
République Algérienne Démocratique Et Populaire
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Laboratoire Construction et Environnement

Mémoire de Magister

Présenté par :

Ahmed LAICHAOUI

Ingénieur d'Etat en Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique

Thème :

ANALYSE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DES
POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES PAR
MATÉRIAUX COMPOSITES

Soutenu le : Mardi 19 Décembre 2006

Devant le jury composé de :

Président :	Mr. S. KENAI	Professeur (USD-BLIDA)
Directeur du Mémoire :	Mr. A. BALI	Professeur (ENP)
Co-Directeur du Mémoire :	Mr. M. ABDESSEMED	Chargé de Cours (USD-BLIDA)
Examineurs :	Mr. K. SILHADI	Maître de Conférences (ENP)
	M^{me}. R. KETTAB	Chargée de Cours (ENP)
	Mr. R. BOUTEMEUR	Chargé de Cours (ENP)
Invité :	Mr. M. BOUHAMADI	Directeur Technique SIKA

10, Avenue Hassen Badi El-Harrach, Alger

Abstract:

Repair and strengthening techniques by gluing carbon fibers composites materials are characterized by their simplicity of placing and their efficiency, and materials used by their high tensile strength and their good resistance of corrosion. The application of these materials for the reinforcement of bridges and buildings is very new and many studies are carried out on the behavior of reinforced elements by these composites (CFRP).

The objective of this research is to study the effect of the strengthening of reinforced concrete beams subjected to bending by gluing composites based on carbon fibers and to contribute at the good use of this technique which remains hardly known in our country. This experimental study showed that the strengthening by composites materials improves the mechanical performances of the reinforced concrete beams in terms of bearing capacity with an increase from **13 to 56%** and a reduction of steels and concrete deformations. However, a more fragile behavior is observed with a reduction of the deflection (**37 to 140%**).

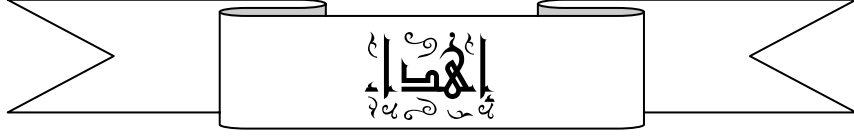
Key words : Strengthening, repair, composites, carbon fiber, laminate, wrap.

Résumé :

Les techniques de réparation et renforcement par collage de composites de fibres de carbone se caractérisent par leur simplicité de mise en œuvre et leur efficacité, et les matériaux utilisés par leur résistance à la traction élevée et leur bonne résistance à la corrosion. L'application de ces matériaux pour le renforcement des ouvrages d'art et bâtiments est très récente, et plusieurs études ont été réalisées sur le comportement d'éléments renforcés par ces composites à travers le monde.

L'objectif de cette étude est d'analyser l'effet du renforcement des poutres en béton armé à la flexion par collage de composites à base de fibres de carbone et de contribuer à la bonne maîtrise de cette technique qui reste toujours peu connue dans notre pays. Cette étude expérimentale a montré que le renforcement par matériaux composites améliore les performances mécaniques des poutres en béton armé en terme de capacité portante soit un gain de **13 à 56%** et de réduction des déformations des aciers et du béton. Cependant, un comportement plus fragile est observé avec une réduction de la flèche (**37 à 140%**).

Mots clés: Renforcement, réparation, composites, fibres de carbone, lamelle, tissu.



أهدي هذا العمل المتواضع :

- إلى أعزّ الناس إليّ على وجه البسيطة وأكرمهم عندي، والديّ وعمّتي ذووا الفضل العظيم عليّ بعد فضل الله ، الذي أسأله أن يحفظهم ويطيل في أعمارهم ويبارك لهم فيها.
- إلى جدتيّ حفظهما الله.
- إلى أختي وإخوتي.
- إلى كل أفراد عائلة العيشاوي وعائلة تواتي.
- إلى كل زملائي وأصدقائي بالمنصورة، بالحجّي الجامعي بوراوي عمّار وبالمدرسة الوطنية المتعددة التقنيات.

أحمد العيشاوي

Dotbger

Remerciements

*Je tiens tout d'abord à remercier et en premier lieu **mon Dieu le Tout Puissant et Miséricordieux** qui m'a donné la force, la volonté et le courage à mener à bonne fin ce travail, ainsi que je remercie mes très chers parents et ma très chère tante pour toute l'aide et le soutien qu'ils m'ont offerts tout au long de mes études.*

*Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance vont à mon Directeur de thèse le **Pr. A. BALI** et mon Co-Directeur de thèse **Mr M. ABDESSEMED** pour leurs dévouements, leurs conseils et leurs soutiens moral et matériel tout au long de l'élaboration de ce travail.*

*Ma reconnaissance va également à **Mr Pr. S. KENAI**, pour ses critiques constructives et pour l'intérêt qu'il a porté à cette recherche, durant l'élaboration de ce travail, et pour l'honneur qu'il me fait en président le jury de ce mémoire.*

*Mes remerciements vont aux membres de jury **Mme R.KETTAB, et Messieurs R. BOUTEMEUR et K. SILHADI**, d'avoir accepté d'examiner, d'évaluer et d'enrichir ce travail.*

*Je tiens à remercier toute l'équipe de **SIKA Outre Mer** et à leur tête **Mr BOUHAMADI** pour son soutien matériel.*

*Je n'oublierais pas de remercier **Mr EL AMRI Rachid** le technicien de laboratoire, qui m'a aidé dans la partie expérimentale.*

Je remercie tous les enseignants qui ont participé à ma formation, en graduation et en post-graduation.

*Enfin, Je remercie tous mes amis **M. ATTEA, A. BOUDINA, M. BOUKERROU, M. BOUZOUALEGH, H. DJAFFEL, M. HARKATI, A. LOUCIF, et L. ROUASKI** qui m'ont énormément aidé dans la partie expérimentale, et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.*

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	01
------------------------------------	-----------

CHAPITRE I : DÉSORDRES ET RÉPARATION DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

I.1 GENERALITES	03
I.2 Désordres Affectant les Ouvrages en Génie Civil	03
I.2.1 Dégradation des Matériaux	03
I.2.2 Désordres dus aux Erreurs de Conception ou d'Exécution	03
I.2.3 Modification des Conditions d'Exploitation ou d'Utilisation des Ouvrages	05
I.3 METHODES DE REPARATION ET DE RENFORCEMENT	05
I.3.1 Traitement de Surface	05
I.3.1.1 Ragréages	06
I.3.1.2. Injection des fissures	06
I.3.2 Protection du Béton et des Armatures	07
I.3.2.1 Techniques de protection du béton	07
I.3.2.2 Protection des armatures	08
I.3.3. Régénérations des Matériaux	09
I.3.4 Ajout de Forces ou de Déformations	09
I.3.4.1 Renforcement des ouvrages en flexion	10
I.3.4.2 Renforcement des ouvrages vis à vis de l'effort tranchant	10
I.4 TECHNOLOGIE DE RENFORCEMENT	10
I.4.1 Définitions	10
I.4.2 Techniques de Renforcement Classiques des Eléments Structuraux	10
I.4.2.1 Gainage (Chemisage)	10
I.4.2.2 Injection des fissures	11
I.4.2.3 Béton projeté	11
I.4.2.4 Précontrainte extérieure	12
I.4.3 Techniques de Renforcement par Placage des Tôles d'Acier	12

CHAPITRE II : RENFORCEMENT PAR MATÉRIAUX COMPOSITES

II.1 GENERALITES	15
II.2 DEFINITION D'UN MATERIAU COMPOSITE	15
II.2.1 Types des Composites	16
II.3 TYPES DE FIBRES	16
II.3.1 Fibre de Verre	17
II.3.2 Fibre de Carbone	18
II.3.3 Fibre d'Aramide	19
II.3.4 Autre Renforts	20
II.4. LES MATRICES	21
II.4.1 Matrices Thermoplastiques	21

