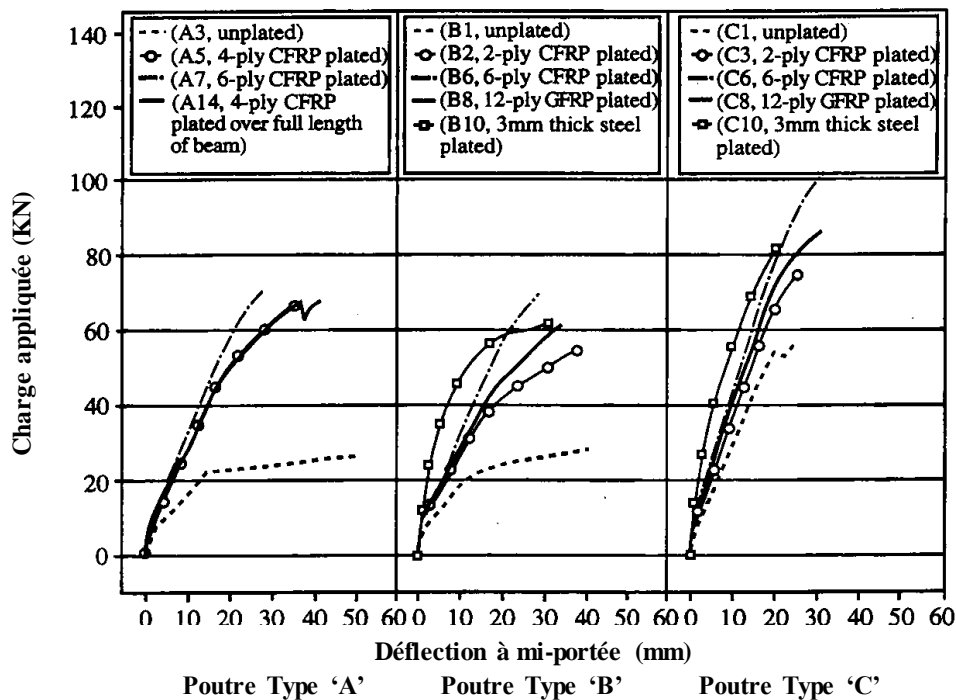


Figure IV-10 Influence du taux de renforcement des armatures tendues (d'après [48])

Ainsi, dans le cas d'une poutre renforcée fortement armée en partie tendue et suffisamment armée à l'effort tranchant, la rupture est provient de la ruine du béton comprimé et la résistance des armatures est loin d'être atteinte. C'est une rupture brutale et prématurée.

Pour des poutres faiblement ou moyennement armées, le renforcement par composite est efficace en terme de résistance ultime, d'où leur domaine d'application.

Néanmoins, dans le cas d'une poutre sans armature tendue et renforcée d'un tissu de verre (GFRP), la charge ultime mesurée est très inférieure à la valeur de calcul [49]: la rupture prématurée de cette poutre provient de fissures très ouvertes dues au moment fléchissant, le tissu dans les zones

fissurées se décolle : une quantité minimale d'armatures est ainsi nécessaire afin de limiter la largeur des fissures de flexion, et donc, d'éviter la rupture prématurée due au décollement du tissu.

II-3.3/ Influence de la longueur du tissu :

La distribution de contrainte en traction dans le FRP sur la longueur du tissu est schématisée sur la **Figure IV-5**. Elle augmente de zéro aux extrémités du tissu jusqu'à une valeur constante au milieu de la poutre. Dans certains cas, la différence de longueur de tissu provoque des modes de ruptures différents. Afin d'étudier l'influence de la longueur de tissu, Fanning [45] a réalisé des essais en flexion quatre points sur des poutres renforcées du tissu de CFRP en utilisant différentes longueurs de tissu et en faisant varier le rapport de la longueur du tissu par rapport à la distance entre la charge et l'appui (a_1/a_v , cf. **Figure IV-10**). Les poutres avec $a_1/a_v = 1$ (extrémités du tissu au niveau des appuis) se sont rompues du fait des fissures d'effort tranchant, situés au niveau du point de chargement, qui provoquent une rupture d'enrobage. En revanche, la rupture des poutres renforcées ayant une valeur de a_1/a_v plus petite (**0,5, 0,58, 0,65**) provient d'une rupture d'enrobage près des extrémités du tissu.

L'influence de la longueur de tissu sur la résistance ultime a été également étudiée par Nguyen[43]et Quantrill [41] sur des poutres ayant une valeur a_1/a_v relativement petite (environ 3). Pour les poutres renforcées avec un tissu où $a_1/a_v > 1$, les appuis fonctionnent comme des ancrages d'extrémités du tissu, qui empêchent le décollement, et augmentent considérablement la résistance ultime des éléments.

Les études réalisées sur des poutres réelles de 18 mètres de longueur dans le projet ROBUST [47] montrent que, quelle que soit la longueur de tissu, la rupture des poutres renforcées provient du décollement local de tissu.

Les résultats expérimentaux des études précédentes sur les poutres renforcées de tissu de carbone sont synthétisés dans le **Tableau IV-1**. Dans ce tableau, on constate que :

- pour $a_v/h < 3$ (poutres courtes), la longueur du renforcement inférieur ($a_1/a_v < 1$) n'a que peu d'influence sur la valeur de résistance ultime ;
- pour $a_v/h = 4,58$, la longueur du tissu influe sur la résistance de la poutre renforcée ;
- pour $a_v/h = 10,6$ (poutres longues), la longueur du renforcement ($a_1/a_v < 1$) influe peu sur la valeur de résistance ultime ;

- les ancrages du tissu ($a_l/a_v > 1$) conduisent dans tous les cas aux charges de ruptures les plus élevées.

Etude	portée de la poutre (cm)	Acier tendus	a_v/h	a_l/a_v	Charge ultime (kN)	Modes de rupture
Fanning et al., 2001	280	3R12 $\rho=1,04\%$	4.58	1	115	Rupture d'enrobage et décollement du tissu
				0.65	102	tissu et l'enrobage séparés à l'extrémité de tissu
				0.58	81	
				0.5	72	
Nguyen et al., 2001	133	3R10 $\rho=1,64\%$	2.93	>1	118	ruine du béton comprimé
				0.8	58.9	tissu et l'enrobage séparés aux extrémités du tissu
				0.74	57.3	
				0.57	56.2	
Quantrill à l'extrémité de tissu et al., 1996	90	3R6 $\rho=1,2\%$	3	0.93	40.8	tissu et l'enrobage séparés à l'extrémité de tissu
				>1	63.5	ruine du béton comprimé
Hollaway et Lemming (2001)	1800	précontraint	10.6	0.85	72	décollement local du tissu
				0.63	77	
				0.2	60	

Tableau IV-1 Influence de la longueur du renforcement sur la résistance ultime et le mode de rupture (ρ : taux de renforcement des armatures tendues)

II-3.4 Influence de la quantité de tissu :

La résistance ultime de poutres renforcées augmente avec la quantité de renforcement composite, mais pas de manière linéaire, du fait des différents modes de ruptures potentielles évoqués précédemment.

L'influence de la quantité de tissu longitudinal, sur la résistance ultime de poutres renforcées a été étudiée par plusieurs auteurs. Grace [50] a employé différentes quantités de tissu de carbone en

renforçant les zones de moment négatif de poutres faiblement ou fortement armées à l'effort tranchant (taux de renforcement à l'effort tranchant égal à 0,13% et 0,38%).

Dans les études de Rahimi [48], le tissu de carbone de différentes épaisseurs a été appliqué au renforcement de poutres faiblement ou normalement armées à l'effort tranchant (taux de renforcement à l'effort tranchant égal à 0,19% et 0,38%). Les résultats de ces études sont synthétisés dans le **Tableau IV-2**.

auteur	section de tissu (mm ²)	ρ	charge ultime (kN)	Modes de rupture
poutres faiblement armées à l'effort tranchant (cadres : 0,13~0,19%)				
Grace (2001)	60	1.4%	163	décollement du tissu dû aux fissures d'effort tranchant
	120	1.4%	178	
Rahimi (2001)	120	0.65%	63	séparation d'enrobage et décollement de tissu provenant de l'effort tranchant
	180	0.65%	65	
poutres fortement armées à l'effort tranchant (cadres : 0,38%)				
Grace (2001)	120	1.4%	163	décollement du tissu dû à la combinaison de l'effort tranchant et du moment fléchissant
	180	1.4	178	
Rahimi (2001)	60	0.65%	54	séparation d'enrobage et décollement du tissu
	180	0.65%	70	
	60	1.68%	76	ruine du béton comprimé et décollement du tissu
	180	1.68%	102	

Tableau IV-2 Influence de la quantité de tissu sur la résistance ultime

Dans ce tableau, on constate que l'augmentation de la section droite du tissu n'améliore pas la résistance ultime des poutres faiblement armées à l'effort tranchant, quel que soit le taux de renforcement longitudinal d'armatures. Les ruptures observées sont principalement provoquées par les fissures d'efforts tranchants, le tissu longitudinal n'améliore quasiment pas la résistance à l'effort tranchant.

En revanche, l'augmentation de la section droite du tissu améliore efficacement la résistance ultime des poutres fortement armées à l'effort tranchant quel que soit le taux de renforcement des

armatures tendues. La rupture provient soit du décollement du tissu, soit d'une fissure locale très ouverte due à la combinaison de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

Les études paramétriques d'Arduini [39] indiquent par ailleurs que l'amélioration de la capacité des poutres renforcées au moment fléchissant ne peut pas se faire en augmentant l'épaisseur du tissu, dès que la rupture provient du décollement du tissu ou de la rupture locale de l'enrobage du béton.

II-3.5 Influence de l'ancrage :

Le décollement aux extrémités du tissu et celui à la proximité de la mi-portée sont les raisons principales qui provoquent la rupture prématurée des poutres renforcées par matériaux composites. Ancrer le tissu aux extrémités ou aux voisinages de la mi-portée peut éviter cette rupture prématurée. L'ancrage améliore la résistance ultime, et augmente la ductilité des poutres renforcées. Il peut être réalisé de plusieurs façons: par des verrous, des plats ou des pinces en acier, par des mèches de carbone, par un collage du tissu ceinturant la section ou en forme de "U", ou bien encore par ancrage réalisé par un tissu longitudinal plus long que la portée (ancrage d'appuis).

Les résultats expérimentaux concernant des poutres de 1 mètre de long renforcées et ancrées aux extrémités dont la valeur a_v/h est égale à 3 (Hollaway et Leeming, 2001, Quantrill et al., 1996) indiquent que l'ancrage des verrous ou des appuis est efficace (**tableau IV-3**). Mais l'utilisation des verrous nécessite des trous dans le tissu, ce qui provoque des concentrations de contrainte et diminue donc localement la résistance du tissu. De plus, ces verrous métalliques peuvent être soumis à des sollicitations de fatigue.

L'ancrage du tissu par des plats en acier aux extrémités et à mi-portée a été étudié par Spadea[51] sur des poutres renforcées de 5 mètres de longueur et avec $a_v/h = 6$.

L'utilisation de cette technique n'améliore pas la charge de plastification des armatures longitudinales, mais améliore la charge ultime et la ductilité structurale de l'élément.

Des poutres précontraintes de 18 mètres de longueur renforcées de tissu de CFRP ont été étudiées dans le projet ROBUST [47]. La longueur du tissu de carbone est de 6 mètres ($a_l/a_v = 0,2$), et des verrous métalliques ont été employés: la charge ultime et la ductilité structurale sont améliorées.

Les résultats de ces études précédentes sont synthétisés dans **Tableau IV-3**. Quelle que soit la valeur a_v/h , l'augmentation de la charge ultime avec ancrage par rapport à celle sans ancrage est d'environ 30%. C'est l'ancrage d'appuis qui le plus efficace (+56%), mais difficilement réalisable pour des éléments réels de structures.

Etudes	a_v/h	Charge ultime (kN)	Amélioration	Ancrage	Modes de rupture
Quantrill et al., 1996	3	41	1	non	Séparation du tissu et de l'enrobage
		64	1.56	appuis	<i>Ruine du béton comprimé</i>
		52	1.28	GFRP en forme U	Séparation du tissu et de l'enrobage
		51	1.25	Epingle en acier	Rupture d'enrobage
Spadea et al., 1998	6	74.8	1	non	décollement brutal du tissu
		98.8	1.32	Plat en acier en forme U	décollement de l'ancrage
		98.8	1.31		glissement du tissu
Hollaway et Leeming, 2001	10.6	60	1	non	décollement local du tissu
		75	1.25	Verrous en acier	

Tableau IV-3 Influence du type d'ancrage sur la résistance ultime des poutres renforcées

III-METHODE DE CALCULS DE TYPERELEMENTAIRES

Les calculs réglementaires des éléments de structures en béton armé renforcées par matériaux composites, qui visent à se prémunir des ruptures présentées précédemment, s'appuient sur les hypothèses conventionnelles du calcul du béton armé :

- les sections droites restent droites après déformation;
- la résistance à la traction du béton est négligée;
- non glissement des aciers et du matériau composite par rapport au béton.

Ils s'effectuent aux Etats Limites de Service (ELS) et aux Etats Limites Ultimes (ELU).

III.1 Méthodes de calcul concernant la sollicitation de flexion

III.1.1 Méthodes de calcul aux ELS

Dans ce paragraphe, les méthodes de calcul de la Fédération Internationale de Béton [37] et celle de l'Association Française de Génie Civil [52] sont rapidement présentées. Par hypothèse, la

section droite est fissurée et le béton tendu n'est pas pris en compte. Les valeurs de contraintes du béton comprimé, des armatures tendues et du tissu longitudinal, la flèche et l'ouverture de fissure sont également à vérifier.

- Formules de calcul

Les contraintes dans une section droite de poutre renforcée sont calculées en appliquant la théorie élastique linéaire. Sous une sollicitation de flexion M , les calculs sont effectués en section fissurée comme suit (**Figure IV-11**).

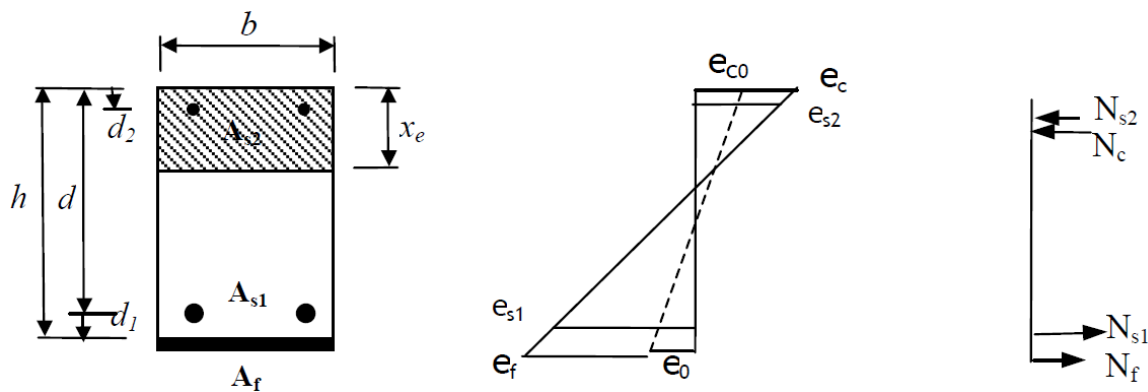


Figure IV-11 Analyse élastique linéaire d'une section fissurée et renforcée

La contrainte des fibres de béton le plus comprimé est :

$$\sigma_b = \frac{M x_e}{I} \quad \text{(IV-6)}$$

La contrainte dans les armatures tendues est :

$$\sigma_s = n_s M \frac{(x_e - d)}{I} \quad \text{(IV-7)}$$

La contrainte dans le renfort composite est :

$$\sigma_f = n_f M \frac{(x_e - h)}{I} \quad \text{(IV-8)}$$

Le coefficient d'équivalence entre acier et béton n_s est pris égal à 15 dans la méthode de l'AFGC [52]. Dans la méthode de la FIB [37] $n_s = E_s / E_b$. Le coefficient d'équivalence entre composite et béton $n_f = E_f / E_b$ pour la FIB et $n_f = (E_f / E_b) \times 1,5$ pour l'AFGC. Ici, E_f , E_s et E_b sont respectivement les modules d'Young du composite, de l'acier et du béton.

La hauteur de l'axe neutre x_e dans le cas d'une section rectangulaire renforcée est calculé par la formule (IV-9) dans la méthode AFGC.

$$b \frac{x_e^2}{2} + (n_s A_s + n_s A'_s + n_f A_f) x - n_s A_s d - n_s A'_s d' - n_f A_f h = 0 \quad \text{(IV-9)}$$

Dans la méthode FIB, la hauteur de l'axe neutre x_e , dans le cas d'une section rectangulaire renforcée, est calculée par la formule suivante:

$$b \frac{x_e^2}{2} + (n_s A_s + (n_s - 1) A'_s + n_f A_f) x - n_s A_s d - (n_s - 1) A'_s d' - n_f A_f \left(h - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} x \right) = 0 \quad \text{(IV-10)}$$

Où ε_0 = déformation initiale dans le tissu (valeur virtuelle)

ε_c = déformation actuelle des fibres extrémités du béton comprimé

Le moment d'inertie de la section renforcée est la suivante:

$$I = \frac{b x_e^3}{3} + n_s A_s (d + x_e)^2 + n_s A'_s (d' - x_e)^2 + n_f A_f (h - x_e)^2 \quad \text{(IV-11)}$$

Dans la méthode de la FIB, le coefficient d'équivalence n_s pour les aciers comprimée est remplacé par $(n_s - 1)$. Ceci signifie la section du béton occupée par les armatures comprimées est enlevée. Mais cela influe peu sur les résultats de calcul du fait de l'importante surface de béton par rapport à celle d'aciers. De plus, en tenant compte de la déformation virtuelle du tissu avant renforcement, la hauteur h est remplacée par $\left(h - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \right)$ dans la méthode FIB.

Dans le cas où la déformation ε_0 est très petite par rapport à ε_c , les hauteurs de l'axe neutre x_e calculées par la méthode FIB et par celle AFGC sont quasiment identiques.