II.4.2 Matrices Thermodurcissables	21
II.4.3 Matrices Métalliques	23
II.4.4 Préparation des Matrices ou Formulation	23
II.5 RENFORCEMENT DES OUVRAGES PAR MATERIAUX COMPOSITES	24
II.5.1 Notion de Multicouches Composites pour la Réparation des Ouvrages	25
II.5.2 Différentes Techniques de Mise en Œuvre	25
II.5.3 Technique de Renforcement par Précontrainte Additionnelle	26
II.5.4 Positionnement des Renforts Suivant la Localisation des Zones Endommagées	26
II.6 COMPOSITES A FIBRES DE CARBONE DANS LE GENIE CIVIL	27
II.6.1 Généralités	27
II.6.2 Procédés de Renforcement	27
II.7 UTILISATION DES FIBRES DE CARBONE DANS LA REHABILITATION	30
II.7.1 Remplacement des Tôles Métalliques par des Fibres de Carbone	30
II.7.2 Utilisations des Composites dans Différent Pays	31
i) Au Japon	31
ii) Aux Etats-Unis	32
iii) Au Canada	32
iv). En Europe	33
v) En Algérie	33
II.8 CONCLUSION	34
 CHAPITRE III : COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR LES MATERIAUX COMPOSITES	
III.1 INTRODUCTION	35
III.2 COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARME SOUMISES A LA FLEXION	35
III.2.1 Lois de Comportement du Béton	35
III.2.2 Loi de Comportement de l'Acier	41
III.2.3 Poutres en Béton Armé	42
III.3 COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR DES FIBRES DE CARBONE	46
III.3.1 Critères de Résistance du Renfort	46
III.3.1.1 Traction dans la direction des fibres	46
III.3.1.2 Compression dans la direction des fibres	46
III.3.1.3 Traction et compression transversales – dimensionnement des renforts	46
III.3.2 Études Antérieures sur le Renforcement par Matériaux Composites	47
III.3.2.1 Renforcement en flexion	47
III.3.2.2 Renforcement au cisaillement	53
III.4 CONCLUSION	57

CHAPITRE IV : ETUDE EXPERIMENTALE

IV.1 INTRODUCTION	58
IV.2 MATERIAUX UTILISES	58
IV.2.1 Le Ciment	58
IV.2.2 Les Granulats	58
IV.2.3 Le Sable	59
IV.2.4 L'eau	61
IV.2.5 L'acier	61
IV.3 COMPOSITION DU BETON	61
IV.3.1 Méthode de Faury	61
IV.3.2 Détermination des Différents Coefficients	62
IV.3.3 Détermination des Pourcentages des Agrégats	64
IV.3.4 Dosage en Eau	64
IV.3.5 Composition Pondérale des Constituants	64
IV.4 CARACTERISTIQUES DU BETON MIS EN ŒUVRE	65
IV.4.1 Essai sur Béton Frais	65
IV.4.2 Essais sur Béton Durci	66
IV.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX COMPOSITES	68
IV.5.1 Sika Carbodur Lamelle	68
IV.5.2 Tissu de Fibre de Carbone Sika Wrap (SIKAWRAP HEX 230 C)	69
IV.5.3 Sikadur 30 Colle	69
IV.5.4 Sikadur 330	70
IV.5.5 Composite Sikawrap HEX 230 C/ Sikadur 330	70
IV.6 PREPARATION DES POUTRES	71
IV.6.1 Dimensions des Poutres et Ferrailage	71
IV.7. RENFORCEMENT DES POUTRES PAR MATERIAUX COMPOSITES	74
IV.7.1 Mise en Œuvre du Renforcement par Sika Carbodur	74
IV.7.2 Mise en Œuvre du Sika Wrap	75
IV.8 MODES DE RENFORCEMENT ETUDIES	76
IV.8.1 Description des Poutres RA1	76
IV.8.2 Description des Poutres RA2	76
IV.8.3 Description des Poutres RA3	77
IV.8.4 Description des Poutres RA4	77
IV.9 CONDUITE DE L'ESSAI	78
IV.9.1 Appareils de Mesure	80
a). Flèches	80
b). Déformations du béton, de l'acier et du composite	80
c). Déformations latérales –extensomètre mécanique-	82

CHAPITRE V : RÉSULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSION

V.1 GENERALITES	83
V.2 POUTRES TEMOINS EN BETON ARME	83
V.2.1 Courbe Force -Flèche	83

V.2.2 Fissuration	85
V.2.3 Courbe Force -Déformation du Béton et de l'Acier	85
V.3 POUTRES RENFORCEES	86
V.3.1 Poutres Renforcées par une Lamelle sur la Face Inférieure (RA1)	86
V.3.2 Poutres Renforcées par une Lamelle sur la Face Inférieure et un Tissu sur les Faces Latérales (RA2)	89
V.3.3 Poutres Renforcées sur la Face Inférieure par une Lamelle et un Tissu et sur les Faces Latérales par un Tissu Seulement (RA3)	93
V.3.4 Poutres Renforcées par une Lamelle sur la Face Inférieure et des Bondes de Tissu sur les Faces Latérales (RA4)	96
V.4 COMPARAISON ENTRE LES TYPES DE RENFORCEMENT	100
V.4.1 Courbes Force -Flèche	100
V.4.2 Courbes Force -Déformation du Béton	103
V.4.3 Courbes Force -Déformation de l'Acier	106
V.4.4 Courbes Force -Déformation du Composite	108
V.5 COMPARAISON AVEC LES PREVISIONS THEORIQUES	109
V.5.1. Prévisions Théoriques	110
V.5.2. Discussion	112
V.6 POSITION DE L'AXE NEUTRE	112
V.7 CONCLUSION	115
CONCLUSION GÉNÉRALE	116
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

LISTE DES FIGURES

N°	<i>Titre de la figure</i>	Page
Fig.1.1.	<i>Technique de béton projeté</i>	11
Fig.1.2.	<i>Poutre en béton armé renforcée à l'aide d'une plaque d'acier</i>	12
Fig.1.3.	<i>Fissure provoquant l'arrachement du béton à une extrémité</i>	13
Fig.2.1.	<i>Composants de base</i>	16
Fig.2.2.	<i>Production des fibres de carbone</i>	18
Fig.3.1.	<i>Essai de compression</i>	35
Fig.3.2.	<i>Essai de traction par fendage</i>	37
Fig.3.3.	<i>Essai de traction par flexion</i>	37
Fig.3.4.	<i>Diagramme contrainte-déformation (réel)</i>	38
Fig.3.5.	<i>Diagramme contrainte-déformation</i>	38
Fig.3.6.	<i>Diagramme parabole rectangle</i>	39
Fig.3.7.	<i>Diagramme rectangulaire simplifié</i>	40
Fig.3.8.	<i>Courbes typiques contrainte- déformation pour l'acier</i>	41
Fig.3.9.	<i>Courbe contrainte-déformation des aciers</i>	42
Fig.3.10.	<i>Processus du développement de la fissuration et de la ruine d'une poutre soumise à la flexion simple</i>	44
Fig.3.11.	<i>Loi de comportement du renfort</i>	46
Fig.3.12.	<i>Ancrage avec cornières d'acier profilées en L</i>	48
Fig.3.13.	<i>Prolongement de la plaque jusqu'aux appuis</i>	48
Fig.3.14.	<i>Ancrage avec boulons</i>	49
Fig.3.15.	<i>Collage de plaques sur les parois verticales de la poutre</i>	49
Fig.3.16.	<i>Ancrage et plaque solidaires, en forme de I</i>	49
Fig.3.17.	<i>Influence du nombre de lits de lamelle</i>	50
Fig.3.18.	<i>Courbes force-flèche des différents renforcements</i>	52
Fig.3.19.	<i>Courbes force-déformation des aciers pour poutres réparées et renforcées</i>	52
Fig.3.20.	<i>Décollement de type peeling-off</i>	54
Fig.3.21.	<i>Décollement dû à une surface concave</i>	54
Fig.3.22.	<i>Ancrages en U à une extrémité</i>	56
Fig.4.1.	<i>Courbe granulométrique</i>	60
Fig.4.2.	<i>Essai d'équivalent de sable</i>	60
Fig.4.3.	<i>Courbe de référence de FAURY</i>	63
Fig.4.4.	<i>Essai de traction par flexion</i>	67
Fig.4.5.	<i>Essai de compression</i>	67
Fig.4.6.	<i>Lamelle Sika carbodur</i>	68
Fig.4.7.	<i>Sika Wrap (tissu mono directionnel)</i>	69
Fig.4.8.	<i>Sika Dur 30 Colle</i>	69
Fig.4.9.	<i>Sika Dur 330</i>	70
Fig.4.10.	<i>Schéma statique de chargement</i>	71
Fig.4.11.	<i>Distribution à la rupture des déformations et contraintes</i>	72
Fig.4.12.	<i>Ferrailage adopté pour les poutres</i>	73
Fig.4.13.	<i>Malaxeur électrique et Aiguille vibrante</i>	74
Fig.4.14.	<i>Confection des éprouvettes et mesure de l'affaissement au cône d'Abrams</i>	74
Fig.4.15.	<i>Mode de renforcement RA1</i>	76
Fig.4.16.	<i>Mode de renforcement RA2</i>	76
Fig.4.17.	<i>Mode de renforcement RA3</i>	77