III.1.2 Méthodes de calcul à l'ELU

Dans les paragraphes ci-après, les méthodes de calcul à l'ELU de la FIB (FIB bulletin 14, 2001) et de l'AFGC (AFGC, 2003) seront présentées.

- *Modèle de calcul à l'ELU de la FIB*

La ruine idéale des poutres renforcées provient de la plastification parfaite des armatures tendues associée à la rupture du béton comprimé, le tissu étant encore intact. Autrement dit, la poutre renforcée fonctionne en action composite parfaite. Mais la rupture prématurée due à la perte d'action composite, comme le décollement de tissu ou la séparation d'enrobage du béton, se produit assez fréquemment. La méthode de calcul FIB distingue ces deux cas.

a/ Action composite parfaite

L'hypothèse de compatibilité des déformations dans une section étant retenue pour ce calcul, l'influence de la charge initiale sur la poutre non renforcée doit donc être prise en compte. La position de l'axe neutre, les valeurs de déformations dans le béton comprimé ε_{c0} et en fibre tendue ε_0 dans une poutre fissurées et non renforcée sont déterminées par une approche ELS.

La déformation initiale ε_0 du composite s'écrit, avec h la hauteur de la poutre renforcée et x_0 la hauteur de la zone comprimée :

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0} \frac{h-x_0}{x_0} \quad (IV-12)$$

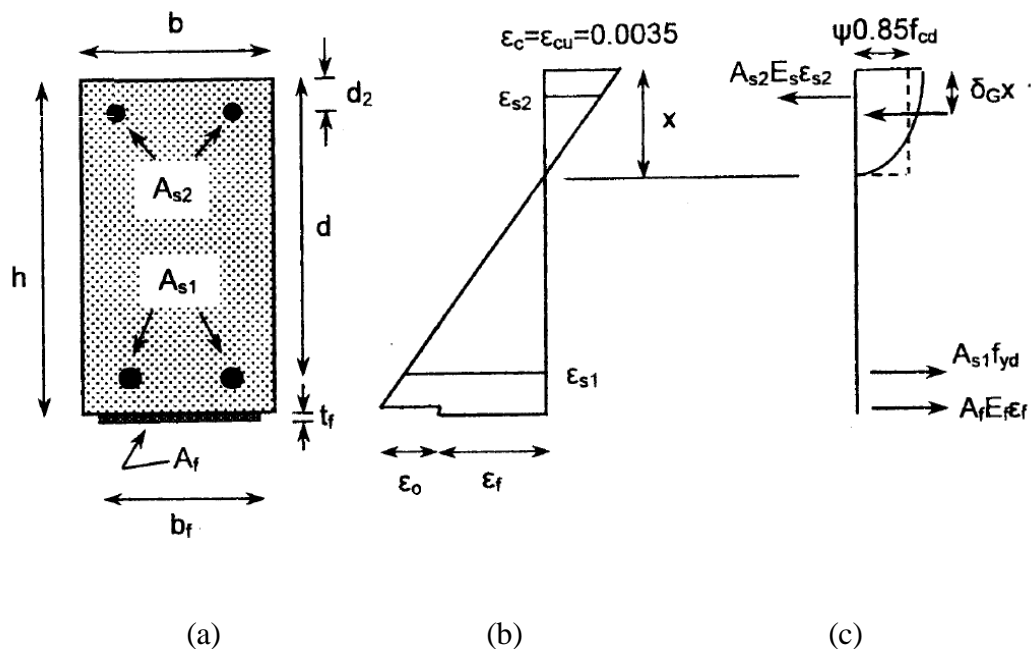


Figure IV-12 Analyse de la section en flexion à l'ELU: (a) géométrie, (b) distribution des déformations et (c) distribution des contraintes (d'après FIB bulletin 14, 2001)

Pour calculer la résistance d'une poutre renforcée en action composite parfaite, il faut déterminer la position de l'axe neutre x en utilisant la condition d'équilibre des forces dans la section (**Figure IV-13**):

$$0.85\psi f_{cd}bx + A_{s2}E_s\varepsilon_{s2} = A_{s1}f_{yd} + A_fE_f\varepsilon_f \quad (\text{IV-13})$$

Avec $\psi = 0,8$ (hypothèse conventionnelle du béton armé) et les conditions suivantes:

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x-d_2}{x} \text{ (Déformation des armatures comprimées)} \quad (\text{IV-14})$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{(h-x)}{x} - \varepsilon_0 \text{ (Déformation du composite)} \quad (\text{IV-15})$$

Et :

$$E_s\varepsilon_{s2} \leq f_{yd} \text{ avec } f_{yd} = \text{limite d'élasticité de calcul des armatures}$$

La capacité d'une poutre renforcée au moment fléchissant est alors la suivante:

$$M_{Rd} = A_{s1}f_{yd}(d - \delta_G x) + A_fE_f\varepsilon_f(h - \delta_G x) + A_{s2}E_s\varepsilon_{s2}(\delta_G x - d_2) \quad (\text{IV-16})$$

$$\delta_G = 0.4$$

La déformation des armatures tendues et celle du composite doivent vérifier les conditions suivantes (formule IV-17):

- 1) les armatures tendues sont plastifiées,
- 2) la déformation du composite ne doit pas dépasser la valeur limite ε_{fud}

$$\begin{cases} \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \\ \varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{d-x}{x} - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fud} \end{cases} \quad (\text{IV-17})$$

b/ Perte d'action composite

Pour une poutre renforcée, la perte d'action composite provient du décollement du composite dû aux fissures de flexion, du décollement aux extrémités du composite, du décollement dû à un défaut de planéité de la surface du béton et des fissures d'effort. Les méthodes de calcul qui tiennent comptes de ces ruptures potentielles sont présentées dans le bulletin FIB (cf. FIB bulletin 14, 2001).

- Modèle de calcul à l'ELU des recommandations de l'AFGC

Comme pour la méthode FIB, les hypothèses d'action composite parfaite et de compatibilité des déformations dans une section droite sont également posées dans la méthode AFGC. L'allongement unitaire des armatures tendues est de 1%, la limite du raccourcissement unitaire du béton de 0,35% et l'allongement unitaire de calcul du composite égale à :

$$\varepsilon_{fud} = \text{Min}(f_{fa} / E_f ; 0,85\%) \text{ avec } f_{fa} = \frac{\alpha_f f_{fu}}{\gamma_{fu}}$$

Dans le cas des stratifiés in situ carbone – époxy et $\gamma_{fu} = 1,6$.

En plus des deux pivots A et B du BAEL91, la notion de pivot D, qui correspond à l'atteinte de l'allongement ultime de calcul du composite ε_{fud} , est introduit dans ce calcul pour les poutres renforcées (Figure IV-13). Ici, ε_{c0} est la déformation des armatures au moment du renforcement. Il y a donc 3 cas de calcul introduits ci- dessous:

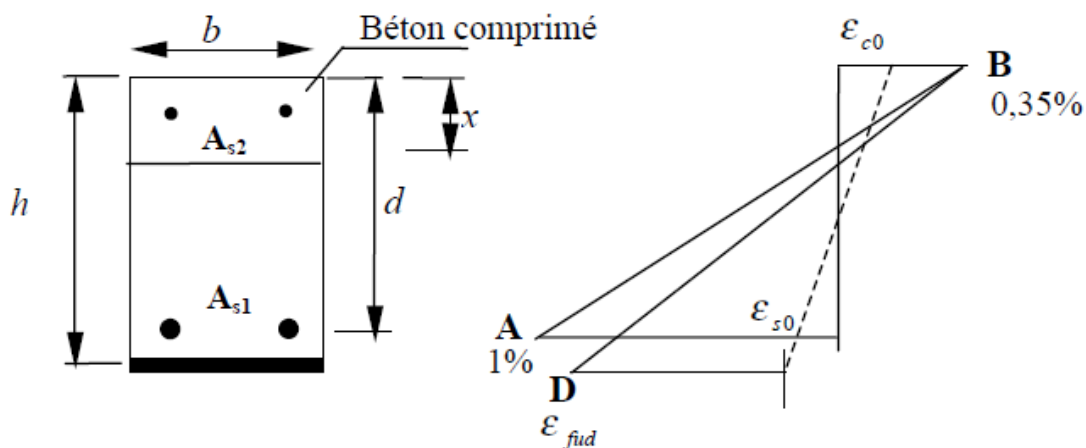


Figure IV-12 Diagramme des pivots (A, B et D) (d'après [52])

Le premier cas concerne la droite AB. En prenant $\frac{h-x}{d-x} = 1,1$ la condition à remplir est la suivante :

$$1,1(1\% - \varepsilon_{s0}) < \varepsilon_{fu} \quad \text{(IV-18)}$$

L'expression du moment fléchissant résistant correspondant au diagramme de déformations AB est la suivante:

$$M_{cu} = 0,8 x b f_{cu} (d - 0,4x) \quad \text{(IV-19)}$$

Avec : $f_{cu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_c}$ la résistance de calcul du béton à la compression, fonction de la résistance caractéristique f_{cj} et avec $\gamma_c = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales et θ un coefficient en fonction de la durée d'application des charges.

Dans ce cas, le moment maximal repris par les armatures tendues supposées plastifiées et celui repris par le composite sont les suivants :

$$M_s = A_f f_{yd} Z_a \text{ (Armature)}$$

$$M_f = A_f E_f \varepsilon_{fd} Z_f \text{ (Composite)}$$

Avec :

$$Z_a = d - 0,4x \approx 0,9d \quad Z_f = h - 0,4x \approx d$$

$$\varepsilon_{fd} = \min\{1,10 (1\% - \varepsilon_{s0}); \varepsilon_{fud}\} \quad \text{Et } f_{yd} = \text{limite d'élasticité de l'armature}$$

Le moment ultime de la poutre renforcée est alors :

$$M_u = \text{Min}\{M_{cu}; M_s + M_f\}$$

Le deuxième cas concerne la droite BD, les armatures sont plastifiées, la déformation des armatures tendues ε_{se} doit vérifier, avec ε_{se} la déformation élastique limite de l'acier d'armature et le coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$:

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_{yk} / \gamma_s}{E_s} = 0,217\% < \varepsilon_{fu,d} < 1,10 \times (1\% - \varepsilon_{s0}) \quad \text{(IV-20)}$$

Le moment ultime de la poutre renforcée est $M_u = \text{Min}\{M_{cu}; M_s + M_f\}$

Le troisième cas concerne la droite BD, mais les armatures passives ne sont pas plastifiées :

$$s_s = \varepsilon_{s0} + 0,91\varepsilon_{fud} < \varepsilon_{se} = \frac{f_{yk} / \gamma_s}{E_s}$$

Avec S_s = déformation élastique des armatures tendues

Le moment repris par les aciers tendus est cette fois $M_s = AE_s \varepsilon_s Z_a$

IV- TENUE A LA FATIGUE DES POUTRES RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES

Dans les codes de calculs ou recommandations existantes traitant du renforcement par composites, il n'est jamais fait état de la tenue des renforts composites en fatigue, et de leur conséquence en terme de dimensionnement. Il s'agit alors, afin d'établir une base de connaissance qui sera utilisée dans l'analyse des résultats d'essais de fatigue sur éléments pré-fissurés puis renforcés du chapitre II, d'effectuer une revue des différents phénomènes relatifs à la fatigue du béton armé et du béton armé renforcé.

IV-1 Fatigue des poutres en béton armé non renforcées

La fatigue est caractérisée par des déformations irréversibles sous forme de fissures. Ces dernières se forment et se développent jusqu'à rupture soudaine des structures. La fatigue du béton armé concerne celle du béton et surtout celle des armatures. Les différentes études sur la fatigue ont conduit à la définition de courbes "S-N" (courbes de Wöhler). Ces courbes présentent le point de rupture d'un élément soumis à une variation de contrainte σ définie en ordonnée en fonction du nombre de cycle défini en abscisse. L'échelle en abscisse est logarithmique. Les courbes S-N constituent les principaux outils permettant aux concepteurs de dimensionner les structures à la fatigue.

IV-1.1 Fatigue du béton

La première courbe S-N concernant le béton date de 1903 [53]. Depuis, de nombreuses études ont concerné ce problème. La fatigue du béton fait l'objet d'un processus progressif : dans un premier temps des micro-fissures apparaissent et se propagent. Puis, ce premier phénomène provoque des macro-fissures. La diffusion de ces dernières achève le processus en provoquant la rupture brutale

du béton. Généralement, trois étapes se distinguent dans le développement des déformations au cours du processus de fatigue: une première étape de croissance rapide jusqu'à 10% de l'endurance totale, une deuxième étape de croissance uniforme de 10% à 80% de l'endurance totale, et enfin une troisième étape de croissance rapide jusqu'à rupture (**Figure IV-13**)

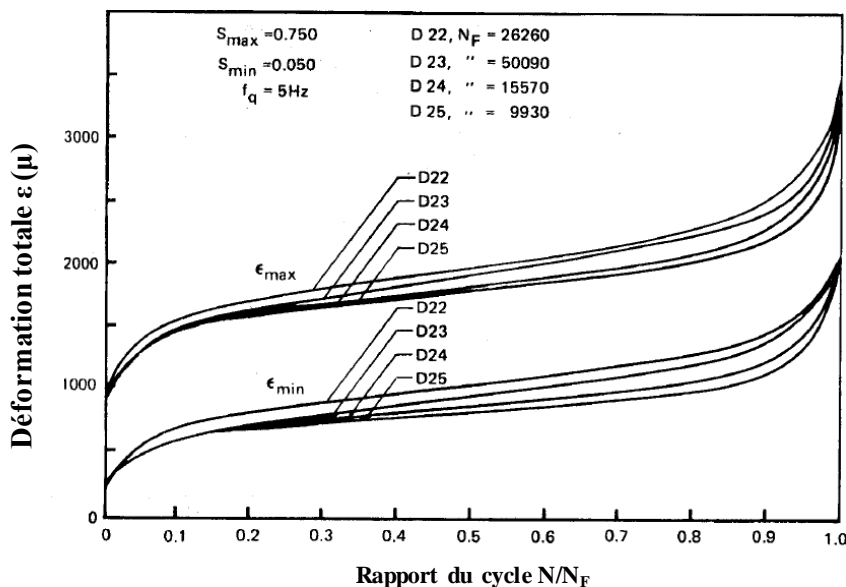


Figure IV-13 Développement des déformations [53]

Le comportement en fatigue du béton diffère selon le type de chargement. Le comportement sera différent selon qu'il s'agisse d'un chargement en traction ou en compression. De plus, la variation de la déformation volumique est influencée par le niveau de chargement en compression cyclique [36]:

- si l'éprouvette est soumise à un chargement faible (inférieur à 30% de la charge de rupture), l'éprouvette se compacte davantage à chaque cycle. Il y a consolidation du béton,
- sous un chargement moyen (entre 30 et 80% de la charge de rupture), l'éprouvette se consolide dans un premier temps, puis une expansion se crée pour aboutir rapidement à une rupture,
- sous un chargement élevé (au-delà de 80% de la charge de rupture), il n'y a plus de consolidation, la phase d'expansion commence dès le début et la rupture survient rapidement.

(D'après Hamelin et Ferrier, 2001) décrit l'endommagement du béton sous sollicitation de fatigue. Il distingue trois types de déformations qui en s'accumulant provoquent l'endommagement du béton : les déformations dues au fluage cyclique sous les actions des contraintes moyennes, les déformations irréversibles dues à l'endommagement du béton, les déformations dues à la variation du module d'élasticité.

La résistance à la fatigue du béton sous chargement en compression et en traction est définie par Aas-Jackobsen, Tepfers et Kutti[53] ci-après:

Fatigue du béton en compression:

$$\sigma_{max}/f_{cm} = 1 - \beta(1 - R)\text{Log}N$$

Fatigue du béton en traction:

$$(\sigma_{max} - \sigma_{min})/f_t = 1 - \beta(1 - \sigma_{min}/f_t)\text{Log}N$$

Avec : $R = \sigma_{max}/\sigma_{min}$

β un coefficient de matériau ($0.064 < \beta < 0.08$), f_{cm} la résistance statique du béton en compression, f_t la résistance statique du béton en traction et N le nombre de cycles à la rupture.

Généralement, pour les bétons courants, il y a peu de risque de rupture due à la répétition de variation de contraintes. Lors d'absence de données sûres, la résistance à la fatigue du béton à 10 millions de cycles peut être prise égale à environ 55% de la résistance statique en compression [53]. Dans le règlement français BPEL91, le problème de la fatigue du béton ne se pose pas lorsque les contraintes sont inférieures à 60% de la contrainte ultime du béton en compression.

IV-1.2 Fatigue des armatures

L'endurance d'un élément métallique (en traction ou en flexion) est liée à deux phénomènes compétitifs:

- d'une part les concentrations de contraintes locales créent des déformations plastiques et engendrent des glissements irréversibles au cours des cycles successifs, ce qui provoque l'endommagement du métal. Ces phénomènes entraînent la formation de fissures et leur propagation.

- d'autre part, le métal a une capacité d'adaptation et d'accommodation. En effet, les contraintes internes sont relaxées suite à la création des déformations plastiques, ce qui entraîne la disparition des concentrations des contraintes. L'accommodation est la faculté du métal à modifier son aptitude à supporter les chargements cycliques par la consolidation liée à l'écroutissage et par le durcissement qu'entraîne le vieillissement du métal écroui.

La complexité des mécanismes liés au comportement et aux propriétés de l'acier (plasticité, écroutissage, relaxation, et accommodation) entraîne une sensibilité de la résistance en fatigue des aciers à de nombreux paramètres.

Par ailleurs, on remarque que lors d'essais sur des barres de diamètre différents, la résistance en fatigue diminue lorsque le diamètre des barres augmente (**Figure IV-14**). En effet, il existe une plus grande probabilité qu'il y ait un défaut sur une section plus importante. La soudure et la corrosion diminuent la tenue en fatigue des armatures. Et le crantage des armatures augmente l'adhérence entre les aciers et le béton, mais diminue leur résistance en fatigue.

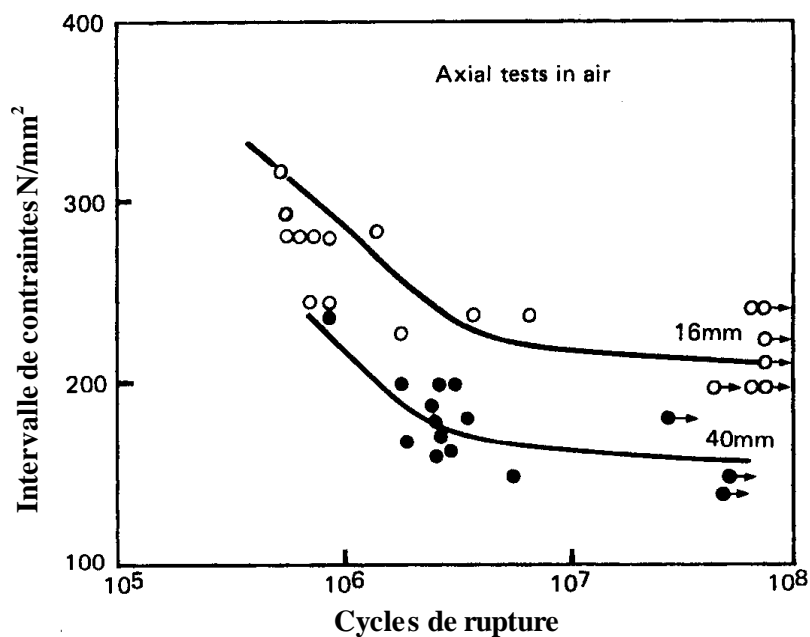


Figure IV-14 Influence du diamètre d'armature sur la tenue à la fatigue [53]

Les courbes S-N d'un acier sont composées trois domaines (**Figure IV-15**). L'endurance illimitée correspond au domaine des grands nombres de cycles ($N > 10^6$ cycles). Le domaine d'endurance

limitée est le domaine pour lequel la rupture du matériau se produit systématiquement. Le domaine de faible durée de vie ($N < 10^4 \sim 10^5 \text{ cycles}$) est le domaine de fatigue oligocyclique.

Les risques de rupture en fatigue des armatures se situent dans les domaines oligocycliques et d'endurance limitée, donc pour des amplitudes de contraintes relativement élevées

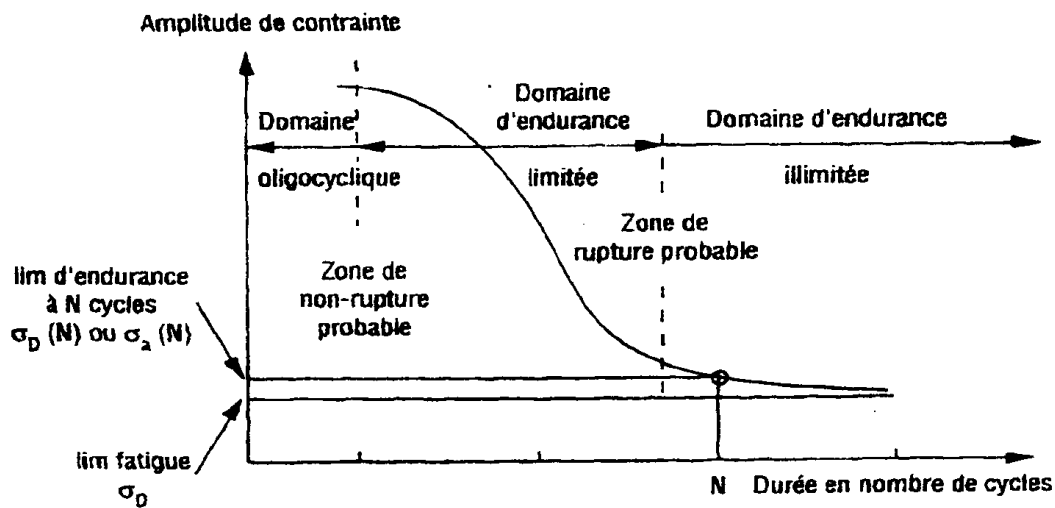


Figure IV-15 Courbe de S-N pour aciers (d'après [36])

Dans nos essais, nous viseront des ruptures relativement rapides pour des éléments en béton armé non renforcés, pour des niveaux de contraintes représentatifs de charges de service réelles, et un nombre de cycle à rupture supérieur à $2 \cdot 10^6 \text{ cycles}$ pour les éléments renforcés.

IV-1.3/ Fatigue du béton armé

Il existe deux types de ruptures en fatigue d'éléments en béton armé [53]: en flexion ou en effort tranchant. En flexion, la ruine provient soit de la rupture en fatigue du béton comprimé, soit de la rupture en traction des armatures tendues pour des poutres moyennement armées.

Dans le deuxième cas, qui concerne des poutres fortement armées où des fissures d'effort tranchant se développent et interceptent des fissures de flexion, et il est quasiment impossible d'estimer le nombre de cycles à la rupture.

IV-1.4/ Fatigue des poutres renforcées par matériaux composites

Sous chargement statique et de fatigue, une part des efforts est reprise par le composite collé en face tendue, et les amplitudes de contraintes dans les armatures métalliques sont plus faibles que pour un élément non renforcé soumis à la même histoire de chargement.

De plus, le composite a une action de pontage des fissures existantes, en diminue la propagation, et améliore ainsi l'endurance en fatigue des poutres renforcées. Comme la résistance à la fatigue du composite est supérieure à celle de l'acier d'armature, pour un même niveau d'amplitude de contraintes, la rupture en fatigue des poutres renforcées est principalement déterminée par la rupture en fatigue des armatures.

IV-1.5/ Fatigue des matériaux composites

La fatigue est un processus de dégradation. La variation répétée de sollicitation de contraintes provoque la modification des propriétés mécaniques des matériaux composites. La limite de fatigue dépend de la nature des fibres et de la matrice, du drapage du composite et de la qualité des interfaces fibre/matrice. La résistance à la fatigue de la matrice est inférieure à celle des fibres. La résistance à la fatigue des composites dépend donc, pour une grande part, de cette matrice.

Sous une sollicitation de fatigue parallèle aux fibres sur des composites unidirectionnels, on distingue quatre mécanismes de rupture (**Figure IV-16**): (a) un décollement provenant de la rupture à l'interface des fibres, (b) la fissuration de la matrice, (c) la rupture des interfaces suivie de l'arrachement des fibres et (d) la rupture brutale.

Une combinaison de ces quatre types élémentaires de rupture, est souvent constatée dans les essais de fatigue des composites. L'endommagement accumulé pendant la fatigue est fréquemment caractérisé par la fissuration de la matrice, la rupture longitudinale de fibres, le délaminage et la rupture des fibres.

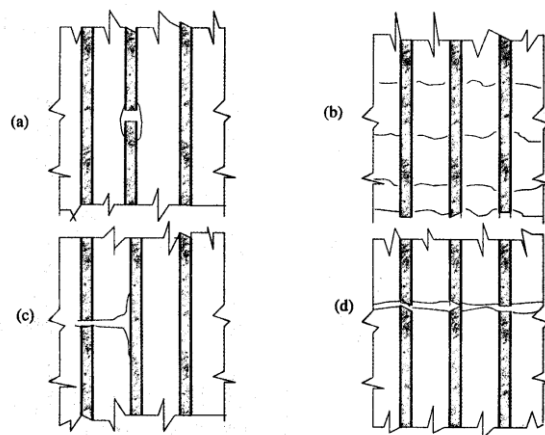


Figure IV-16 Mécanismes de rupture des composites unidirectionnels (d'après [47])

Selon Bathias[54], il y a trois phases dans l'endommagement des matériaux composites par fatigue (**Figure IV-17**). Une première phase courte, qui n'excède pas 20% du nombre de cycles à la rupture N_f , pendant laquelle des fissures vont se créer en traversant la matrice. Une deuxième phase, la plus longue, correspond à la multiplication de ces fissures transversales jusqu'à atteindre une certaine densité critique. Enfin, la dernière phase, de l'ordre de $10\%N_f$, correspond à l'endommagement final par des fissures longitudinales, au délaminage et à la rupture des fibres.

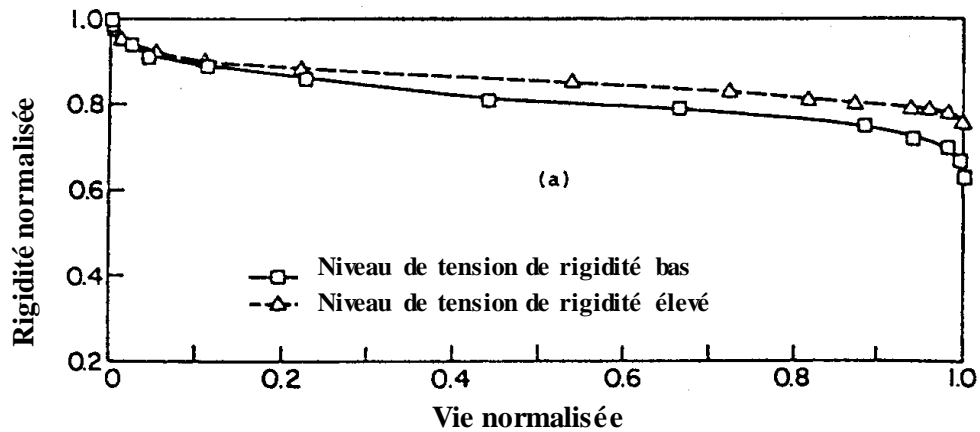


Figure IV-17 Variation de la rigidité en fonction de l'endommagement cyclique dans un composite à fibres de carbone (d'après [54])

Le composite de fibres de carbone peut résister à des chargements en fatigue d'environ de 70% de sa contrainte de rupture et ne subir aucune diminution de sa résistance jusqu'à proximité de la rupture. L'influence du chargement de fatigue sur la résistance résiduelle des composites de fibres de carbone est du type de mort brutale ('sudden-death') (**Figure IV-18**).

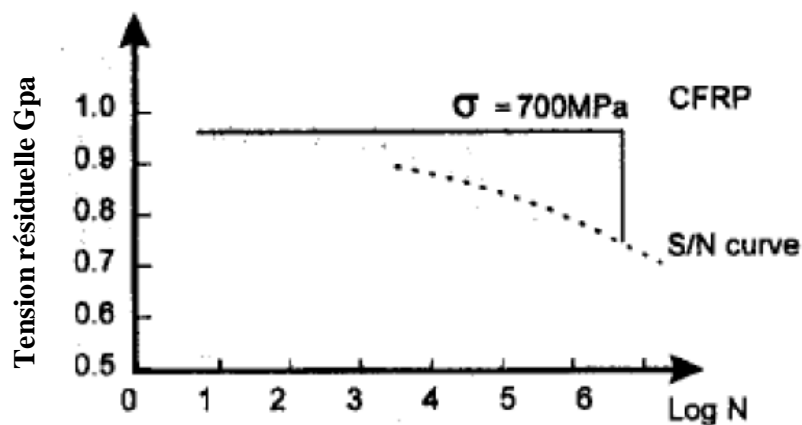


Figure IV-18 Résistance résiduelle des matériaux composites (d'après [47])

- Facteurs influençant la limite en fatigue des composites

Les composites utilisés dans le domaine du renforcement sont principalement ceux à base de fibres unidirectionnelles. Sous les sollicitations de fatigue, la résistance des fibres est relativement élevée, lorsque des forces de traction sont appliquées dans la direction des fibres.

En revanche, sous les sollicitations de fatigue de traction-compression, la résistance des composites à la fatigue est considérablement réduite.

Cette résistance dépend des propriétés des matériaux dont ils sont composés (fibres et matrice). Par exemple, la tenue à la fatigue d'un composite époxy est supérieure à la plupart des autres composites polymères. Le comportement de l'époxy se caractérise ainsi : une résistance importante, une résistance entre les fibres et la matrice élevée, un faible retrait pendant la cure et une déformation importante à la rupture.

L'emploi d'une résine époxy plus résistante (toughened epoxy) avec le même type de fibres améliore la tenue en fatigue du composite. Par contre, l'utilisation des fibres de carbone de propriété différente avec la même résine n'améliore que très légèrement la résistance à la fatigue (Figure IV-20).

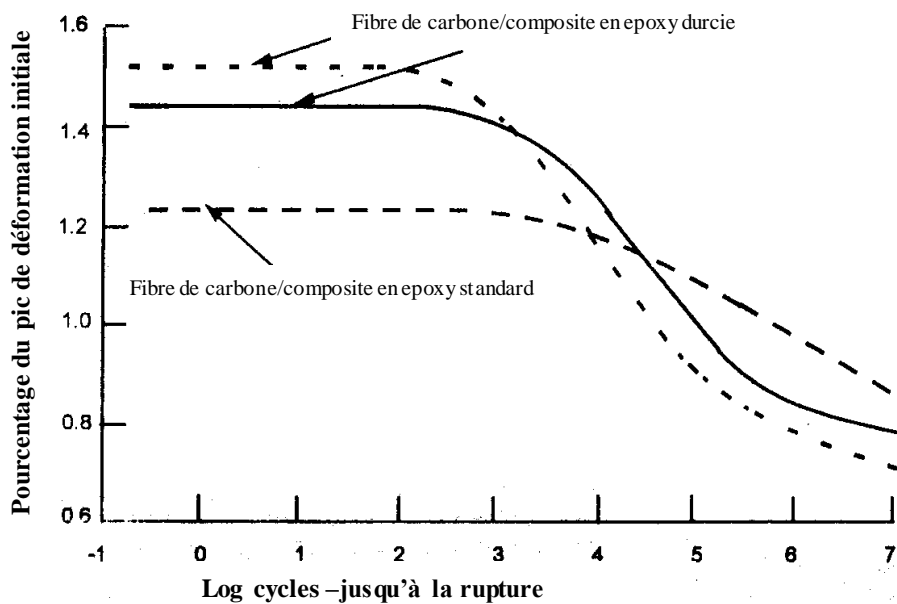


Figure IV-19 Influence de la matrice sur la tenue en fatigue du composite carbone unidirectionnel (d'après [47])

La distribution statistique de la résistance des fibres influence, pour une grande part, la résistance à la rupture du composite. Les fibres les moins résistantes vont se rompre localement. Cet

endommagement local va générer des sur-contraintes dans la matrice et au niveau de l'interface fibre/matrice au voisinage des fibres rompues. La matrice est fissurée, et les fibres voisines plus sollicitées, et vont se rompre au bout d'un certain temps. Ce processus d'endommagement conduit à la rupture prématurée du matériau.

Le matériau composite est très sensible à l'effet d'entaille sous sollicitations monotones. En revanche, en présence d'entaille et sous sollicitation de fatigue, sa tenue à la fatigue est encore performante [54].

- déformation ou contrainte limite des composites vis-à-vis de la fatigue

Selon Bathias[54], les composites à fibres unidirectionnelles sont sensibles à la fatigue oligocyclique. Leur rupture est fortement contrôlée par le rôle mécanique joué par la résine. Les auteurs proposent un modèle d'évolution des déformations $\Delta\varepsilon$ d'un composite carbone- époxy unidirectionnel en fonction du nombre de cycles N_f :

$$\Delta\varepsilon = \alpha - \beta \ln(N_f)$$

Où α et β des coefficients constants relatifs au matériau testé.

Les règles ISIS du Canada [47] limitent le niveau de contrainte dans les composites à celui proposé vis-à-vis du fluage.

Pour les composites à fibres de carbone, la contrainte σ_{fu} est limitée à $0,5 \sigma_{fd}$, où σ_{fd} est la résistance ultime en traction du composite, définie en fonction de la résistance à la traction garantie σ_f^* par

$$\sigma_{fd} = \phi_{fe} \sigma_f^*$$

ϕ_{fe} Est un coefficient de réduction fonction de l'environnement égal, pour les composites à base de carbone, à 0,85 dans un environnement agressif et 0,95 dans les autres cas.

Pour un cas courant, $\sigma_{fu} = 0,475 \sigma_{fd}$

IV-1.6/ Fatigue des colles (adhésifs)

La température de transition vitreuse T_g de la colle est un paramètre important vis-à-vis du comportement de la colle en fatigue. Pour un essai de fatigue à $T < T_g$, le mécanisme de rupture en fatigue est associé au développement de fissures dans la colle, qui dépend probablement de la contrainte maximale. Pour un essai de fatigue à $T > T_g$, il se produit un phénomène d'accumulation (rate process), la rupture n'est plus ductile et la résistance à la fatigue est considérablement diminuée [47].

Une étude simulant un pont sous chargement de fatigue pendant 120 ans (7×10^8 cycles) indique que l'amplitude de contrainte de traction correspondante dans la colle époxy est de $4,0 \text{ MPa}$ [47]. Comme le niveau de contrainte dans une colle, à l'ELS n'excède pas $1,0 \sim 1,5 \text{ MPa}$, la durée de vie sera supérieure. Les auteurs en déduisent, lorsque les conditions de température sont comprises entre -25°C et $+45^\circ\text{C} < T_g$, la fatigue de la colle n'est pas prépondérante.

IV-1.7/ Fatigue des poutres renforcées

La répétition de charges de service élevées provoque la propagation de fissures d'éléments en béton armé, induit une diminution de leur rigidité et de leur résistance. L'application de composites améliore considérablement le comportement à la fatigue des éléments renforcés, ce qui est illustré par les résultats de plusieurs études présentées ci-après.

Clarke [55] présente des essais de fatigue effectués à l'EMPA (The Swiss Laboratories for Materials Testing and Research de Dübendorf).

Un premier essai de flexion 4 points a été réalisé sur une poutre de section $30\text{cm} \times 25\text{cm}^{\text{ht}}$ et de longueur $2,0\text{m}$, renforcée par un tissu hybride de fibres de verre et de carbone. La fréquence de chargement de fatigue est de 4Hz . L'amplitude calculée de contrainte dans les armatures est de 386MPa , celle dans le tissu de 194 MPa . La contrainte maximale calculée pour le tissu est égale à 205MPa , soit environ 20% de sa résistance ultime. Les deux armatures tendues se sont respectivement rompues à la fatigue à 480 000 et 560 000 cycles.

Après 805 000 cycles, le composite s'est rompu. Un deuxième essai a été effectué sur une poutre en forme de "T", d'une portée de $6,0\text{m}$ et renforcée par un composite de carbone de section $200 \times 1\text{mm}^2$ (Figure IV-20). L'amplitude de contrainte dans les armatures métalliques est de 131 MPa , celle du composite de 108MPa .