Fig.4.18. <i>Mode de renforcement RA4</i> -----	77
Fig.4.19. <i>Application de la charge et prise des mesures</i> -----	77
Fig.4.20. <i>Préparation de la surface et pose de la lamelle</i> -----	78
Fig.4.21. <i>Courbe d'étalonnage de la table d'essai</i> -----	78
Fig.4.22. <i>Machine d'essai</i> -----	79
Fig.4.23. <i>Contact vérin répartiteur</i> -----	79
Fig.4.24 <i>Emplacement des comparateurs</i> -----	80
Fig 4.25. <i>Emplacement des jauges de béton</i> -----	81
Fig.4.26. <i>Emplacement des jauges d'acier et du composite</i> -----	81
Fig.4.27. <i>Pont d'extensométrie</i> -----	81
Fig.4.28. <i>Mise en place des jauges</i> -----	82
Fig.4.29. <i>Extensomètres mécaniques et mesure des déformations latérales</i> -----	82
Fig.5.1. <i>Poutres témoins</i> -----	83
Fig.5.2. <i>Force-Flèche à mi-travée des poutres témoins</i> -----	84
Fig.5.3. <i>Force-Flèche à L/3 des poutres témoins</i> -----	84
Fig.5.4. <i>Force-Déformation du béton et de l'acier pour la poutre témoin2</i> -----	85
Fig.5.5. <i>Mode de renforcement RA1</i> -----	86
Fig.5.6. <i>Force-Flèche à mi-travée des poutres renforcées type RA1</i> -----	87
Fig.5.7. <i>Force-Flèche à L/3 des poutres renforcées type RA1</i> -----	87
Fig.5.8. <i>Force-Déformation du béton des poutres renforcées type RA1</i> -----	88
Fig.5.9. <i>Force-Déformation de l'acier des poutres renforcées type RA1</i> -----	88
Fig.5.10. <i>Force-Déformation du composite des poutres renforcées type RA1</i> -----	89
Fig.5.11. <i>Mode de renforcement RA2</i> -----	89
Fig.5.12. <i>Force-Flèche à mi-travée des poutres renforcées type RA2</i> -----	90
Fig.5.13. <i>Force-Flèche à L/3 des poutres renforcées type RA2</i> -----	91
Fig.5.14. <i>Force-Déformation du béton des poutres renforcées type RA2</i> -----	91
Fig.5.15. <i>Force-Déformation de l'acier des poutres renforcées type RA2</i> -----	92
Fig.5.16. <i>Force-Déformation du composite des poutres renforcées type RA2</i> -----	92
Fig.5.17. <i>Mode de renforcement RA3</i> -----	93
Fig.5.18. <i>Force-Flèche à mi-travée des poutres renforcées type RA3</i> -----	94
Fig.5.19. <i>Force-Flèche sous la charge des poutres renforcées type RA3</i> -----	94
Fig.5.20. <i>Force-Déformation du béton des poutres renforcées type RA3</i> -----	95
Fig. 5.21. <i>Force-Déformation de l'acier des poutres renforcées type RA3</i> -----	95
Fig.5.22. <i>Force-Déformation du composite des poutres renforcées type RA3</i> -----	96
Fig.5.23. <i>Mode de renforcement RA4</i> -----	96
Fig.5.24. <i>Force-Flèche à mi-travée des poutres renforcées type RA4</i> -----	97
Fig.5.25. <i>Force-Flèche à L/3 des poutres renforcées type RA4</i> -----	98
Fig.5.26. <i>Force-Déformation du béton des poutres renforcées type RA4</i> -----	98
Fig.5.27. <i>Force-Déformation de l'acier des poutres renforcées type RA4</i> -----	99
Fig.5.28. <i>Force-Déformation du composite des poutres renforcées type RA4</i> -----	99
Fig.5.29. <i>Comparaison des courbes force-flèche à mi-travée</i> -----	100
Fig.5.30. <i>Effet du renforcement sur le retard de l'apparition de la 1^{ère} fissure</i> -----	101
Fig.5.31. <i>Effet du renforcement sur la charge ultime</i> -----	101
Fig.5.32. <i>Effet du renforcement sur l'énergie absorbée</i> -----	102
Fig.5.33. <i>Variation du rapport $P_{ultime}/P_{fissure}$</i> -----	103
Fig.5.34. <i>Comparaison des courbes force-Déformation du béton</i> -----	105
Fig.5.35. <i>Effet du renforcement sur la réduction des déformations du béton</i> -----	106
Fig.5.36. <i>Comparaison des courbes force-déformation de l'acier</i> -----	106
Fig.5.37. <i>Effet du renforcement sur la réduction des déformations de l'acier</i> -----	107
Fig.5.38. <i>Comparaison des courbes force-déformation du composites</i> -----	108

Fig.5.39. <i>Effet du renforcement sur la réduction des déformations du composite</i> -----	108
Fig.5.40. <i>Distribution des déformations au niveau de la section médiane de la poutre témoin</i> -	112
Fig.5.41. <i>Distribution des déformations au niveau de la section médiane de la poutre RA1</i> ----	113
Fig.5.42. <i>Distribution des déformations au niveau de la section médiane de la poutre RA2</i> ----	113
Fig.5.43. <i>Distribution des déformations au niveau de la section médiane de la poutre RA3</i> ----	114
Fig.5.44. <i>Distribution des déformations au niveau de la section médiane de la poutre RA4</i> ----	114