La contrainte maximale calculée dans le tissu est de 210 MPa , soit environ 11% de sa résistance ultime. Après 10,7 millions de cycles sous conditions ambiantes, les essais de fatigue ont été poursuivis dans une salle climatisée en température et humidité relative (40°C ; 95%HR). L'objet de cette série d'essais est de vérifier que le composite collé peut supporter une forte humidité sous chargement de fatigue. Après 1,3 millions de cycles supplémentaires, (12,0 millions de cycles au total), une armature s'est rompue en fatigue. A cet endroit, la connexion entre le composite et le béton est encore assurée. A 14,09 millions cycles au total, la deuxième armature tendue s'est rompue. Le composite de Carbone s'est détaché après la rupture d'une troisième armature.

Un troisième essai a été effectué sur une poutre identique à celle utilisée précédemment, mais cette fois le composite est précontraint à 50 % de sa résistance ultime. Au bout de 30 millions de cycles, aucun endommagement évident n'a été constaté.

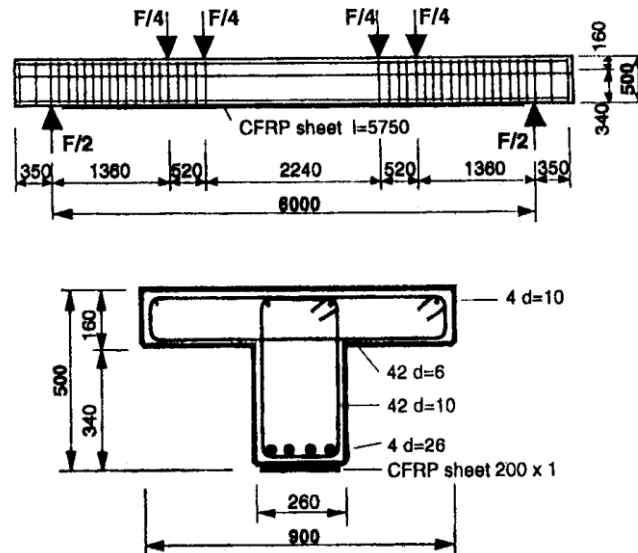


Figure IV-20 Dimensions des poutres (unité: mm, d'après [55])

Masoud [56] a effectué des essais de fatigue en flexion 4 points sur des poutres renforcées de tissu de carbone dont les armatures tendues ont été corrodées. La fréquence de chargement est de 3 Hz. Le chargement est compris entre 10% et 80% de la résistance statique de la poutre non renforcée. Le niveau de contrainte dans les armatures métalliques varie entre 25 et 300MPa durant un cycle. Le composite a été appliqué en partie tendue de la poutre avec des verrous assurant l'ancrage aux extrémités, et sur les surfaces latérales par un composite en forme de "U".

La rupture à la fatigue des poutres renforcées est provoquée par la rupture à la fatigue des armatures tendues. Ces essais mettent en évidence une augmentation significative de la tenue à la fatigue des poutres renforcées, mais le niveau de résistance à la fatigue atteint est inférieur à celui des poutres vierges (non corrodées) et non renforcées : l'endurance des armatures en fatigue joue le rôle principal vis-à-vis de la tenue à la fatigue des poutres renforcées.

Shahaway [57] a effectué des essais de fatigue, en flexion 4 points, sur des poutres pré-fissurées ou non, et renforcées par différentes couches de composites à fibres de carbone (Figure IV-21). Le

niveau du chargement appliqué se situe entre 25% et 50% de la résistance ultime statique des poutres non renforcées. La fréquence est de 1Hz .

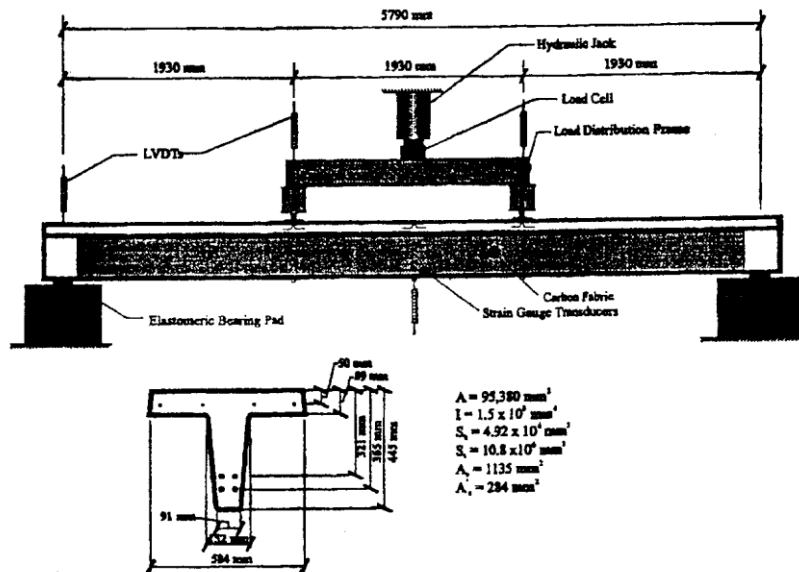


Figure IV-21 Dimensions des éprouvettes (d'après [57])

Une poutre non renforcée est soumise à 150 000 cycles, correspondant à la demi-endurance en fatigue de la poutre non renforcée (la tendue en fatigue d'une poutre non renforcée est de 300 000 cycles), puis 2 couches de CFRP ont été collées sur la fibre inférieure. L'essai de fatigue s'est poursuivi jusqu'à rupture à 2 millions de cycles.

D'autres essais de fatigue ont été réalisés sur des poutres vierges renforcées par deux ou trois couches de composite, et soumises au même chargement de fatigue que précédemment.

Pour les deux poutres renforcées par 2 couches de composite, la rupture à la fatigue s'est produite au bout d'environ 1,8 millions de cycles. En revanche, deux autres poutres renforcées par trois couches de composite ont supporté 3 millions de cycles de sollicitation de fatigue. Néanmoins, sur la **Figure IV-22**, on constate que la rigidité de la poutre renforcée diminue après environ 1,5 millions de cycles : à ce stade, des armatures sont déjà rompues et une fissure principale est apparue.

D'après ces résultats expérimentaux, les conclusions sont les suivantes :

- l'endurance à la fatigue d'une poutre fortement endommagée peut être améliorée par l'emploi d'un renforcement externe composite,
- l'endurance en fatigue des poutres renforcées par deux ou trois couches de composites est respectivement améliorée de 6 à 10 fois.

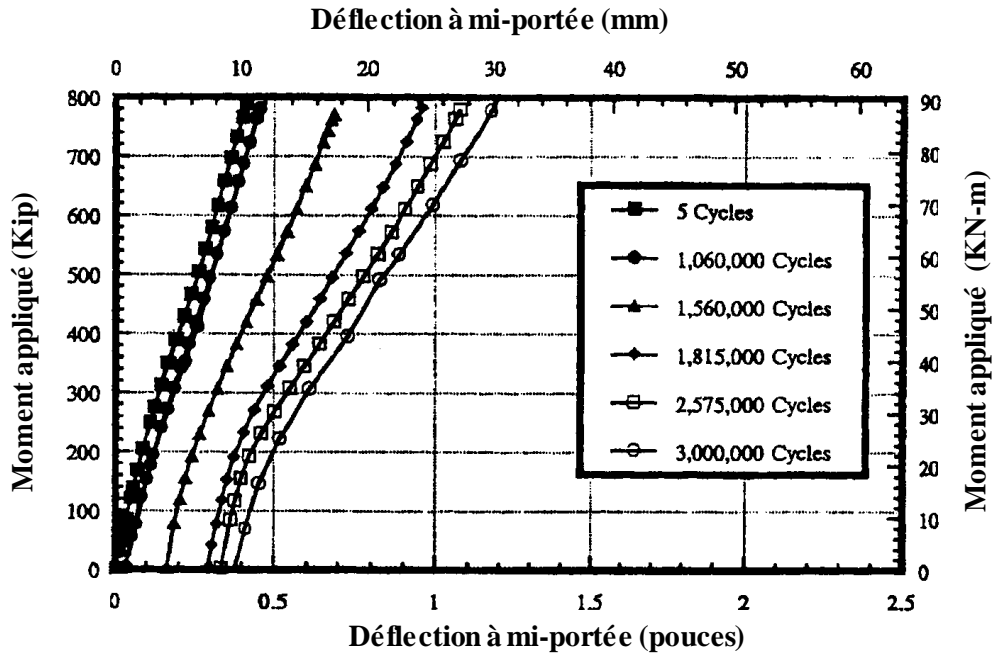


Figure IV-22 Variation de la rigidité d'une poutre renforcée (d'après [57])

Barnes [58] a effectué des essais de fatigue à 1Hz sous plusieurs niveaux de chargement sur 4 poutres, 2 renforcées par composites par composite à base de carbone et 2 non renforcées. Les dimensions et les ferrailages sont présentés sur la **Figure IV-23**.

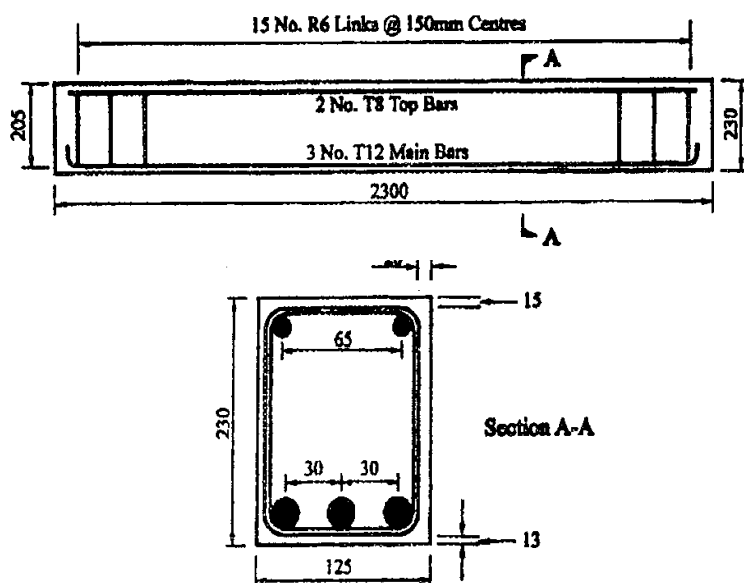


Figure IV-23 Dimensions des éprouvettes (d'après [58])

Les niveaux de chargement, les pourcentages de chargement des poutres par rapport aux charges ultimes calculées, et les amplitudes de contraintes correspondantes, également calculées, sont reportées dans le **Tableau IV-4**.

Poutre	Chargement $F_{max} - F_{min}$	$\frac{F_{max} - F_{min}}{F_{calculée\ ultime}}$	$(\sigma_s^{max} - \sigma_s^{mn})$ calculée	N_f cycles à rupture
n°1 non renforcée	4 – 40kN	48%	274 MPa	2.10^4
n°2 renforcée	4 – 40kN	32%	222 MPa	$1,9.10^6$
n°3 non renforcée	3 – 32kN	39%	220 MPa	$7,3.10^5$
n°4 renforcée	5 – 49kN	39%	272 MPa	$5,1.10^5$

Tableau IV-4 Résultats d'essais de Barnes [58]

Pour chacun des essais réalisés, la flèche mesurée a augmenté lentement, puis brutalement à l'approche de rupture. Dans le cas des poutres non renforcées, les armatures se sont plastifiées. Dans le cas des poutres renforcées, les armatures métalliques se sont rompues.

Après cette rupture, le composite avec une couche du béton d'enrobage s'est détaché de la poutre. Lorsque les mêmes charges sont appliquées (poutres n°1 et 2), le composite améliore considérablement l'endurance en fatigue des poutres en diminuant les niveaux de contraintes dans les armatures métalliques.

Lorsque la même amplitude de contrainte est imposée dans les armatures (poutres n°1 et 4, ou poutres n°2 et 3), l'évolution de la flèche est relativement similaire pour les deux poutres, et les poutres renforcées présentent une endurance à la fatigue plus importante.

Lorsque le même pourcentage de chargement par rapport à la résistance statique calculée est imposé (poutres n°3 et 4), le nombre de cycles à la rupture des poutres renforcées est plus faible, du fait de l'augmentation de l'amplitude (calculée) de contrainte dans les armatures.

L'auteur recommande alors que lors du dimensionnement, le niveau de l'amplitude de contrainte admissible dans les armatures des poutres renforcées ne dépasse pas celui des armatures des poutres non renforcées.

Papakonstantinou [59] a également conduit des essais de fatigue en flexion 4 points, à une fréquence de 2 ou 3Hz sur 14 poutres en béton armé, 8 renforcées par un tissu de verre (GFRP), et 6 non renforcées (**Figure IV-24**). Différents niveaux de chargements de fatigue a été appliqués.

La rupture en fatigue des poutres renforcées est dans un premier temps provoquée par la rupture en fatigue des armatures tendues après plastification des armatures. Le décollement du tissu de verre est la rupture secondaire. De plus, pour les poutres renforcées, l'apparition de fissures d'efforts tranchants a été constatée aux moments proches de la rupture, ce qui n'est pas le cas pour les poutres non renforcées

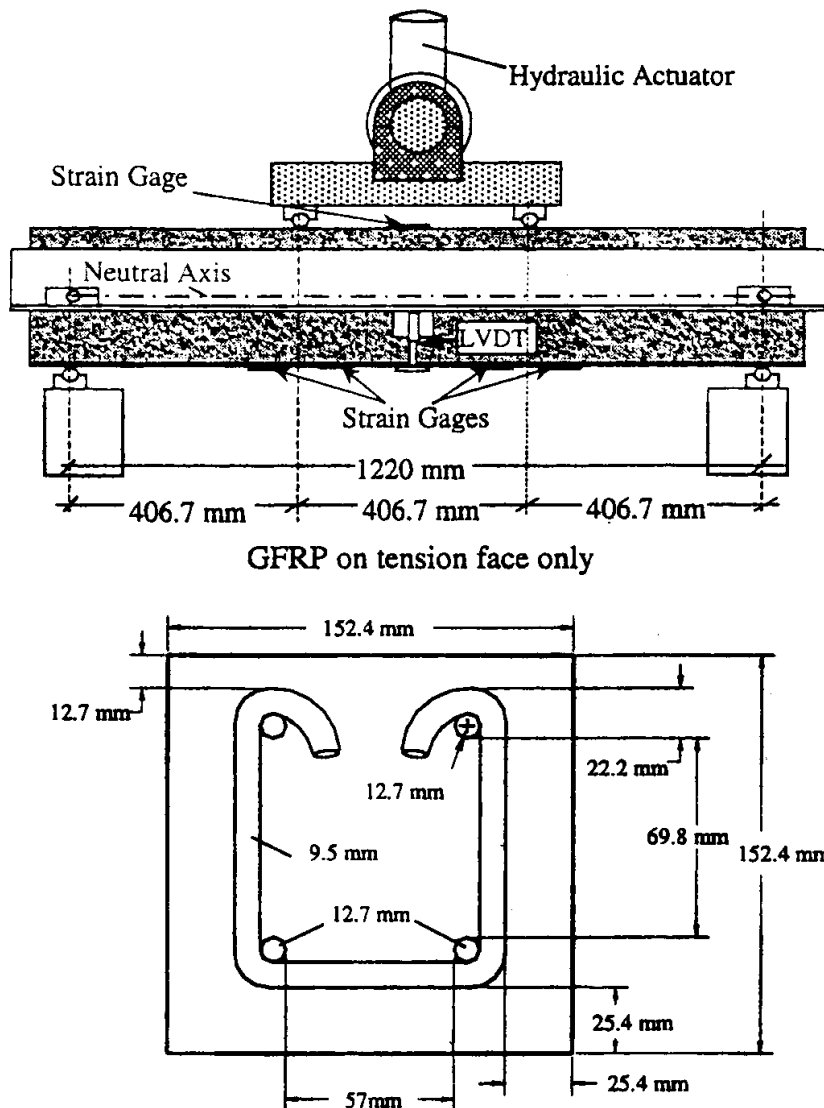


Figure IV-24 Dimensions des éprouvettes (d'après [59])

Les courbes d'évolution de la flèche en fonction du nombre de cycles sont tracées sur la **Figure IV-25**, pour les poutres renforcées (indices *S*) et non renforcées (indice *N*).

L'allure des courbes est similaire: après l'atteinte d'une valeur initiale, la flèche reste quasiment constante puis croît rapidement jusqu'à rupture.

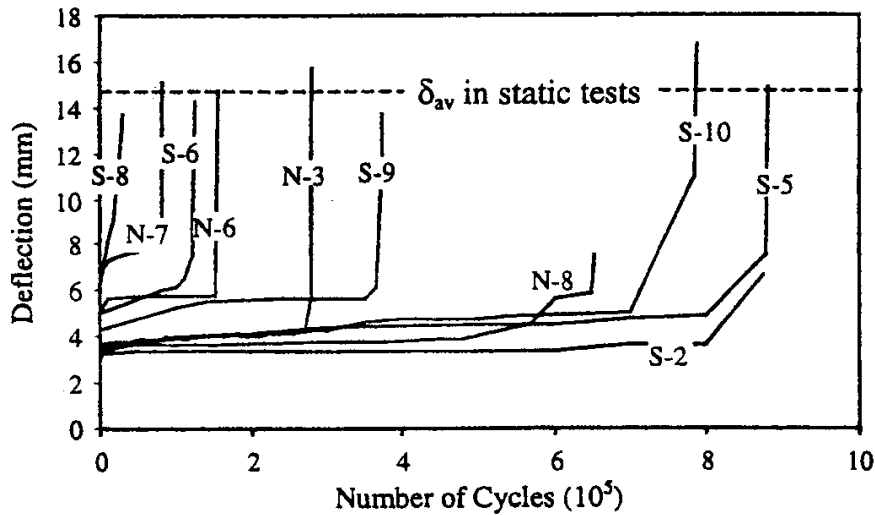


Figure IV-25 Evolution de la flèche en fonction du nombre de cycles de fatigue (d'après [59])

L'auteur propose la formule suivante pour estimer l'endurance à la fatigue des poutres renforcées :

$$\log(N) = 6,677 - 0,00613 \sigma_r \quad (\text{IV-21})$$

Avec N le nombre de cycles à la rupture de fatigue et σ_r la variation de contrainte dans les armatures métalliques, en MPa .

Papakonstantinou conclut que, lorsque la même amplitude de contraintes dans les armatures aciers est appliqué au cours des essais de fatigue, l'endurance des poutres renforcées est la même que celles des poutres non renforcées, ce qui semble en désaccord avec la conclusion précédente de Barnes [58], dont les résultats indiquent que les poutres renforcées sont plus endurantes. Cela provient sans doute de la différence entre les matériaux composites employés : le tissu de verre reprend moins de contrainte que les plats carbonés, et ainsi la redistribution des contraintes est réduite.

CHAPITRE V :

ETABLISSEMENT D'UN MODELE NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS ET ANALYSE DES RESULTATS

INTRODUCTION :

Les réparations par collage des plaques FRP se constitue par l'assemblage d'une plaque renforcée en fibre de carbone à l'aide d'une résine adhérente. Un tel système complexe est très difficile à modéliser pour déterminer correctement les champs de contraintes, de déformations et de déplacement en utilisant un modèle analytique. La présence des concentrations de contraintes en plusieurs zones rend la mission presque impossible. Dans l'objectif d'optimiser des patches de réparation, divers paramètres d'influence doivent être considérés. Il est donc nécessaire d'établir un modèle de calcul, validé par des résultats expérimentaux, permettant de proposer des solutions de façon simple et rapide. Actuellement, les logiciels de calcul basés sur la méthode des éléments finis sont largement utilisés et les résultats numériques obtenus s'avèrent très satisfaisants si des modèles numériques sont correctement établis.

Un modèle FE est présenté dans le présent travail et il convient de noter que, les mêmes étapes que ceux réalisées dans les travaux expérimentaux ont été suivies dans la simulation numérique en particulier au stade de dommage initial. En outre, le modèle présenté montre quelques fonctionnalités utiles du logiciel ANSYS pour simuler ce test expérimental complexe.

I- MODELE ELEMENTS FINIS :

L'étude théorique sur le comportement en flexion de poutres en béton initialement endommagés réparés par des plaques en fibre de carbone a été réalisée en utilisant le progiciel d'éléments finis ANSYS. Ce logiciel offre un élément spécial pour modéliser les éléments en béton armé appelé Solid65 qui est un élément brique à huit nœuds. Les renforts en acier ont été modélisés à l'aide de Link8 qui est un élément bar à deux nœuds et l'élément Solid45 a été utilisé pour les composites en fibre de carbone (élément solide à huit nœuds). L'interface béton-CFRP a été prise en compte par l'utilisation de l'élément d'interface Inter205 qui est aussi un élément à 8 nœuds avec épaisseur initiale égale à zéro. Chaque nœud de ces éléments a trois degrés de liberté de translation dans les directions x, y et z [30].

II- MODELISATION MATERIAU BETON

L'élément Solid65, fournies par ANSYS est considéré comme un élément spécial pour la modélisation du béton armé. Cet élément est capable de prévoir les effets de traction et de compression, et selon l'état de contraintes multiaxiales, Solid65 utilise les critères de William et Warnke pour prédire l'endommagement du béton tel qu'il est exprimé par l'équation suivante [30]:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad \text{(V-01)}$$

D'où :

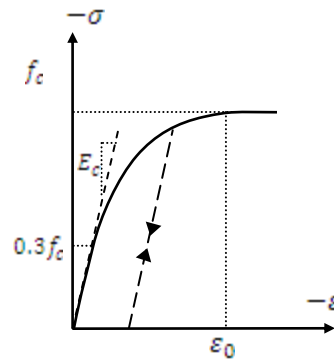
F est une fonction de l'état de contrainte principale,

S est la surface de rupture exprimée en termes de contraintes principales et des paramètres du matériau,

f_c est la résistance à l'écrasement uni-axial du béton.

La courbe adoptée de la contrainte-déformation uni-axial du béton en compression (**Figure V-1**) est exprimée par la relation classique suivante [63-66]:

$$\begin{cases} \sigma = E_c \cdot \varepsilon & \text{for } \sigma \leq 0.3f_c \\ \sigma = f_c \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] & \text{for } \sigma > 0.3f_c \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \varepsilon_0 = \frac{2f_c}{E_c} \quad (\text{V-02})$$



(Figure V-1) La courbe contrainte-déformation uni-axial du béton

Les paramètres primaires du béton tels que le module d'élasticité E_c et la résistance à la traction f_t sont calculés en fonction de la résistance à la compression du béton f_c selon les équations : [23,67-69]

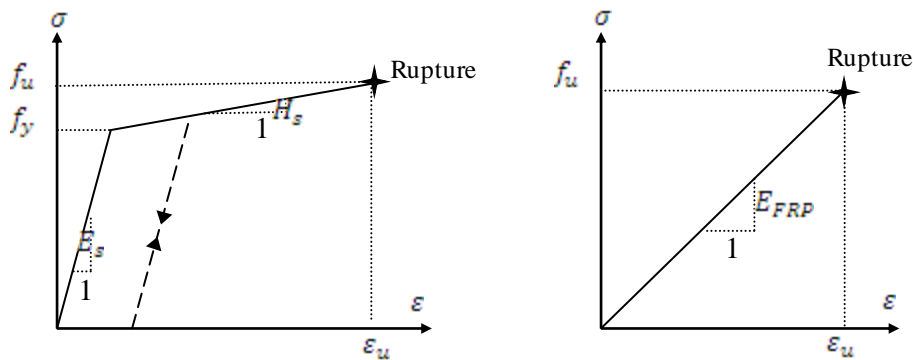
$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \quad (\text{V-03})$$

$$f_t = 0.33\sqrt{f_c}$$

Solid65 permet l'endommagement du matériau jusqu'à trois fissures orthogonales en se basant sur le modèle de la fissuration. Lorsque le béton est fissuré, la résistance au cisaillement du béton à travers le plan des fissures est réduite. Deux coefficients de transfert de cisaillement doivent être mis en place en cas d'une fissure ouverte (β_t) et en cas d'une fissure fermée (β_c). La valeur de ces coefficients est comprise entre 0.0 et 1.0, avec 0.0 représente une fissure lisse (perte complète de transfert de cisaillement) et 1.0 représente une fissure rugueuse [30]. adoptées pour β_t et β_c sont 0.9 et 0.2 respectivement

III-ARMATURE EN ACIER ET LA PLAQUE FRP

La relation contrainte-déformation de l'acier est modélisée à l'aide d'un simple modèle linéaire élastique-plastique, comme indiqué sur (**la figure V-2a**). Le comportement général des plaques FRP unidirectionnelles est élastique linéaire. Ainsi, le FRP est modélisé à l'aide d'un modèle linéaire élastique isotrope, d'où il n'est pas nécessaire de prendre en compte les propriétés orthotropes des CFRP[23]. Le point de rupture est défini par la résistance à la traction maximale de la FRP comme représenté sur (**la Figure V-2b**).



(a):courbe de la contrainte-déformation des armatures

(b):courbe de la contrainte-déformation du FRP

Figure V-2: liaison contrainte-déformation des armatures et du FRP

IV- INTERFACE CFRP-BETON

La loi attraction-séparation est utilisée pour modéliser le mécanisme liaison-glissement de l'interface béton-FRP comme la montre la **Fig. 3-a**. Le modèle peut simuler la phases initiale des dégâts et la phase de la propagation des dommages de l'interface. Le modèle adopté est basé sur le modèle proposé par Lu et al. [70]. Ce modèle a été jugé par de nombreuses recherches comme l'un des modèles de traction-séparation les plus précises dans la littérature pour simuler le comportement liaison-glissement de l'interface FRP-béton[21,71].Lu et al[70]. (2005) ont évalué leur modèle en se basant sur des résultats expérimentaux de 253 essais issus de la littérature.

Dans le présent modèle d'éléments finis, la loi de comportement de l'élément d'interface adopte le modèle bilinéaire comme représenté sur la **Figure V-3** et dont les paramètres sont donnés comme suit [70]:

$$\begin{cases} \tau = \tau_{max} \frac{s}{s_0}, & s \leq s_0 \\ \tau = \tau_{max} \frac{s_f - s}{s_f - s_0}, & s_0 \leq s \leq s_f \\ \tau = 0, & s \geq s_f \end{cases} \quad (V-04)$$

D'où :

$$s_f = \frac{2G_f}{\tau_{max}} \quad (V-05)$$

$$\tau_{max} = 1.5\beta_w \cdot f_t \quad (V-06)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{(2.25 - b_f/b_c)}{(1.25 + b_f/b_c)}} \quad (V-07)$$

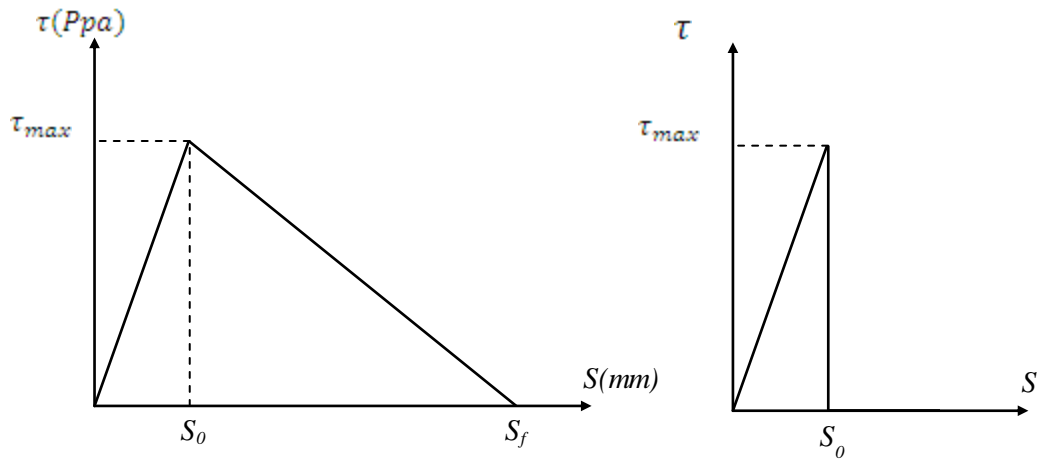
$$s_0 = 0.0195\beta_w^2 \cdot \sqrt{f_t} \quad (V-08)$$

b_f et b_c = les largeurs de plaque FRP et le prisme de béton, respectivement.

β_w = le rapport de largeur béton-FRP,

G_f = l'énergie de rupture totale interrassiale peut être exprimée comme suit:

$$G_f = 0.308\beta_w^2 \sqrt{f_t} \quad (V-09)$$



(a):loi d'attraction-séparation bilinéaire

(b):lois constitutive de rupture

Figure V-3: modèle constitutif d'interface FRP-Béton

V- VALIDATION DU MODELE FE

Les données expérimentales utilisées pour valider la présente étude d'éléments finis ont été obtenus à partir d'une recherche précédente menée par Charif et coll.[12]Un total de dix poutres en béton armé avec des dimensions de 150x150x1250 mm ont été coulés. Les poutres sont initialement chargées puis ils sont réparés en flexion en utilisant des plaques FRP. Quatre types de systèmes de réparation ont été proposés et étudiés en utilisant trois plaques FRP d'épaisseurs (1 mm, 2 mm et 3 mm).

Seules les poutres réparées avec un collage simples d'une plaque FRP à la facette inférieure de la poutre, désignées par P1, P2 et P3, ont été utilisés pour la modélisation par éléments finis et pour validation. Les poutres P1, P2 et P3 ont les mêmes propriétés géométriques et matérielles sauf qu'elles sont réparées avec des plaques FRP d'épaisseur variable 1 mm, 2 mm et 3 mm, respectivement.

Les propriétés du matériau et les propriétés géométriques fournies par l'essai expérimental sont énumérés dans le (Tableau V-1) et présentés à la (Figure V-4). D'autres propriétés sont évaluées en utilisant les équations mentionnées précédemment.

Matériau		
Béton	résistance à la compression, f_c	37.7MPa
	coefficient de Poisson, ν	0.28
	module de Young, E_s	200000MPa
Armatures	coefficient de Poisson, ν	0.3
	Champs de résistance, f_y	450 MPa
	Module de durcissement, H_s	16300GPa
	Contrainte de traction ultime, f_u	740 MPa
FRP	module de Young, E_{FRP}	15000MPa
	Contrainte de traction ultime, f_u	170 MPa
	coefficient de Poisson, ν	0.3

Tableau V-1:Les propriétés du matériau et les propriétés géométriques

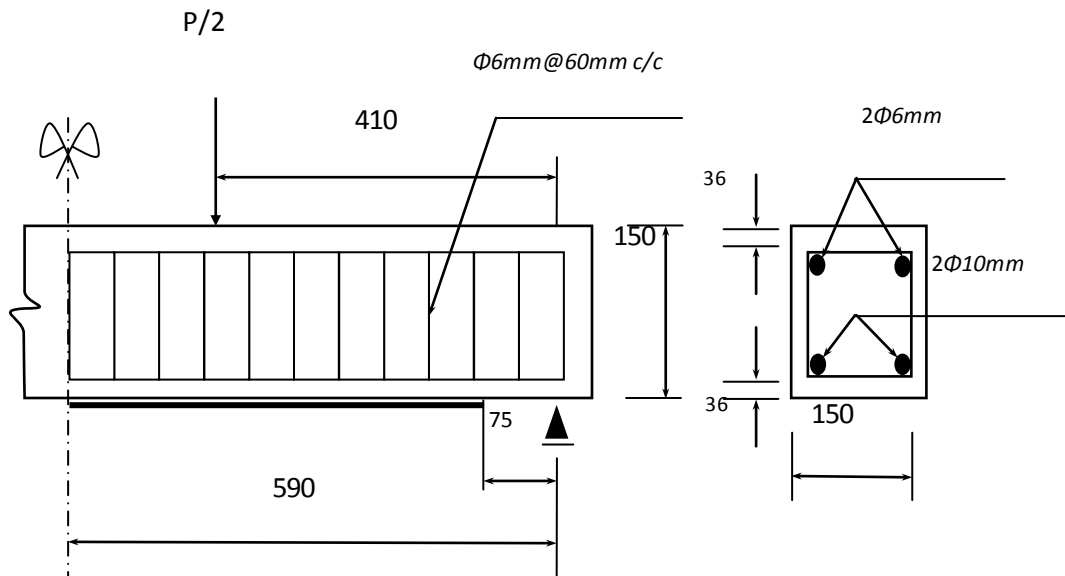


Figure V-4:propriétés de la poutre type

En prenant l'avantage de symétrie, seul un quart de la poutre complète a été modélisée comme le montre la figure V-5. Le modèle d'éléments finis se compose d'environ 2133 éléments qui ont été jugée satisfaisant en termes de convergence de la solution et consommation de temps. Un maillage plus fin a été prévu près de la fin de la plaque FRP où les contraintes sont concentrées.

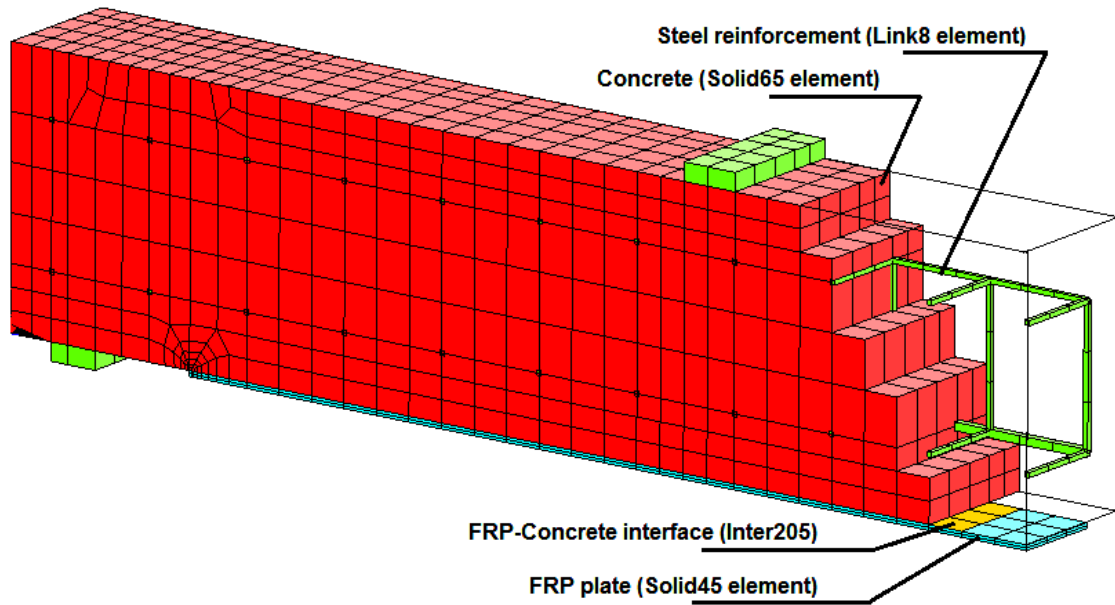


Figure V-5: la modélisation de la poutre type

L'objectif principal de l'essai expérimental réalisé par Sharif était d'étudier le comportement des poutres initialement endommagés réparés avec des plaques FRP. Tout d'abord, ils ont appliqué un premier endommagement aux poutres en les pré-chargeant pour développer 10 mm de déflexion à mi-portée de la poutre qui correspond à 85% de leur charge ultime. Cette étape garantit que les poutres sont partiellement endommagées. Après que la charge est retirée, les poutres ont été réparées par des plaques FRP puis ils ont été rechargés à nouveau jusqu'à la rupture.

Afin de simuler numériquement la procédure expérimentale des étapes de test, comme le montre la Figure V-6, les étapes suivantes sont suivies dans le modèle d'éléments finis:

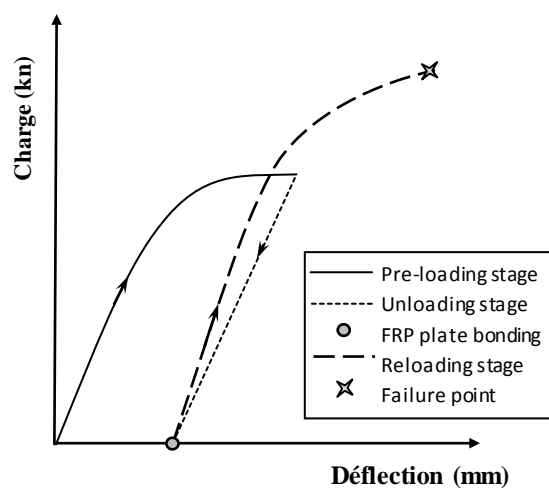


Figure V-6. L'historique des étapes de chargement de la poutre

(A) La première étape consiste à construire le modèle d'éléments finis de la poutre en béton renforcée par une plaque FRP.