LISTE DES TABLEAUX

N°	Titre du tableau	Page
Tableau.1.1	<i>Validation du modèle numérique utilisé</i>	14
Tableau 2.1	<i>Typologie de base des renforcements</i>	17
Tableau 2.2	<i>Constituants de la fibre de verre</i>	17
Tableau 2.3	<i>Caractéristiques essentielles des fibres de verre</i>	18
Tableau 2.4	<i>Typologie des fibres de carbone</i>	19
Tableau 2.5	<i>Caractéristiques essentielles des technoplastiques</i>	22
Tableau 2.6	<i>Caractéristiques générales des résines thermodurcissables (état vierge)</i>	23
Tableau 2.7	<i>Variation extrêmes de formulation des composites</i>	24
Tableau 3.1	<i>Désignation des poutres renforcées avant et après endommagement et mode de collage des différents composites</i>	51
Tableau 4.1.	<i>Analyse granulométrique du Gravier 8/15 et du Gravillon 3/8</i>	59
Tableau 4.2.	<i>Analyse granulométrique du Sable</i>	59
Tableau 4.3.	<i>Pourcentage des constituants la méthode de Faury</i>	64
Tableau 4.4.	<i>Résistance à la traction</i>	66
Tableau 4.5.	<i>Résistance à la compression</i>	67
Tableau 4.6.	<i>Dimensions des lamelles</i>	68
Tableau 4.7.	<i>Consommation de la colle</i>	70
Tableau.5.1.	<i>Récapitulation des différents résultats du renforcement.</i>	104
Tableau.5.2.	<i>Récapitulation des résultats apportés par le renforcement sur les déformations</i>	109

Liste des symboles

f_b	Contrainte du béton
A_s	Section d'armature
f_s, f_e	Limite élastique de l'acier
s	Espacement
f_{su}	Limite élastique de l'acier à l'ELU
b_p	Largeur du composite
t_p	Épaisseur du composite
$Q.P.E$	Quarter point element (élément à quatre points)
GD	Grande diffusion
HP	Haute performance
HR	Haute résistance
HM	Haut module
TD	Thermodurcissable
TP	Thermoplastique
BA	Béton armé
f_{cj}	Résistance à la compression du béton à j jours
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à 28 jours
$\sigma_{jffendage}$	Résistance à la traction du béton à j jours par essai de fendage
Φ	Diamètre
S_{fj}	Contrainte de traction par flexion à j jours
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
ε_{bc}	Déformation du béton comprimé
f_{bu}	Limite élastique du béton à l'ELU
σ_s	Contrainte de l'acier
ε_s	Déformation de l'acier
$BAEL$	Béton armé aux états limites
P, F	Charge appliquée
V	Effort tranchant
w_m	Valeur moyenne d'ouverture des fissures
E_p	Module élastique du composite
f_{pu}	Limite élastique du composite à l'ELU
$CFRP$	Carbon Fiber Reinforced Polymer
TFC	Tissu de Fibre de Carbone
P_u	Charge ultime
A_s', A_{sc}	Section d'armature comprimée
RL	Rond lisse
ES	Equivalent de sable
V_g	Volume de gravillon 3/8
V_S	Volume de sable
V_C	Volume de ciment
V_G	Volume de gravier 8/15
a	Portée de cisaillement
N_b	Force reprise par la section du béton
N_a	Force reprise par les armatures

h, d	Hauteur utile
$A_{critique}$	Section d'armature correspondant au pivot AB
PT	Poutre témoin
$RA1$	Poutre renforcée selon le 1er mode
$RA2$	Poutre renforcée selon le 2ème mode
$RA3$	Poutre renforcée selon le 3ème mode
$RA4$	Poutre renforcée selon le 4ème mode
ΔL	Allongement entre deux points A et A'
L	Distance entre deux points A et A'
P_{ultime}	Charge ultime
Δ_{ultime}	Flèche ultime
$P_{fissure}$	Charge de fissuration
$\Delta_{fissure}$	Flèche de fissuration
ELS	Etat limite de service
ELU	État limite ultime
N'_a	Force reprise par les armatures comprimées
M_{rupt}, M_r	Moment de rupture
P_{rupt}	Charge de rupture
F_c	Force reprise par le composite
A_c	Section du composite
M_{soll}	Moment de sollicitation
F_{soll}	Force de sollicitation
y_u	Distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée
Z_b	Bras de levier de Nb

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GENERALE

Les matériaux composites ont été utilisés par l'homme depuis des millénaires dans le domaine de la construction. Le pisé de paille et d'argile est l'un des plus anciens matériaux composites dont l'idée était d'exploiter la résistance à la rupture des fibres, en laissant à une matrice, de qualité mécanique inférieure, le soin de maintenir ces fibres dans la forme voulue [1,2].

L'examen pathologique des différentes structures en béton armé, montre que le dégât de matière est principalement dû au mauvais dimensionnement, aux manques d'études fiables notamment sur la durabilité et à la non prise en compte du chargement externe extrême. Les bâtiments et les ponts endommagés ont besoin de réparations avec des méthodes fiables et de nouveaux types de matières. La réparation par les techniques des composites à base de fibres du carbone (CFRP) est caractérisée par des performances en rapport avec leur poids léger, leur rigidité, la facilité de mise en oeuvre, efficacité, haute résistance à la traction, coût raisonnable et durabilité totale très appréciable [3]. En Europe, le développement des transports de fret et les exigences, à partir de 1999, de faire supporter aux ouvrages d'art des charges de 40 tonnes ont entraîné une plus grande utilisation des techniques de renforcement [4].

Les ouvrages en béton armé peuvent être endommagés durant leur durée de vie par vieillissement des matériaux ou par modification des conditions d'exploitation [5].

Une enquête menée par le CTTP en 2003 [5] a montré que 44% des ouvrages d'art présentent des désordres qui nécessitent des travaux de confortement. Après le séisme du 21 Mai 2003, 86106 bâtiments ont été endommagés dans la Wilaya d'Alger uniquement. Ceci montre le nombre élevé d'ouvrages devant être réhabilités.

Les matériaux composites en fibre de carbone, grâce à leurs caractéristiques mécaniques élevées, leur faible poids propre, et leur facilité de mise en oeuvre sont des matériaux particulièrement intéressants pour le confortement et le renforcement d'ouvrages. L'objectif principal de cette étude est d'analyser l'effet du renforcement des poutres en béton armé par collage de composites à base de fibres de carbone, et de contribuer à la bonne maîtrise de cette technique qui reste toujours peu connue en Algérie. L'étude porte sur

l'analyse de l'influence du renforcement sur les déformations des aciers, du béton, et du tissu en fibre de carbone ainsi que la flèche à mi-travée en fonction de la charge ultime appliquée.

Après une introduction générale, les chapitres I, II et III donnent une synthèse bibliographique sur les désordres et la réparation des structures, les techniques de renforcement par matériaux composites, ainsi que l'étude du comportement des poutres en béton armé (avec ou sans renforcement).

Le chapitre IV présente les matériaux et essais réalisés au laboratoire du département génie civil de l'Ecole Nationale Polytechnique. Le chapitre V présente les résultats de l'étude expérimentale et leur discussion en les comparant à un modèle analytique. Enfin une conclusion générale et des recommandations pour d'éventuelles futures recherches sont données.

CHAPITRE I

DÉSORDRES ET RÉPARATION DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

I. DÉSORDRES ET RÉPARATION DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

I.1 GENERALITES

Dans ce chapitre, on présente les principaux désordres affectant les structures en béton armé, puis on citera les différentes techniques et procédés de réparation et de renforcement connus dans ce domaine.

I.2 DÉSORDRES AFFECTANT LES OUVRAGES EN GÉNIE CIVIL

Plusieurs désordres peuvent affecter les ouvrages en génie civil, qui sont dus à des dégradations des matériaux, des erreurs de conception ou d'exécution, ainsi qu'à des modifications des conditions d'exploitation ou d'utilisation.

I.2.1 Dégradation des Matériaux

Les propriétés physiques et, plus particulièrement, le comportement mécanique du béton et des aciers sont susceptibles de se dégrader en fonction des conditions d'environnement définies par la localisation géographique de l'ouvrage. Les principales causes de vieillissement sont liées aux phénomènes suivants [7]:

- Chocs, érosion, abrasion : principalement sur les ouvrages se situant en milieu maritime.
- Action des cycles gel-dégel : dans les régions à climat froid.
- Altération physico-chimique du béton : dans les milieux agressifs.
- Retrait du béton : principalement dans les environnements chauds et secs.
- Corrosion des armatures métalliques : par manque d'enrobage, par carbonatation ou par attaque aux chlorures.

I.2.2 Désordres dus aux Erreurs de Conception ou d'Exécution

Ce type de désordres peut être induit par des erreurs intervenant soit au stade du dimensionnement de l'ouvrage, soit au stade de son exécution.

Dans le premier cas, les causes de fissuration et de dégradation sont dues à des hypothèses erronées au niveau des conditions de chargement, d'environnement, ou de fonctionnement de l'ouvrage. Ces erreurs sont à l'origine, généralement, d'un mauvais dimensionnement des sections ou d'une disposition non satisfaisante des armatures qui se traduisent par des localisations de fissures ou des ruptures non acceptables. Parmi les conditions particulièrement mal évaluées, il est possible de faire état de l'action des gradients de température sur un ouvrage, de la mauvaise estimation des efforts de précontrainte due à des erreurs de tracé mais aussi à des données erronées sur la relaxation des câbles et sur leur interaction avec la structure (frottement). Un mauvais dimensionnement des cadres et de leur espacement pour reprendre les efforts tranchants en béton armé est à l'origine de fissurations des ouvrages qui nécessitent une réhabilitation immédiate [8].

Les erreurs d'exécution qui sont susceptibles de justifier une intervention au niveau de l'ouvrage portent sur les imperfections de coffrage, les défauts de bétonnage, les incohérences du ferrailage ou sur les conditions non satisfaisantes de décoffrage [8].

Des enquêtes statistiques menées par le bureau Sécuritas de la SOCOTEC en France sur 2979 dossiers de structures en béton [8], ont montré que le nombre total de sinistres dus à des erreurs de conception ou d'exécution est comme suit :

↳ **Erreurs de conception (3.5% des cas)**

- Erreurs dans le bon choix du matériau constituant l'ouvrage.
- Erreurs dans le pré-dimensionnement des éléments.
- Négligence totale de la sismicité de la zone.
- Mauvais choix de la meilleure variante.
- Absence de l'étude comparative technico-économique.
- Structure instable.

↳ **Erreurs de calcul (étude) (13.6% des cas)**

- Erreurs dans les hypothèses de calcul.
- Erreurs dans l'introduction des données dans un calcul automatique.
- Absence d'études.
- Mauvaise utilisation des règlements.
- Non vérification des états de service (déformations).
- Dessins incomplet ou insuffisant.

↳ Erreurs d'exécution et de réalisation (82.9% des cas)

- Dispositions défectueuses (notamment dispositions d'armatures) dans certains éléments ou dans la transmission des efforts (environ 2.5%).
- Désordres résultants de déformations excessives (soit 19.7%)/
- Fautes d'exécution, surtout la confection des éléments en béton armé (15.5%) :
Coffrage 2% ; Bétonnage 4% ; Ferrailage 7% ; Décoffrage 0.5% ; Causes multiples (généralement bétonnage et ferrailage défectueux) 1.5%.
- Fausses manœuvres 1.5%.
- Désordres résultant des effets des variations dimensionnelles 43.7%.

I.2.3 Modification des Conditions d'Exploitation ou d'Utilisation des Ouvrages

En fonction de l'évolution du trafic, ou la modification des charges réglementaires sur essieux, ou de la voirie, il est possible de justifier la nécessité de renforcer ou d'améliorer la portance d'un ouvrage. En plus les ponts et bâtiments sont appelés à être mis en conformité vis-à-vis des sollicitations sismiques ou vis-à-vis de sollicitations accidentelles telles que l'impact de véhicules [8].

I.3 METHODES DE REPARATION ET DE RENFORCEMENT

Suivant l'importance et les causes des désordres ou des insuffisances affectant un pont en béton, le projet de réparation et/ou de renforcement repose, en général, sur la mise en oeuvre d'une combinaison de plusieurs techniques que l'on peut ranger dans l'une des six catégories suivantes [3,7-9]:

- ♦ Les traitements de surface : ragréages et injection des fissures;
- ♦ La protection du béton et des armatures;
- ♦ La régénération des matériaux;
- ♦ L'ajout de forces (ou de déformations);
- ♦ L'ajout de matière.

I.3.1 Traitement de Surface

Les principaux traitements de surface sont les ragréages et l'injection des fissures.

I.3.1.1 Ragréages

Le ragréage consiste en premier lieu à préparer avec soin les surfaces à traiter afin de créer un support sain, propre, rugueux, de nature à favoriser une bonne adhérence au niveau de la surface de reprise. Les techniques les plus courantes sont *l'hydrodémolition*, le *décapage* par marteau pneumatique, le *bouchardage*, le *burinage* et le *piquage* par petit marteau pneumatique.

Il existe sur le marché une grande quantité de produits de ragréage qui peuvent être classés en trois catégories principales:

- les produits à base de liants hydrauliques, constitués par un mélange de sable, de ciment, de résines miscibles dans l'eau et éventuellement de fibres ; ce sont les produits les plus utilisés.
- les produits à base de résines de synthèse, constitués de sable (dans le cas de mortier), de polymères organiques réactifs additionnés d'adjuvants spécifiques et, éventuellement, de charges minérales. Les produits les plus utilisés sont ceux à bases de résines époxydiques ou polyuréthanes.
- les produits mixtes, qui sont des produits à base de ciment et de polymère organiques réactifs.

I.3.1.2 Injection des fissures

L'activité et l'évolution des fissures, permettant de distinguer les fissures inertes des fissures actives dont l'ouverture varie en fonction des facteurs extérieurs tels que: température, charges, vibrations et hygrométrie.

On distingue deux grandes catégories de traitement: les traitements de surface et le traitement dans la masse.

a). Les traitements de surface qui permettent essentiellement d'assurer ou de rétablir l'étanchéité de la surface d'une structure et d'éviter ou de stopper la corrosion des armatures. Parmi ces traitements, on peut citer:

- *le calfeutrement*, qui consiste à obturer la fissure par application d'un produit déposé dans une engravure façonnée le long de son tracé avec une ouverture de l'ordre des deux tiers de sa profondeur;
- *l'imprégnation*, qui permet d'étancher une surface présentant un réseau important et diffus de microfissures. Le produit est passé sur la surface concernée, à la brosse ou au rouleau;

- *le pontage*, qui rend hermétique l'ouverture de la fissure par application superficielle d'un film généralement armé et adhérent, de 3 mm d'épaisseur, de part et d'autre des lèvres de la fracture.

b). *Le traitement dans la masse* qui consiste à injecter en profondeur un produit liquide qui, après durcissement, a des caractéristiques mécaniques voisines de celles du matériau environnant. L'injection se fait par cheminement du produit liquide dans la fissure, de l'extérieur vers l'intérieur, après obturation de la partie visible de la fissure.

I.3.2 Protection du Béton et des Armatures

I.3.2.1 Techniques de protection du béton

Lorsque l'enrobage des aciers est trop poreux ou d'épaisseur insuffisante, ou lorsque l'environnement est particulièrement agressif, il est souvent nécessaire d'appliquer un traitement de protection du béton. Une telle protection peut aussi être appliquée à un mortier fraîchement déposé, vis à vis des agressions atmosphériques, des fondants de l'eau de mer, des attaques chimiques ou bactériologiques ou, tout simplement, vis à vis de la pénétration de l'eau, afin d'assurer une grande durabilité de la réparation. On distingue cinq grandes familles de produits qui ont différentes caractéristiques [10].

a). *Hydrofuges de surface* : Destinés à rendre la surface du béton imperméable à l'eau. Il s'agit principalement de silicone en solution aqueuse que l'on peut appliquer à une surface légèrement humide.

b). *Minéralisateurs* : Ce sont des produits qui contiennent des atomes de silicium capables de réagir avec le calcium contenu dans la chaux du ciment pour donner des microcristaux de C-S-H qui pénètrent dans les pores et créent une sorte de "minéralisation" du support.

c). *Peintures* : On peut protéger le béton par de la peinture, qui joue aussi un rôle esthétique. Ces peintures sont à base des copolymères acryliques ou vinyliques en émulsion aqueuse; ou autres résines époxydiques.

d). *Revêtements minces à base de liant hydraulique modifié ou à base de polymère* : Qui sont appliqués en une ou deux couches sur des épaisseurs totales de 1 à 2 mm. Ces

revêtements minces constituent la meilleure protection contre les agressions extérieures, mais pour les surfaces horizontales, la protection est difficile en raison des stagnations des eaux.

e). Revêtements plastiques épais : Qui ont la même composition que les peintures classiques, mais comportent en plus des charges dont la granulométrie atteint le millimètre. Ils sont appliqués avec un dosage de 1.5 à 4 kg/m², et donnant une épaisseur finale de 1 à 3 mm. Le liant est souvent une résine acrylique en émulsion.