(B) Dans un premier temps, l'élément plaque FRP et l'élément de l'interface sont désactivés (tués) en utilisant la commande de « kill-element » offerte par le programme ANSYS [30]. Cette opération est effectuée en multipliant la matrice de rigidité des éléments désactivés par un petit facteur, c'est à dire de 10 à 12 de tels sorte que leur effet sur le comportement global du modèle est négligeable. Par conséquent, la poutre est considérée comme non renforcée. A ce stade, la poutre est chargée jusqu'à ce que la flèche à mi- portée atteigne 10mm pour faire État de pré-dommages.

(C) Dans la deuxième étape, la charge est retirée. La poutre endommagée présente une déformation plastique permanente. A ce moment, tous les éléments tués (éléments de plaque FRP et les éléments d'interface) sont réactivés (les rendre vivants). Par conséquent, le système de collage est activé.

(D) Enfin, la poutre réparée est rechargée jusqu'aux conditions de rupture.

Généralement, l'endommagement de la poutre réparée peut être dû à la compression du béton, la rupture de l'acier, la rupture de la plaque FRP, ou le décollement de la plaque FRP de la poutre en béton. Ainsi, pour identifier quel mécanisme de rupture a eu lieu, un algorithme est édité en utilisant le langage APDL de ANSYS qui est injecté dans l'analyse non linéaire pendant chaque incrément de charge pour commander l'état de contrainte de chaque matériau. L'algorithme est capable d'identifier le type de défaillance et arrête l'analyse si l'un de ces critères est violé:

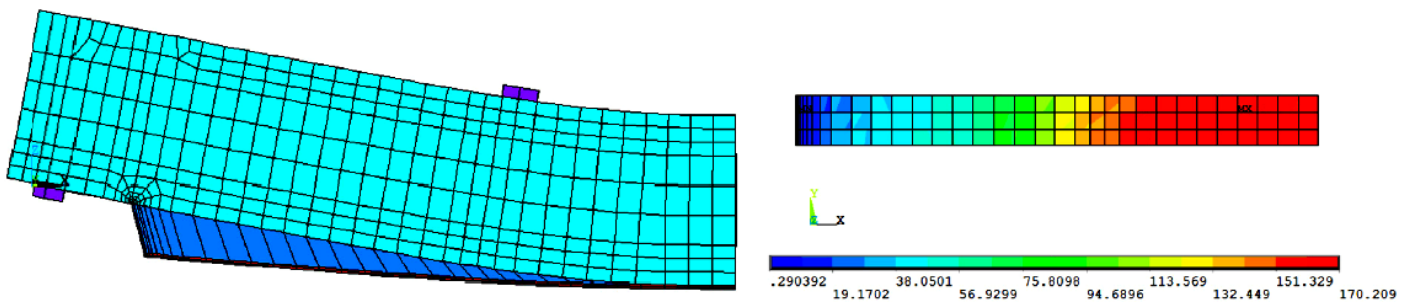
(A) Dans le cas où la déformation des armatures d'acier est supérieur à la déformation ultime de l'acier. Par conséquent, l'endommagement de la poutre est causé par la rupture de l'acier.

(B) Si la contrainte principale dans la plaque FRP atteint la résistance ultime de traction de la FRP. Dans ce cas, l'échec de la poutre est causé par la rupture de la plaque FRP.

(C) Lorsque la contrainte de cisaillement de l'élément d'interface est égal à zéro avec de grandes valeurs de déplacement relatif (séparation par glissement), la plaque à cet endroit de l'élément est alors considéré comme séparé. Donc, si les éléments d'interface au long de l'interface sont séparées, l'échec de la poutre dans ce cas est due au décollement de la plaque FRP. Notant que, ce type de défaillance peut être identifié facilement en traçant la forme déformée du modèle d'éléments finis comme le montre la (**figure V-7**).

(D) Si aucune des conditions précédentes n'a été violés, tandis que l'analyse souffre de difficultés de convergence due à l'endommagement des éléments de béton ou une grande distorsion des

éléments solides, dans un tel cas, la panne est due à l'endommagement du béton. Ayant à l'esprit que, à l'état de contrainte, quand un élément en béton (Solid65) viole les critères de rupture indiqués par l'équation (V-01) l'élément en compression et sa rigidité chute brusquement à zéro (valeur très faible). Cette action conduit à converger le problème par la solution des éléments finis et / ou un très large déplacement [30].



(a):Rupture due au décollement de la plaque

(b):rupture due à l'endommagement de la plaque

Figure V-7. Types de ruptures de la poutre en béton

VI- RESULTATS ET DISCUSSION

La (Figure V-8) présente les résultats de la comparaison entre l'expérimentale et l'élément finis en termes de courbes hystérésis de toute l'historique de chargement pour les poutres P1, P2 et P3. En outre, les charges maximales et les modes de rupture sont indiqués dans le **tableau V-2**.

D'après le (**tableau V-2**) et la (**figure V-8**), on peut conclure qu'il y a un très bon accord entre les prévisions de la capacité de la charge ultime du présent élément finis et les données expérimentales. On constate que les rapports entre la capacité de charge prédite et la capacité de charge expérimentale rangent entre 0,94 et 1,04, en outre, le mode de rupture de chaque poutre est prédit avec précision par le modèle d'éléments finis. Ainsi, le présent modèle d'éléments finis est capable de simuler avec précision toute l'historique de chargement des poutres réparées à travers les trois étapes.

Les comportements chargement-déchargement de la poutre présentés sur la (**Figure V-8**) montrent l'effet significatif de la plaque FRP utilisé pour la réparation. Le test expérimental a indiqué que l'épaisseur de la tôle a une incidence forte sur la ductilité de la poutre réparée ainsi que sur le mode de rupture, d'où plaque la plus mince engendre la poutre la plus ductile. D'ailleurs, si la plaque de

FRP est relativement mince, la rupture attendue est le mode de rupture de la plaque. Cependant, le décollement de la plaque prématurée est prévu quand on utilise une plaque relativement épaisse. Cette observation se justifie expérimentalement et théoriquement par le fait que les efforts d'interface FRP-béton au limite de la plaque augmentent chaque fois que l'épaisseur de la plaque FRP augmente [12, 14, 17, 72].

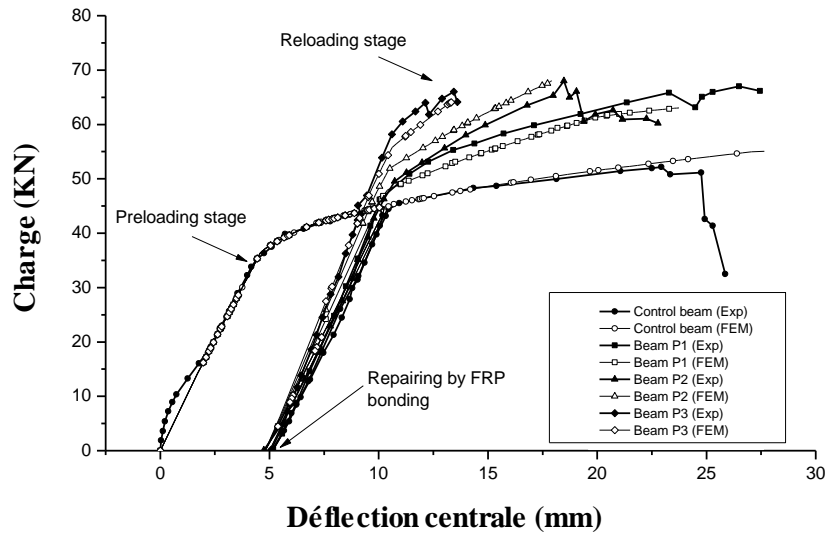


Figure V-8: courbes de chargement et déchargement des poutres P1, P2, et P3 (Expérimental vs. Modèle d'élément finis)

	L'Expérimental		Modèle élément finis		% P _{FEM} / P _{Exp}
	Capacité de chargement P _{Exp} (kN)	Mode de rupture	capacité de chargement PFEM (kN)	Mode de rupture	
Poutre de commande	53	Rupture de l'acier	55.078	Rupture de l'acier	1.04
P1	67	Rupture de la plaque	63.051	Rupture de la plaque	0.94
P2	68	Décollement de la plaque	68.043	Décollement de la plaque	1.00
P3	66	Décollement de la plaque	64.135	Décollement de la plaque	0.97

Tableau V-2: Expérimental vs. Modèle d'élément finis

VII- L'EFFET DU MODELE DE LIAISON

De nombreuses études théoriques dans la littérature confirment que le comportement de l'interface a un effet significatif sur la simulation d'éléments renforcés en particulier lorsque le type de rupture prévu est le décollement de la plaque. Sur la base de ces études, les prédictions peuvent surestimer les résultats lors de négliger le modèle d'interface en supposant une liaison parfaite entre l'élément structurel et les plaques FRP. Ce comportement a été justifié par le fait que le lien de la perfection ne tient pas compte de la contrainte de cisaillement déformation au niveau de l'interface [23]. D'un autre côté, les modèles d'interface basée sur des critères de contrainte de cisaillement maximum sous-estiment les résultats, dans lequel la liaison échoue directement lors de la contrainte de cisaillement interfaciale atteint la force maximale de cisaillement de l'interface.

Pour étudier l'effet du modèle d'interface sur le comportement des poutres initialement endommagés, où des fissures existent avant de réparer la poutre à l'aide des plaques FRP, trois types de modèles d'interface sont analysés.

Hypothèse d'une liaison d'interface parfaite, le modèle de rupture (**Figure V-3**), et le modèle bilinéaire (**Figure V-3**) sont comparées ensemble sur la (**figure V« 9-11 »**).

D'après les (**figures V « 9-11 »**), il a été constaté que la simulation par éléments finis des poutres réparées sont très sensibles au modèle d'interface. Il est clair que l'hypothèse de la liaison parfaite surestime les résultats lorsque la rupture est causée par le décollement de la plaque comme dans le cas des poutres P2 et P3. Cependant, dans le cas de la poutre P1 qui a échoué en raison de la rupture de la plaque, en supposant que la liaison d'interface était parfaite mais n'affecte pas fortement la précision de la capacité de charge prédite des poutres réparées.

D'autre part, le modèle de rupture sous-estime les résultats, où, pour toutes les poutres simulées, la défaillance est survenue très tôt en raison de la séparation de la plaque. Cela peut être dû au fait qu'il y'a un effet combiné de l'énergie basse du modèle de rupture et la pré-existence de fissures qui améliorent le décollement de la plaque.

Ainsi, le fiable modèle d'interface FRP-béton est très important dans la simulation des poutres réparées à-partir-des meilleurs résultats prédits pour toutes les poutres simulés sont obtenus en utilisant la loi de séparation de traction bilinéaire proposé par Lu.

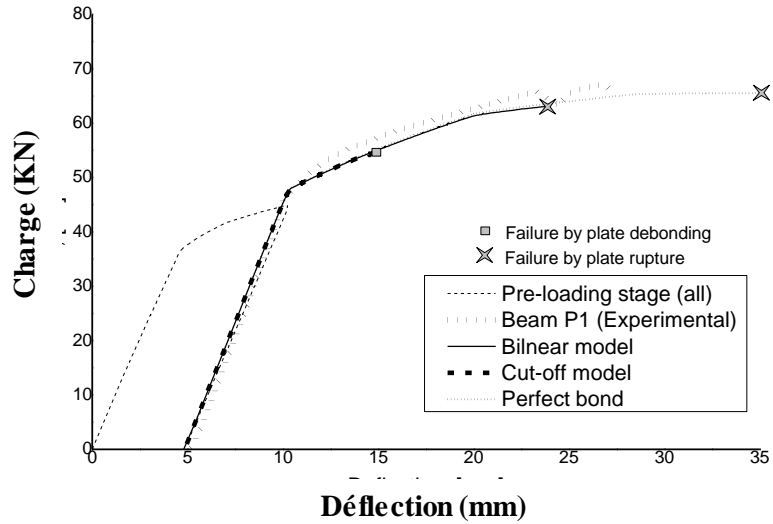


Figure V-9 Effet du modèle d'interface Béton-FRP sur le comportement de la poutre P1.

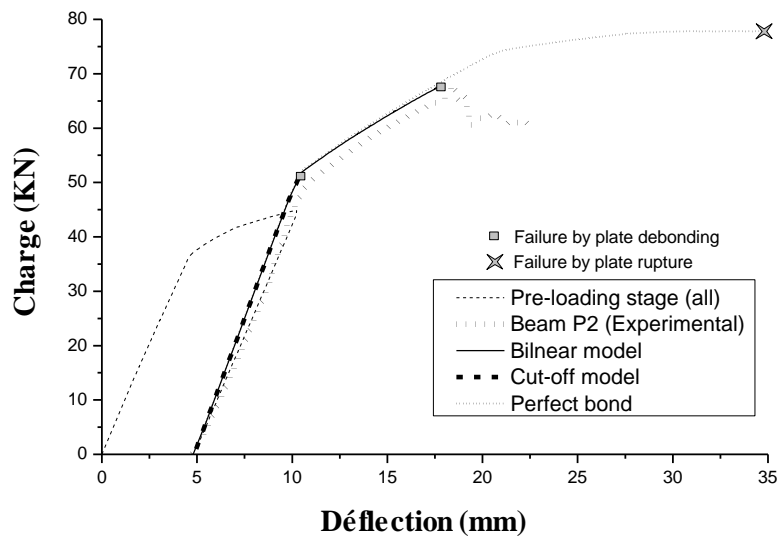


Figure V-10. Effet du modèle d'interface Béton-FRP sur le comportement de la poutre P2.

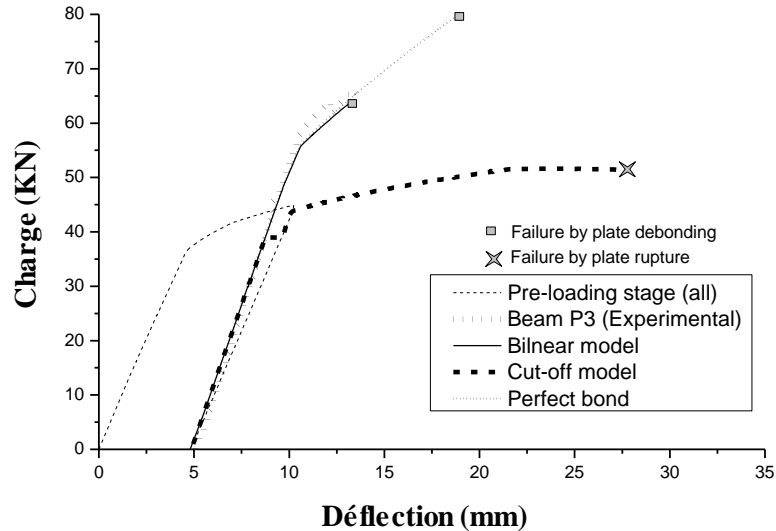


Figure V-11. Effet du modèle d'interface Béton-FRP sur le comportement de la poutre P3.

VIII- REPARTITION INTERFACIALE DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Pour sécuriser le système de liaison on a besoin d'une bonne compréhension du comportement de l'interface béton-FRP et du mécanisme de décollement entre la plaque et la poutre souffrants de concentration de contraintes au niveau de leurs extrémités. Lorsque la valeur de concentration de contrainte est supérieure à la résistance de la couche d'interface, la plaque de renforcement commence à se séparer de l'élément diminuant ainsi l'effet de renforcement.

L'estimation de l'état d'interface de contrainte dans le renforcement des poutres en béton armé est très compliqué expérimentalement en raison de l'effet des fissures [73]. Toutefois, l'enquête sur le comportement de l'interface peut être faite facilement en utilisant des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis.

Comme il est mentionné ci-dessus, le présent modèle d'éléments finis utilise une loi de séparation-traction suggérée par Lu pour simuler l'interface Béton-FRP. Grâce à ce modèle, la distribution de la contrainte de cisaillement et le processus de décollement ont été évalués comme indiqué dans (figures V « 12-14 »).

D'une manière générale de la distribution du cisaillement interfaciale, on peut conclure que la concentration des contraintes commence à se localiser à la fin de plaque à partir du début de l'historique de chargement.

En fonction du modèle de Lu de l'interface Béton-FRP, la résistance maximale au cisaillement de l'interface donnée par l'équation (V-06) est $\tau_{max} = 2,76$ MPa.

De la (**figure V« 12-14 »**), il est à noter que pour la poutre P1, qui est réparé avec plaque mince (1 mm), la contrainte de cisaillement interfaciale atteint la résistance au cisaillement maximale de l'interface à proximité de la charge ultime de rupture située à la fin de la plaque. Bien que la poutre P3, qui est réparé avec la plaque relativement épaisse (3 mm), la contrainte de cisaillement interfaciale atteint la force maximale de cisaillement avant 90% de la charge ultime. Au niveau de la charge est égal à 90% de la charge ultime, le pic de contrainte commence à se tourner vers la mi-portée tandis que la contrainte de cisaillement à la plaque commence à diminuer. Après 90% de la charge ultime, la contrainte de cisaillement interfaciale tombe à zéro à partir de la fin de la plaque et des localités voisines, ce qui indique que le décollement est lancé à partir de la fin de la plaque et se propage vers le milieu de la plaque. Notant que les processus de décollement en termes d'augmentation de la charge deviens plus rapide pour chaque étape sous chargement jusqu'au point de rupture.