I.3.2.2 Protection des armatures

a). Prévention de la corrosion des armatures

La corrosion est la principale cause de dégradation des ouvrages en béton armé. Le risque de corrosion peut être réduit considérablement si les précautions suivantes sont respectées [10]:

- *L'enrobage suffisant des armatures selon l'environnement*
- *Qualité des bétons*
- *Dosage minimal en ciment :* L'épaisseur carbonatée est d'autant plus faible que le dosage du béton en ciment est plus élevé.
- *Compacité suffisante du béton par une vibration adéquate*

b). Protection des armatures

Les principales causes de la corrosion des armatures du béton armé, sont la carbonatation et la présence d'ions agressifs tels que les chlorures dans un milieu sec et humide. Les armatures peuvent être protégées par [10]:

Protection cathodique qui est une technique permettant de stopper un processus de corrosion. Elle doit être appliquée avant que les risques d'ordre mécanique soient importants. Cette méthode consiste à abaisser en un point de l'armature le potentiel de ce métal jusqu'à une valeur qui est telle que la vitesse de corrosion de l'acier devient négligeable. L'abaissement de potentiel est obtenu en imposant le passage d'un courant électrique qui va de l'enrobage vers l'armature.

Les inhibiteurs de corrosion qui sont des composés chimiques à base de nitrite ou benzoate de sodium, qui prolongent la passivité de l'acier dans le béton en présence d'agents agressifs, s'ils sont appliqués sur les barres d'acier.

Revêtement des armatures par revêtement organiques de polymères comme les résines époxy; ou par revêtement métallique comme le zinc.

I.3.3 Régénérations des Matériaux

Plusieurs techniques peuvent être appliquées [8-10]:

a). Technique de réinjection des câbles de précontrainte

Cette technique, applicable pour les structure en béton précontraint, consiste à remplacer l'air présent dans la cavité (vides laissés par une injection incomplète de câbles de précontrainte), par un produit du type coulis de ciment très fluide et stable. Le remplissage ne peut pas être complet que si l'on parvient à évacuer l'air emprisonné. Pour ce faire, on utilise la technique du vide qui exige l'emploi de tuyauterie et de produits spéciaux.

b). Extraction des chlorures

Ce traitement, permet d'extraire les chlorures présents dans le béton de la structure, ce traitement peut durer de 6 à 12 semaines et permet d'extraire 40 à 50 % des chlorures situés dans le béton, surtout au voisinage de la surface.

c). Autres procédés

Il existe d'autres procédés de régénération des matériaux, tels que la ré-alcanisation du béton et le procédé récent électrochimique appelé extraction des chlorures et ré-alcanisation par auto-génération de courant.

I.3.4 Ajout de Forces ou de Déformations

Afin d'augmenter la capacité portante ou prolonger la durée d'exploitation d'un ouvrage existant, on applique des efforts d'une intensité connue et suivant des directions définies par le biais de câbles précontraints, qu'on appelle précontrainte additionnelle. Cette précontrainte, qui est en général extérieure, permet de renforcer la structure, son application suppose un traitement préalable des fissures par injection car elle ne peut, à elle seule, refermer les fissures. Parmi ces applications, on distingue [8-10]:

I.3.4.1 Renforcement des ouvrages en flexion

On applique ce renforcement en particulier dans les tabliers de ponts, qui visent à augmenter leur résistance à la flexion. Le tracé des câbles précontraints additionnels peut être rectiligne ou polygonal. On peut soit renforcer et/ou réparer les éléments porteurs (poutres, dalles, caissons, etc...) ou les éléments secondaires (entretoises, éléments de tablier).

I.3.4.2 Renforcement des ouvrages vis à vis de l'effort tranchant

Lorsque le problème majeur, dans une structure en béton précontraint, est celui de l'effort tranchant, et si l'inclinaison de câbles de précontrainte additionnelle n'est pas possible, on recourt à l'emploi d'étriers actifs, généralement verticaux et constitués de fils, de barres ou de mono torons.

I.4 TECHNIQUES DE RENFORCEMENT

I.4.1 Définitions

La réparation d'une construction est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu. La baisse du niveau de service peut résulter de toutes sortes de causes ; les plus fréquentes sont la dégradation progressive des propriétés des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux,...), l'utilisation intensive (effet de la répétition des charges) voire abusive (utilisation au-delà des charges prévues), les accidents et sinistres (chocs, incendies, séisme etc...) [8].

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier (augmentation de ductilité, de la résistance etc...) d'une construction pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre des sollicitations dont il n'a pas été tenu compte dans les calculs [8].

I.4.2 Techniques de Renforcement Classiques des Eléments Structuraux

I.4.2.1 Gainage (Chemisage)

L'utilisation des gaines convient particulièrement à la réparation des poteaux, des piles et des pieux détériorés. Cette technique consiste à reconstituer la section d'un élément en service (surtout celle d'un élément travaillant en compression) en le gainant de béton. Il n'est

pas nécessaire que l'élément d'origine soit lui-même en béton, il est possible de gainer des sections en acier ou en maçonnerie.

Les travaux de préparation des surfaces avant l'opération de gainage revêtent une importance primordiale. Le coffrage de la gaine doit être muni de cales d'espacement destinées à prévoir un vide entre le coffrage même et la surface du béton ou matériau initial. Ce coffrage peut être temporaire ou permanent. Il peut être en bois, en acier ou en béton préfabriqué, selon sa destination et les conditions d'exploitation [8].

I.4.2.2 Injection des fissures

Les éléments en béton, endommagés dont les fissures sont stables et qui ont une largeur comprise entre 0.2 mm et 2 mm peuvent être réparés par la technique d'injection de résine. Il est bien entendu que le béton des zones fissurées n'est ni disloqué ni écrasé. Les éléments dont les fissures dépassent 2 mm de large peuvent être réparés par injection de mortier époxydique. Les travaux d'injection se font en deux étapes : la préparation des fissures, et l'injection proprement dite [8].

I.4.2.3 Béton projeté

Les bétons transportés 'secs' ou 'mouillés' dans une conduite desservant les différentes parties d'un ouvrage à réparer, sont appelés bétons projetés lorsque, grâce à l'utilisation d'air comprimé, ils peuvent être mis en place par projection (Figure.1.1).

Cette technique est employée par deux méthodes pour la projection du béton, il s'agit de la voie sèche et de la voie mouillée [8].

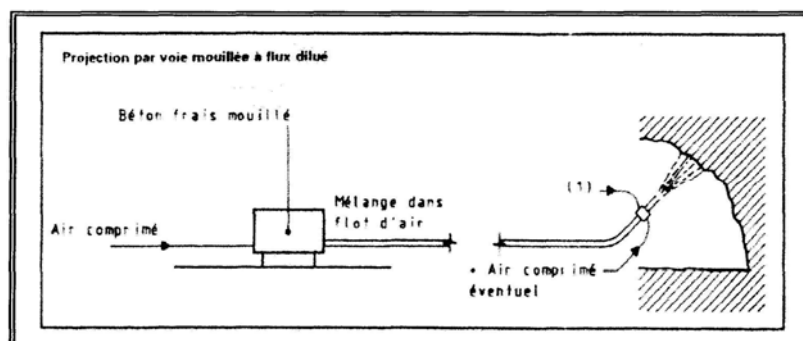


Fig.1.1 Technique de béton projeté [11].

I.4.2.4 Précontrainte extérieure

Cette technique permet la mise en œuvre et la conservation d'efforts de précontrainte appliqués à des ouvrages existants précontraints ou non dans le but de leur redonner l'état de service initial ou de leur donner un nouvel état de service [12].

I.4.3 Techniques de Renforcement par Placage des Tôles d'Acier

Le collage d'une plaque d'acier pour renforcer les poutres en béton armé est un procédé qui est utilisé depuis longtemps. Cependant, jusqu'à tout récemment, les études pour déterminer le comportement de telles poutres n'ont été que partielles.

Swamy et al. (1987) ont réalisé la première évaluation systématique des effets des différents paramètres influençant le comportement structural des poutres renforcées avec plaques collées en acier. Leur programme expérimental consistait en l'étude de 24 poutres en béton armé (155 mm x 255 mm x 2300 mm, $f_b = 36$ MPa; $A_s = 3M20$, $f_s = 470$ MPa; $s = 75$ mm) dotées de différents types de renforcement (variation de l'épaisseur de la plaque et de la couche de colle, préchargement). Dans tous les essais, la plaque mesurait 2200 mm de long et 125 mm de large (Figure.1.2); l'épaisseur variait entre 1.5 et 6 mm.

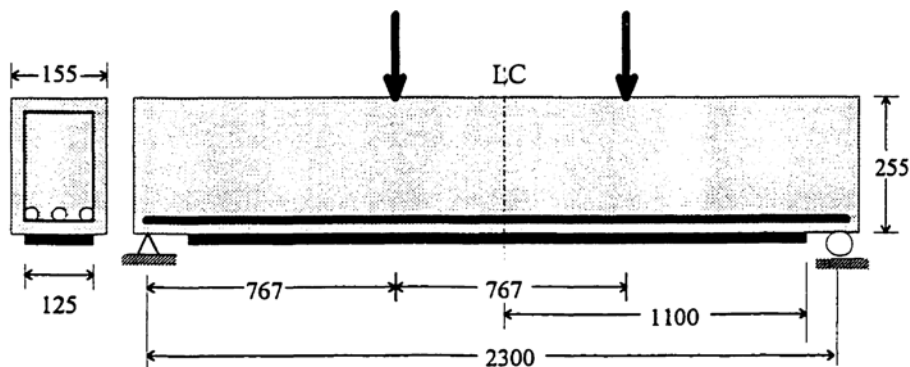


Fig.1.2 Poutre en béton armé renforcée à l'aide d'une plaque d'acier [dans 12].

Les propriétés de l'acier utilisé pour les plaques étaient $f_y = 250$ MPa et $f_{su} = 310$ MPa. Sur les 24 poutres étudiées, 13 ont subi une rupture par délaminage, ni à l'interface colle-béton ni à cause de la perte de cohésion dans la colle, mais par arrachement du béton sous les aciers d'armature, à partir d'une extrémité de la plaque. Une importante fissure de cisaillement au bord de la plaque en est à l'origine (Figure.1.3). Baluch et al. (1995) ont associé cette fissure à la contrainte de décollement présente aux extrémités de la plaque. La rupture s'est produite brutalement de façon fragile

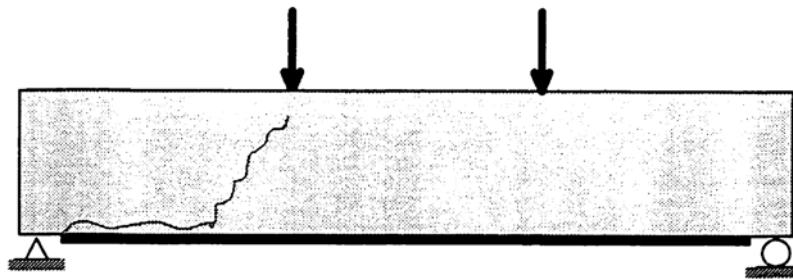


Fig.1.3 Fissure provoquant l'arrachement du béton à une extrémité [dans 12]

Les poutres avec une plaque de 1.5 mm d'épaisseur ($b_p/t_p = 80$) ont développé leur pleine résistance flexionnelle. Celles avec une plaque de 3 mm ($b_p/t_p = 40$) ont atteint pour la plupart 90% de leur résistance en flexion avant le décollement de la plaque et l'arrachement du béton. Les poutres avec plaque de 6 mm ($b_p/t_p = 20$) n'ont pas montré un bon comportement en flexion, les armatures d'acier n'ayant pas atteint la plastification lors de l'arrachement du béton. De plus, les résultats indiquaient qu'une couche de colle de faible épaisseur (1.5 mm) donnait des résultats légèrement meilleurs (charge ultime, déformations, flèche) qu'une couche plus épaisse (3 mm et 6 mm). Les auteurs ont conclu qu'avec une plaque trop épaisse, la poutre n'atteignait pas sa pleine capacité en flexion et présentait un comportement fragile à la rupture. Ils ont donc recommandé de limiter le rapport de la largeur de la plaque (b_p) à son épaisseur (t_p) à 50 [dans 12].

M. Bouhicha et al. ont élaboré un modèle numérique basé sur l'application de la mécanique de la rupture sur le comportement à la fissuration des poutres renforcées par collage des plaques d'aciers utilisant la méthode des éléments finis, ils ont comparé leurs résultats avec des résultats expérimentaux trouvés dans la littérature (Charif 1983).

Les poutres expérimentales choisies dans leur travail sont :

F1 : poutre pré-chargée à 31% de sa capacité flexionnelle ultime, puis déchargée (poutre fissurée non renforcée).

F2 : la poutre F1 renforcée par une plaque d'acier de 1.5 mm d'épaisseur par l'intermédiaire d'une couche de colle de 1.5 mm d'épaisseur à l'âge de 28 jours. Deux semaines après la poutre a été testée jusqu'à la rupture.

Leur objectif était de réaliser un modèle numérique capable de simuler le comportement des poutres en béton armé fissurées et renforcées par collage des plaques

d'acier. A cet effet il était nécessaire pour pouvoir faire la modélisation d'élaborer deux types de programmes de calcul :

- ◆ Un programme d'éléments finis, utilisant l'élément isoparamétrique à 8 noeuds.
- ◆ Un programme servant à la génération automatique des mailles et qui a été à chaque fois modifié de façon à pouvoir représenter les deux cas de poutres étudiées.

Le tableau 1.1 résume la comparaison entre les résultats du modèle numérique et ceux des essais expérimentaux ainsi que les pourcentages d'erreurs, pour une charge égale à 20 kN.

Tableau.1.1 Validation du modèle numérique utilisé [13]

Paramètres	Poutre	numérique	expérimental	Erreur %
Flèche (mm)	F1	0.736	0.97	19
	F2	0.644	0.87	21
Profondeur de l'axe neutre (mm)	F1	126.49	139	9
	F2	121.14	118.2	2
Déformation du béton comprimé (10^{-3})	F1	0.1531	0.1711	8
	F2	0.1395	0.1640	11
Déformation de l'acier (10^{-3})	F1	0.468	0.48	2
	F2	0.385	0.34	-13
Déformation de la plaque (10^{-3})	F2	0.469	0.45	-4
Rigidité de flexion (10^{12} N.mm ²)	F1	6.0676	5.3	-14
	F2	6.955	6.5	-7

M. Bouhicha et al, par leur modélisation du comportement mécanique des poutres en béton armé renforcées par collage de plaques d'acier sous chargement statique ont reproduit correctement la singularité des champs de contraintes au voisinage des fissures moyennant l'élément Q.P.E. Cette étude a montré que le renforcement par plaques d'acier améliore le comportement de la poutre en réduisant les déformations et les ouvertures des fissures existantes, et diminue nettement les facteurs d'intensité de contraintes [13].