L'analyse d'éléments finis a indiqué que l'augmentation de la charge jusqu'au niveau de la charge de rupture, la largeur des fissures à la flexion augmente. En outre, les fissures de cisaillement se propagent également à proximité de la limite de la plaque. Il a été constaté que l'utilisation de plaque rigide (plaque épaisse) augmente plus la propagation des fissures de cisaillement près de la fin de la plaque, où les efforts d'interface sont concentrés, par rapport à la plaque souple (plaque mince) qui à son tour provoque un décollement brutal de la plaque. Cela peut expliquer que l'échec de décollement est plus susceptible d'être dominant lorsque la poutre est réparée par plaque épaisse.

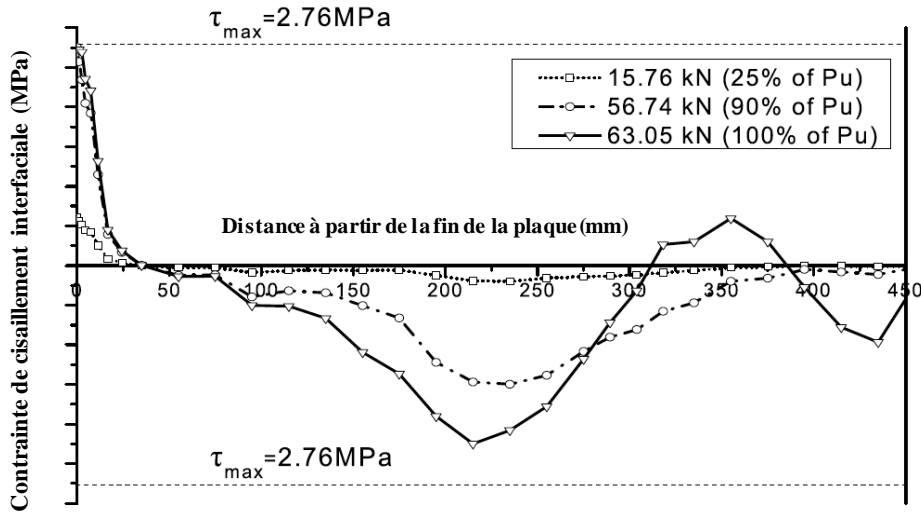


Figure V-12. Distribution inter-faciale de la contrainte de cisaillement de la poutre P1.

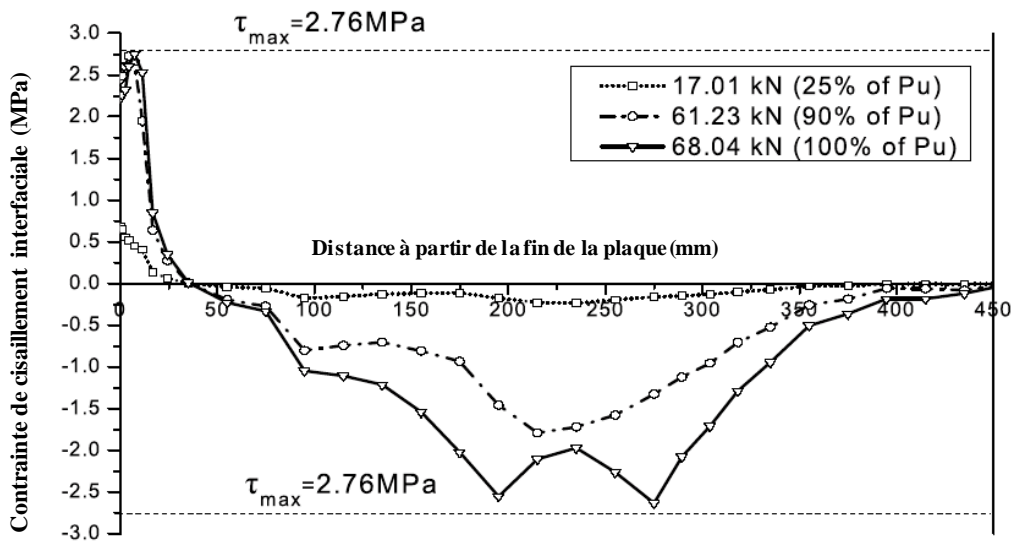


Figure V-13. Distribution inter-faciale de la contrainte de cisaillement de la poutre P2.

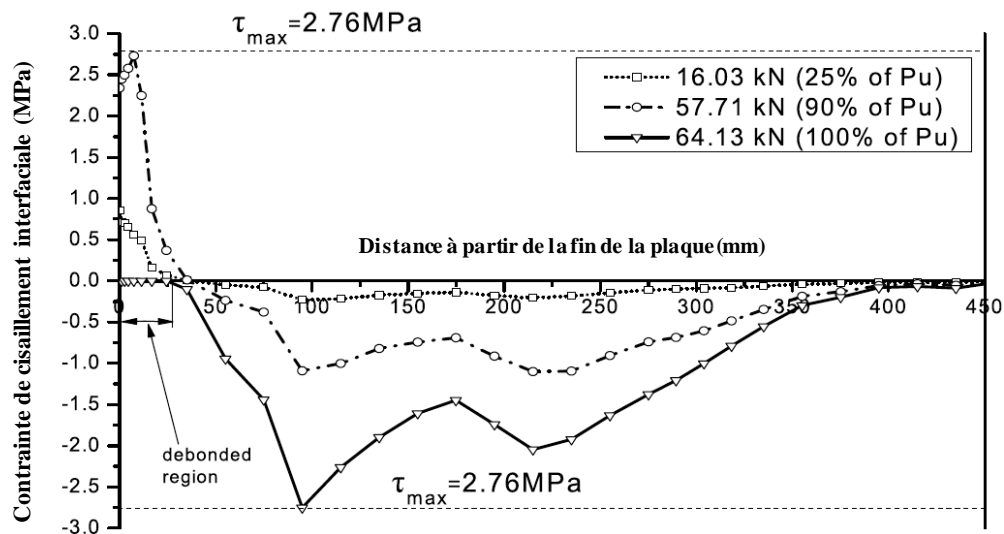


Figure V-14. Distribution inter-faciale de la contrainte de cisaillement de la poutre P3.

IX- EFFET DU DEGRE DE DOMMAGE INITIAL

Cette section traite l'étude de l'effet des différents degrés de dommages initiaux sur le comportement des poutres réparées. En d'autres termes, quelle capacité peut être restaurée lors de la réparation d'une poutre en fonction de son degré de dommages initial ?

Dans le test expérimental; les poutres ont été pré-chargées jusqu'à avoir 10 mm de déflexion centrale qui correspond à 85% de la capacité de chargement de la poutre de contrôle.

Ainsi, une analyse théorique en utilisant le même modèle d'éléments finis est effectuée pour prédire la capacité de charge restitué, les caractéristiques de ductilité et de mode de défaillance des poutres réparées, où les poutres P1, P2 et P3, sont initialement endommagée par les différentes charges équivalentes à 0%, 85% et 95% de la capacité de charge de la poutre de commande.

Les (Figures V « 15 à 17 ») représente les courbes de déflexion de charge des poutres réparées P1, P2, P3, respectivement. Selon ces figures, on constate que pour toutes les poutres réparées la capacité de charge prédite est supérieure à celle de la poutre de commande. Donc, la réparation des poutres initialement endommagées peuvent effectivement améliorer la capacité de charge pour un

certain degré de dommage initial. Il convient de mentionner que cette observation a déjà été confirmée expérimentalement [13, 24, 74].

Il est également noté que, la capacité de charge diminue à mesure que les degrés de dégâts initiaux augmente, mais avec une valeur insignifiante. En général, le comportement de l'étape de rechargement est plus rigide avec une ductilité inférieure pour un degré élevé du dommage initial. Cela peut être dû au comportement de la poutre et sa rigidité devenu plus dépendant de la rigidité de la FRP.

En outre, la faible ductilité observée peut être due au retard du point de rendement de l'acier dans le deuxième cycle qui il est clair pour tous les poutres. Toutefois, si l'on inclut le dommage initial déformation, la ductilité totale n'est pas significativement affectée par le degré de dommages comme il est indiqué dans le (tableau V-3)

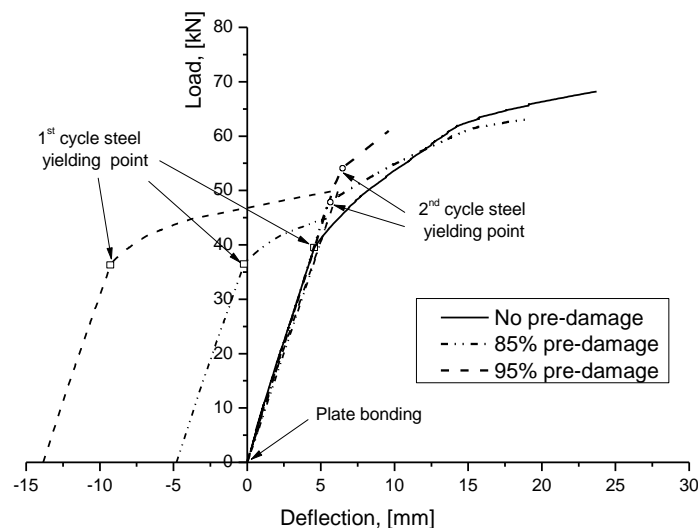


Figure V-15. Effet du degré de dommage initial sur le comportement en chargement-déchargement de la poutre P1

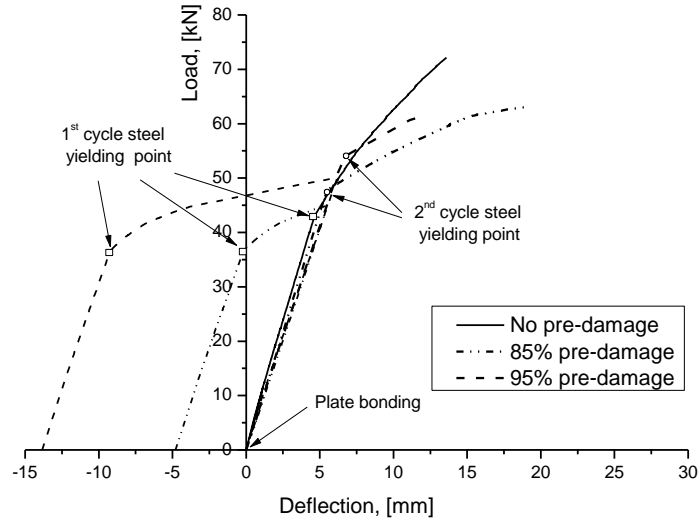


Figure V-16. Effet du degré de dommage initial sur le comportement en chargement-déchargement de la poutre P2

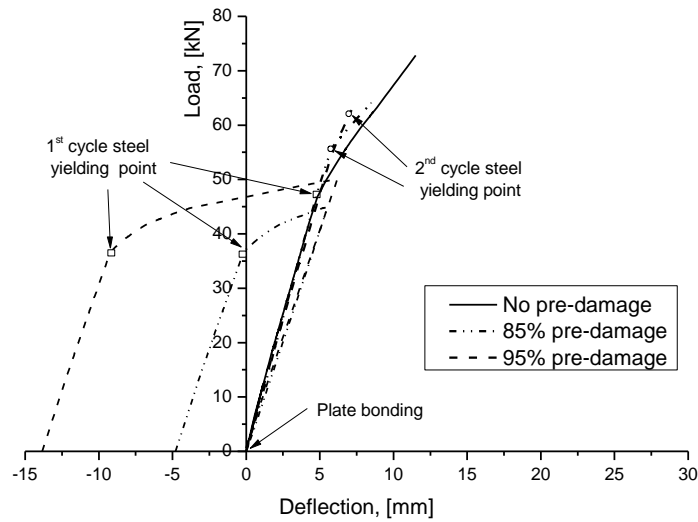


Figure V-17. Effet du degré de dommage initial sur le comportement en chargement-déchargement de la poutre P3

CHAPITRE V : ETABLISSEMENT D'UN MODELE NUMERIQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS ET ANALYSE DES RESULTATS

Poutre	Degré de dommage $\frac{F(1st\ stage)}{F_u(CB)}$	1 ^{ère} étape (préchargement)		2 ^{ème} étape (déchargement)		3 ^{ème} étape (rechargement)		Mécanisme de rupture
		Charge [kN]	Déflexion [mm]	Charge [kN]	Déflexion [mm]	Charge [kN]	Déflexion [mm]	
PC		55.078	27.65	-	-	-	-	
P1	0 %	-	-	0.0	0.0	68.21	23.71	Rupture de la plaque
	85 %	44.72	10	0.0	4.8	63.05	23.75	Rupture de la plaque
	95 %	52.48	21.84	0.0	13.84	61.01	23.47	Décollement de la plaque
P2	0 %	-	-	0.0	0.0	72.16	13.60	Rupture de la plaque
	85 %	44.72	10	0.0	4.8	68.04	17.91	Décollement de la plaque
	95 %	52.48	21.84	0.0	13.84	63.61	23.28	Décollement de la plaque
P3	0 %	-	-	0.0	0.0	72.80	11.50	Décollement de la plaque
	85 %	44.72	10	0.0	4.8	64.14	13.33	Décollement de la plaque
	95 %	52.48	21.84	0.0	13.84	62.79	20.74	Décollement de la plaque

Tableau V-3 : Prédiction des résultats de la poutre en termes de degré de dommage initial

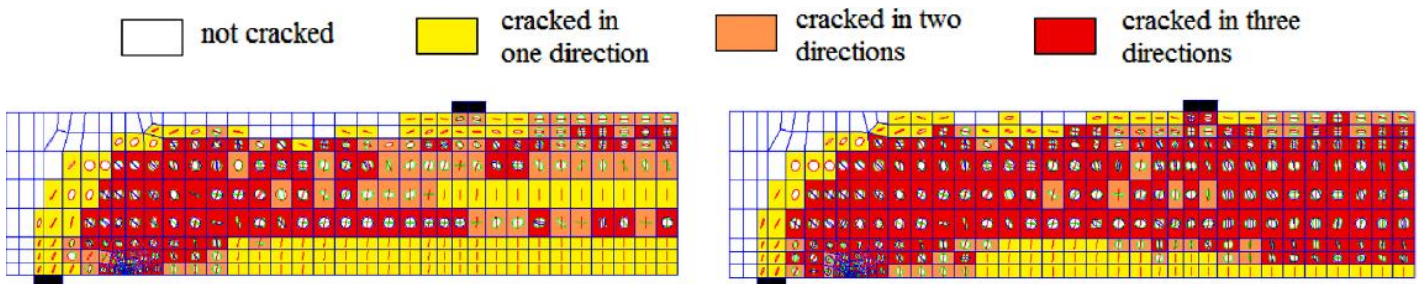


Figure V-18. Type de fissures des différentes poutres endommagées avant réparation

CONCLUSION

Un modèle d'éléments finis a été construit jusqu'à mener une enquête sur le comportement en flexion de poutres en béton armé pré-endommagés réparés avec plaque en FRP. Le modèle numérique prend en compte la non-linéarité des matériaux et utilise une loi de séparation-traction pour simuler le comportement de l'interface. Le modèle développé a été validé en comparant les résultats prédits aux données expérimentales; où un bon accord a été trouvé.

La présente étude donne les conclusions suivantes:

1. Analyse non linéaire par éléments finis qui représente un modèle constitutif appropriée qui peut prédire correctement le comportement des poutres en béton pré-endommagés réparés avec des plaques FRP. Ces modèles numériques sont très importants et indispensable pour bien comprendre le phénomène complexe qui est extrêmement difficiles à évaluer expérimentalement.
2. Incluant l'interface béton-FRP dans le modèle numérique peut améliorer de façon significative la capacité de charge prédit ainsi que le mécanisme de rupture des poutres réparées. Toutefois, dans le cas où l'échec en raison de rupture des plaques FRP est prévu, nous supposons que l'interface de liaison parfaite n'affecte pas fortement les résultats finaux.
3. La réparation de la poutre endommagée peut effectivement restaurer sa force et améliorer sa capacité et sa rigidité même pour des poutres très endommagés. Constatant que la rigidité de la poutre réparée est fonction de la rigidité de la plaque en FRP.
4. les poutres très endommagées sont supposées avoir un type de défaillance de séparation de la plaque en raison de pré-existence de fissures ouvertes et acier cédé en particulier lorsque les plaques épaisses sont utilisées pour la réparation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. **Jian-he Xie, Ruo-lin Hu**, Experimental study on rehabilitation of corrosion-damaged reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced polymer, *Construction and Building Materials*, Volume 38, January 013, Pages 708-716
- [2]. **Yail J. Kim, Garrett Brunell**, Interaction between CFRP-repair and initial damage of wide-flange steel beams subjected to three-point bending, *Composite Structures*, Volume 93, Issue 8, July 2011, Pages 1986-1996
- [3]. **Yail J. Kim, Kent A. Harries**, Fatigue behavior of damaged steel beams repaired with CFRP strips, *Engineering Structures*, Volume 33, Issue 5, May 2011, Pages 1491-1502
- [4]. **A.H. Al-Saidy, K.S. Al-Jabri**, Effect of damaged concrete cover on the behavior of corroded concrete beams repaired with CFRP sheets, *Composite Structures*, Volume 93, Issue 7, June 2011, Pages 1775-1786
- [5]. **D. Dan**, Experimental tests on seismically damaged composite steel concrete walls retrofitted with CFRP composites, *Engineering Structures*, Volume 45, December 2012, Pages 338-348
- [6]. **Thanasis C. Triantafillou**, Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites, *ACI Structural Journal*, Volume: 95, Issue: 2, 1998, pp. 107-115
- [7]. **Amir Si Larbi, Amen Agbossou, Patrice Hamelin**, Experimental and numerical investigations about textile-reinforced concrete and hybrid solutions for repairing and/or strengthening reinforced concrete beams, *Composite Structures*, Volume 99, May 2013, Pages 152-162
- [8]. **A. Si Larbi, R. Contamine, P. Hamelin** "TRC and hybrid solutions for repairing and/or strengthening reinforced concrete beams", *Engineering Structures*, Volume 45, December 2012, Pages 12-20.
- [9]. **R.H. Haddad, R.Z. Al-Rousan, B.Kh. Al-Sedyri**, Repair of shear-deficient and sulfate-damaged reinforced concrete beams using FRP composites, *Engineering Structures*, Volume 56, November 2013, Pages 228-238
- [10]. **John F. Bonacci and Mohamed Maalej**, "Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer for Rehabilitation of Corrosion Damaged Concrete Beams", *ACI Structural Journal*, Volume: 97, Issue: 5, 2000, pp. 703-711.
- [11]. **Oral Buyukozturk and Brian Hearing (1998)**. "Failure Behavior of Precracked Concrete Beams Retrofitted with FRP." *Journal of Composites for Construction*, 2(3), 138–144.
- [12]. **Sharif, A., Al-Sulaimani, G.J., Basunbul, I.A., Baluch, M.H., and Ghaleb, B.N. (1994)**. "Strengthening of Initially Loaded Reinforced Concrete Beams Using FRP Plates," *ACI Structural Journal* Vol. 91 No. 2, pp 160-168.
- [13]. **Omrane Benjeddou, Mongi Ben Oueddou, Aouicha Bedday**, Damaged RC beams repaired by bonding of CFRP laminates, *Construction and Building Materials* Vol. 21 (2007), 1301–1310.
- [14]. **A. Tounsi** "Improved Theoretical Solution for Interfacial Stresses in Concrete Beams Strengthened with FRP Plate" *International Journal of Solids and Structures*, Vol 43: 4154 – 4174, 2006.

- [15]. **A. Tounsi, T. Hassaine Daouadji, S. Benyoucef, E.A. AddaBedia**, « Interfacial stresses in FRP-plated RC beams: Effect of adherend shear deformations” *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 29(4), 2009, 343 – 351.
- [16]. **A. Tounsi, S. Benyoucef** “Interfacial Stresses in Externally Plated Concrete Beams” *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Vol 27: 207 – 215, 2007.
- [17]. **K. Belakhdar, A. Tounsi, S. Benyoucef, E. A. AddaBedia and S. M. El Hassar**“On the Reduction of the Interfacial Stresses in a Repaired Beam with an Adhesively Bonded FRP Plate” *Composite Interfaces* 17 (2010) 1–14.
- [18]. **B. Guenaneche, B. Krour, A. Tounsi, A. Fekrar, S. Benyoucef, E.A. AddaBedia**, “Elastic analysis of interfacial stresses for the design of a strengthened FRP plate bonded to an RC beam” *International Journal of Adhesion & Adhesives* 30 (2010) 636–642.
- [19]. **A. Benachour, S. Benyoucef, A. Tounsi, E.A. AddaBedia**, “Interfacial stress analysis of steel beams reinforced with bonded prestressed FRP plate” *Engineering Structures* 30 (2008) 3305 – 3315.
- [20]. **B. Krour, F. Bernard, A. Tounsi**“Fibers orientation optimization for concrete beam strengthened with a CFRP bonded plate: A coupled analytical–numerical investigation” *Engineering Structures*, 56 (2013) 218–227.
- [21]. **Kenneth W. NEALE, Ahmed GODAT, Hussien M. ABDEL BAKY, Walid E. ELSAYED, Usama A. EBEAD**, Approaches For Finite Element Simulations Of Frp-Strengthened Concrete Beams And Slabs, Vol.4, 2011, 59-72
- [22]. **Yail J. Kim, Kent A. Harries**, Modeling of timber beams strengthened with various CFRP composites, *Engineering Structures*, Volume 32, Issue 10, October 2010, Pages 3225-3234
- [23]. **Yasmeen Taleb Obaidat, Susanne Heyden, Ola Dahlblom**, The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modelling retrofitted RC beams with FEM, *Composite Structures* 92 (2010) 1391-1398.
- [24]. **Buyle-Bodin François, David Emmanuelle, Ragneau Eric**, Finite element modelling of flexural behaviour of externally bonded CFRP reinforced concrete structure, *Engineering Structures*(2002), 24 (11), 1423 – 1429.
- [25]. **R. Al-Rousan, R. Haddad**, NLFEA sulfate-damage reinforced concrete beams strengthened with FRP composites, *Composite Structures*, 96 (2013) 433–445.
- [26]. **Marco Arduini and Antonio Nanni (1997)**. ”Behavior of Precracked RC Beams Strengthened with Carbon FRP Sheets.” *Journal of Composites for Construction*, 1(2), 63–70.
- [27]. **Courant, R. L.**: Variational Methods for the Solution of Problems of Equilibrium and Vibration. *Bulletin of the American Mathematical Society*, 49:1-23, 1943.
- [28]. **Ritz, W**: Uebereine neue Methode zur Losung gewisser Variationsprobleme der mathematischen Physik. *J. Reine Angew. Math.*, 135 :1{61, 1908.
- [29]. **Turner, M.J., R.W. Clough, H.C. Martin et L.C. Topp**: Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures. *Journal of the Aeronautical Sciences*, 23 :805{882, 1956.
- [30]. **ANSYS Release V. 12. ANSYS, Inc., Manuals set. SAS IP, Inc. USA; 2009.**

- [31]. **DAVID, E.**, Comportement mécanique de poutres en béton armé renforcées ou réparées par collage de matériaux composite, Etude expérimentale et modélisation, Thèses de Doctorat, Spécialité génie civil, Université d'Artois, France, 1999.
- [32]. **PICARD, A., MASSICOTTE, B., BOUCHER, E.**, Strengthening of reinforced concrete beams with composite materials: theoretical study, *Composite Structures*, 33, 63-75, 1995.
- [33]. **Règles BAEL 91 révisées 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé**
- [34]. **Foo, S., Naumoski, N. et Saatcioglu, M. (2001)** "Aléas sismiques, codes du bâtiment et pinions d'atténuation des risques pour les immeubles canadiens", Bureau de la Protection des Infrastructures Essentielles et de la Protection Civil, Ministère des Travaux Publics et Service Gouvernementaux, N° du Catalogue : D 82-73/2002F-IN.
- [35]. **RiadBenzaid, HabibAbdelhakMesbah, Nasr-EddineChikh.** Contribution à l'Etude des Matériaux Composites Dans le Renforcement et la Réparation Des Eléments Structuraux Linéaires en Béton. Editions Universitaires Européennes. Editions Universitaires Européennes, pp.264, 2010, 978-613-1-55146-8.
- [36]. **Hamelin P., Ferrier E., (2001), Rapport N0 LCPC/01 du 27/04/01, Rev. 0.0 commande n0 2000/14791,** Etude bibliographique sur les renforcements par matériaux composites de structure du génie civil- Comportement en fatigue et en fluage des renforcements, Identifications des problèmes liées aux renforcements par composites, Cahier des charges essai de fatigue, L2M, université Lyon I, pages 93.
- [37]. **FIB bulletin 14 (2001)**, Externally bonded FRP reinforcement for RC structures- Technical report on the Design and use of externally bonded fibres reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures, July 2001.
- [38]. **Hollaway L.C., Leeming M.B. (2001)**, Strengthening of reinforced concrete structures – using externally –bonded FRP composites in structural and civil engineering, Woodhead Publishing Limited, Cambridge England, First published 1999, reprinted 2001.
- [39]. **Arduini M., Nanni A. (1997)**, parametric study of beams with externally bonded FRP reinforcement, *ACI Structural Journal*, September-October 1997, pp493-500.
- [40]. **Sebastian W.M. (2001)**, Significance of midspan debonding failure in FRP-plated concrete beams, *ASCE Journal of Composites for Construction*, July 2001, pp792-798.
- [41]. **Quantrill R. J., Hollaway L.C., Throne A.M. (1996B)**, Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: part II, *Magazine of Concrete research*, 1996, 48, No. 177, DEC., pp343-351.
- [42]. **Chajes M.J., Januszka T.F., Mertz R., Thomson T.A., Finch W.W. (1995)**, Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics, *ACI Structural Journal*, May-June 1995, pp295-302.
- [43]. **Nguyen Dai Mink, Chan ToongKhuan and Cheong HeeKiat. (2001)**, « effect of plate length on the strength of reinforced concrete beams bonded with CFRP plates brittle failure and development length of CFRP-concrete beams », *journal of composite for construction. ASCE* vol5, no.1, pp :12-17.

- [44]. **Roberts T.M.** (1989), Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams, *The structural Engineering*, volume 67, No.12/20, June 1989, pp229-233.
- [45]. **Fanning P.J., Kelly O.** (2001), Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates, *ASCE Journal of composites for construction*, May 2001, pp.122 – 127.
- [46]. **Triantafillou T.C., Deskovic N., Deuring M.** (1992), Strengthening of concrete structure with prestressed fiber reinforced plastics sheets, *ACI Structural Journal*, May-June 1992, pp235-244.
- [47]. **Hollaway L.C., Leeming M.B.** (2001), Strengthening of reinforced concrete structures – using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering, Woodhead Publishing Limited, Cambridge England, First published 1999, reprinted 2001.
- [48]. **Rahimi H., Hutchinson A.** (2001), Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates, *ASCE Journal of Composites for Construction*, February 2001, pp44-56.
- [49]. **Saadatmanesh H., Hsani M.R.** (1991A), RC beams strengthened with GFRP plates I: experimental study, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.117, No.11, November 1991, pp3417-3433.
- [50]. **Grace N.F.** (2001), Strengthening of negative moment region of reinforced concrete beams using carbon fiber-reinforced polymer strips, *ACI Structural Journal*, May-July 2001, pp347- 358.
- [51]. **Spadea G., Bencardino F., Swamy R. N.** (1998), Structural behavior of composite RC beams with externally bonded CFRP, *ASCE Journal of Composites for Construction*, August 1998, pp132-137.
- [52]. **AFGC** (2003), Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites, *Recommandations provisoires*, décembre 2003.
- [53]. **Mallett G.P.** (1991), *Fatigue of reinforced Concrete (state-of-the-art review 2)*, London: HMSO, 1991.
- [54]. **Bathias C., Bailon J.P.** (1997), *La fatigue des matériaux et des structures (2^e édition revue et augmentée)*, HERMES, Paris, 1997.
- [55]. **Clarke J.L.** (1993), *Alternative materials for the reinforcement and prestressing of concrete*, Blackie Academic & Professional, first edition, 1993.
- [56]. **Masoud S., Soudki k., Topper T.** (2001), CFRP-strengthened and corroded RC beams under monotonic and fatigue loads, *ASCE Journal of composites for construction*, November 2001, p.228 – 236
- [57]. **Shahawy M., Beitelman T.E.** (1998), Fatigue performance of RC beams strengthened with CFRP Laminates, *proceedings of 1st CDDC international conference on durability of fibre reinforced polymer composite for construction*, Sherbrook, August 1998, P. 169 – 178
- [58]. **Barnes R. A. , Mays G. C.** (1999), Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates, *ASCE, Journal of composites for construction*, May 1999, p.63 – 72.

- [59]. **Papakonstantinou C.G, Petrou M.F., Harries K.A.** (2001), Fatigue behavior of RC beams strengthened with GFRP sheets, *ASCE Journal of composites for construction*, November 2001, p.246 – 253.
- [60]. **Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. et Lam, L.** (2002) “FRP strengthened RC structures”, John Wiley& Sons, Ltd, Chichester, UK, 245 p.
- [61]. **KARBHARI, V.**, Durability of frp composites for civil infrastructure –myth, mystery or reality, Department of Structural Engineering University of California, PresentationPower Point, 2000, Consultable sur le site [NET 04].
- [62]. **Kachlakev, D. et Mc Curry, D.D.** (2000) “Behavior of full-scale reinforced concrete beams retrofitted for shear and flexural with FRP laminates”, *Composites: Part B*, Vol. 31, pp. 445-452.
- [63]. **Wang T, Hsu T.** “Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models”. *Computer and structures* 2001; 79: 2781-2791.
- [64]. **Foster SJ, Budiono B, Gilbert RI.** “Rotating Crack Finite Element Model For Reinforced Concrete Structures”. *Computer & structures* 1996; 58(1) 43-50.
- [65]. **Pang X B, Hsu T T C.** Fixed Angle Softened Truss Model for Reinforced Concrete. *ACI structural journal* March-April 1996; 93(2) 197-207.
- [66]. **Bahn BY, Thomas HsuCTT.** Cyclically and Biaxially Loaded Reinforced Concrete Slender Columns. *ACI Structural Journal* May-June 2000; 97(3) 444-454.
- [67]. **ACI Committee 318.** **Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-99).** Detroit (MI): American Concrete Institute; 1999.
- [68]. **Thabet A, Haldane D.** Three-Dimensional Simulation of Nonlinear Response of Reinforced Concrete Members Subjected to Impact Loading. *ACI structural journal* September-October 2000; 97(5) 698-702.
- [69]. **Smadi MM, Belakhdar K.** Nonlinear finite element analysis of high strength concrete slabs. *Comput Concrete* 2007;4(3):187–206.
- [70]. **Lu XZ, Ten JG, Ye LP, Jaing JJ.** Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. *EngStruct* 2005;24(5):920–37.
- [71]. **Y. Sümer, and M. Aktaş,** Bondlength effect of fiberreinforced polymers bonded reinforced concrete beams, *International Journal of the Physical Sciences* Vol. 6(24), pp.5795-5803, 16 October, 2011
- [72]. **Sayed-Ahmed EY, Bakay R, Shrive NG.** Bond strength of FRP laminates to concrete: state-of-the-art review. *Electron J StructEng* 2009;9:45–61.
- [73]. **Neale KW, Ebead UA, Abdel Baky HM, Elsayed WE, Godat A.** Modelling of debonding phenomena in FRP-strengthened concrete beams and slabs. In: *Proceedings of the international symposium on bond behaviour of FRP in structures (BBFS 2005)*. International Institute for FRP in Construction; 2005. p.45–54.
- [74]. **David E, Ragneau E, Buyle-Bodin F.** Experimental analysis of flexural behavior of externally bonded CFRP reinforced concrete structure. *Mater Struct* 2003;36(258):238–41.

- [75]. Pavin, A. et Granata, P. (2000) "Investigation on the effects of fiber composites at concrete joints", *Composites: Part B*, Vol. 31, pp. 499-509.
- [76]. Alampalli, S., O'Connor, J. et Yannotti, A.P. (2002) "Fiber reinforced polymer composites for the superstructure of a short-span rural bridge", *Composites structures*, Vol. 58, pp. 21-27.
- [77]. Nassif, H.H. et Najm, H. (2003) "Experimental and analytical investigation of ferrocement concrete composite beams", *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26, No. 7, pp. 787-796.
- [78]. Hag-Elsafi, O., Alampalli, S. et Kunin, J. (2003) "In-service evaluation of a reinforced concrete T-beam bridge FRP strengthening system", *Composite Structures*, Vol. 64, No. 2, pp. 179-188.
- [79]. Hwang, S.K. et Yun, H-D. (2004) "Effects of transverse reinforcement on flexural behaviour of high-strength concrete columns", *Engineering Structures*, Vol. 25, pp. 1-12.
- [80]. Buyukozturk, O., Gunes, O. et Karaca, E. (2004) "Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites", *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp. 9-19.
- [81]. Steiner, W. (1996) "Strengthening of structures with FRP strips" In: El-Badry, M.M. (Ed.), *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, pp. 407-417.
- [82]. Mukhopadhyaya, P., Swamy, N., et Lynsdale, C. (1998) "Optimizing structural response of beams strengthened with GFRP plates", *Journal of Composites for Construction, ASCE*, Vol. 2, No. 2, pp. 87-95.
- [83]. Teng, J.G., Smith, S.T., Yao, J. et Chen, J.F. (2003) "Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs", *Construction and Building Materials*, Vol. 17, pp. 447-462.
- [84]. Hau, K.M. (1999) "Experiments on concrete beams strengthened by bonding fibre reinforced plastic sheets", *Master of Science in Civil Engineering Thesis*, the Hong Kong Polytechnic University.
- [85]. Mander, J. B., Priestley, M.J.N. et Park, R. (1988) "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [86]. Shahawy, M., Mirmiran, A., Beitelman T. (2000) "Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns", *Composites: Part B*, Vol. 31, pp. 471-480.
- [87]. Voley, I. Y. (2006) "Modeling of fiber reinforced polymer confined concrete cylinders", *Master of Science Thesis*, Department of Mechanical Engineering, Louisiana State University, 101 p.
- [88]. Pantelidis, C. P., Clyde, C et Reavaley, L. D. (2000) "Rehabilitation of RC building joints with FRP composites", *12th World Conference of Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- [89]. Varastehpour, H., Ferrier, E. et Hamelin, P. (1998) "Réparation des ouvrages en béton armé – béton précontraint par placage de matériaux composites", *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, No. 3, p. 55-61, juin 1998.

- [90]. **Pantelides, C., Duffin, J., et Cercone, L. (2002)** “Phase II: seismic rehabilitation of concrete bridges - verification using in-situ tests at south temple bridge on I-15”, *Construction Report*, Utah Department of Transportation-Research Division, Civil & Environmental Engineering Department, University of Utah, Salt Lake City, Utah, Report N°. UT-02.14, December 2002.
- [91]. **Meier, U. (1998)** “Latest development of the post-strengthening techniques with advanced composites materials”, *Tehtextil Symposium 98*, Textile et construction, Vol. 1, Lyon, pp. 231-239.
- [92]. **Sika. (1998)** “Renforcement par le procédé SikaCarbodur”, *Cahier des Clauses Techniques*, CCT 37.
- [93]. **Berbain, F., Chevalier, A et Choudin, C. (1997)** “Mise en oeuvre des composites, Méthodes et Matériels”, A 3 720, *Technique de l'Ingénieur*, Traité Plastiques et Composites, volume AM 5.
- [94]. **Master Builders, Inc. and Structural Preservation Systems. (1998)** “MBrace Composite Strengthening System: Engineering Design Guidelines”, 2nd edition. Cleveland, OH: Master Builders, Inc.
- [95]. **Balaguru, P., Nanni, A., et Giancaspro, J. (2009)** “FRP composites for reinforced and prestressed concrete structures- A guide to fundamentals and design for repair and retrofit”, *Taylor Francis*, London, UK, 334 p.
- [96]. **Chatain, M. (2001)** “Matériaux composites : présentation générale”, AM 5 000, *Technique de l'ingénieur*, Traité Plastiques et Composites, Vol. AM 6.
- [97]. **Luyckx, J. (1999)** “Composites à fibres de carbone dans le génie civil”, *Technique de l'ingénieur*, Traité Plastiques et Composites, AM 5 620.
- [98]. **GangaRao, H.V.S. ,Taly et al. (2007)** « Reinforced Concrete Design with FRP Composites, CRC Press, Boca Raton, FL.