CHAPITRE II

RENFORCEMENT PAR MATÉRIAUX COMPOSITES

II. RENFORCEMENT PAR MATÉRIAUX COMPOSITES

II.1 GENERALITES

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

Le choix des méthodes de confortement doit satisfaire les objectifs suivants:

- L'utilisation optimale des structures principales avec un minimum de travaux de confortement.
- Le minimum de travaux isolés (ponctuels) pour éviter un coût élevé du confortement.
- Une interruption minimale du processus d'exploitation pendant le confortement.
- Une mécanisation optimale et une technologie d'exécution élevée.

Le renforcement des ouvrages par des matériaux composites constitue une solution moderne surtout dans les zones soumises aux actions sismiques importantes. Les avantages des matériaux composites se caractérisent par une grande résistance, une aptitude au façonnage, un faible poids propre et une réalisation facile [8].

II.2 DEFINITION D'UN MATERIAU COMPOSITE

Un matériau composite résulte de l'association d'au moins deux matériaux *non miscibles*, dont les qualités se combinent avec synergie. Pour les composites plastiques, qui font l'objet de cette étude, les deux constituants sont les suivants [14,15]:

- **Le renfort** : fibre minérale ou organique, qui constitue l'armature ou le squelette assurant la tenue mécanique (résistance à la traction et rigidité). Il ne faut pas confondre renforts et charges, une charge apporte une propriété spécifique à la matière (par exemple, meilleure tenue à la température, voire abaissement du coût), alors qu'un renfort contribue uniquement à améliorer ses caractéristiques mécaniques face à des contraintes dynamiques. Pour cela, on utilise des renforts sous forme filamentaire allant de la particule allongée à la fibre continue. La fibre renfort, pouvant comporter plusieurs milliers de filaments, apporte donc toujours la tenue mécanique de la structure composite.

- **La matrice** : À base de polymère ou résine organique, elle lie les fibres renforts, répartit les efforts (résistance à la flexion ou à la compression) et assure la protection chimique, en maintenant la forme du produit réalisé.

- **Des charges**, apportant des propriétés particulières ou complémentaires, et **des additifs spécifiques** : catalyseur, accélérateur de polymérisation sont utilisés (Fig. 2.1).

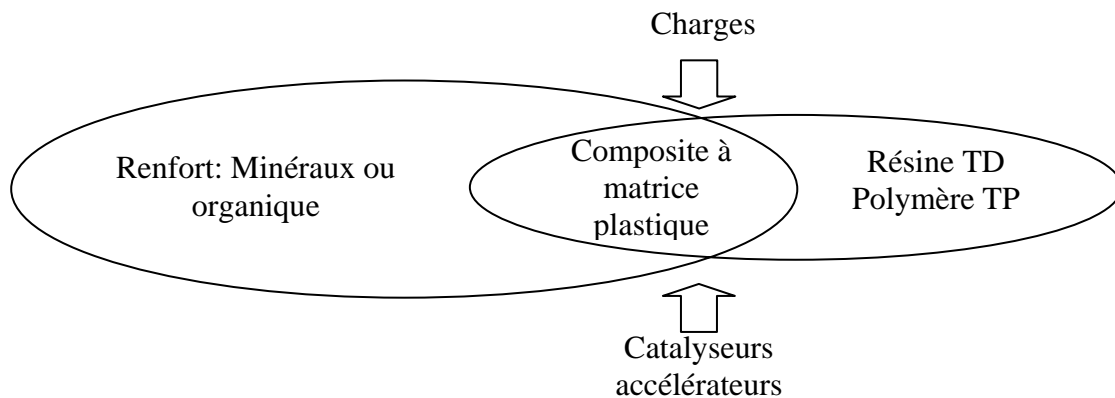


Fig.2.1 Composants de base [1].

II.2.1 Types des Composites

Il existe deux types de composites :

- **Les composites « de grande diffusion » GD :**

A un taux de renforcement voisin de 30% (en masse).

- **Les composites « hautes performances » HP :**

A base de fibres longues de verre R, carbone, ou aramide et taux élevés de renfort, supérieurs à 50% [1,2,14].

II.3 TYPES DE FIBRES

Dans une structure composite, le renfort peut représenter un taux massique de 20 à 80% ce qui influence directement la tenue mécanique de celle-ci.

En général, dans une structure composite (anisotrope), les fibres travaillent bien en traction mais, en comparaison avec les structures métalliques (isotrope), les performances en compression sont moins bonnes et la résistance au cisaillement demeure faible. En fonction des propriétés recherchées, on distingue trois grands types de renforcement (Tableau 2.1) [1].

Tableau 2.1 Typologie de base des renforcements [1]

Résistance recherchée	Type de renforcement
Unidirectionnelle	- fils parallèles sans torsion dit « roving » - nappe de fils - fils coupés
Multidirectionnelle	- feutre de fils coupés dit « mat » - mat à fibres continues - tissu bi ou tri-directionnel - tresse

Les fibres les plus utilisées en composites appliquées en génie civil sont le verre, le carbone, et l'aramide

II.3.1 Fibre de Verre

Elle est généralement réalisée à partir de silice (Si O_2), dont les sources sont abondantes, et par mélanges d'additifs on produit trois types de verre utilisables dans les composites.

Tableau 2.2 Constituants de la fibre de verre [1]

Principaux constituants (%)	Type de verre		
	E	D	R
Silice (SiO_2)	53-54	73-74	60
Aluminime (Al_2O_3)	14-15	—	25
Chaux (CaO)	20-24	0.5-0.6	09
Magnésie (Mg O)	20-24	0.5-0.6	06
Oxyde de bore (B_2O_3)	06-09	22-23	—

Elle est obtenue par coulée du verre en fusion (1250°C) au travers de filières en platine-rhodium (Diamètre 5 à 24 microns), suivi d'étirages successifs soit mécanique soit pneumatique.

Les caractéristiques essentielles de la fibre de verre sont données dans le tableau 2.3.

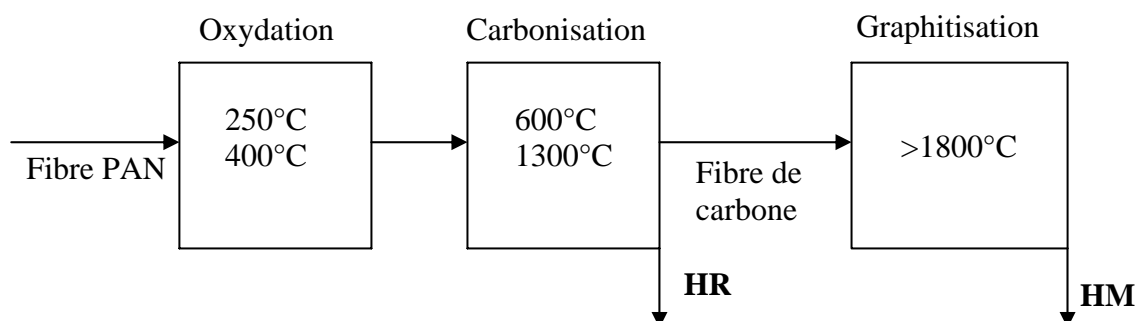
Tableau 2.3 *Caractéristiques essentielles des fibres de verre [1]*

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • rapport performances mécanique/prix • bonne résistance spécifique (pour verre R) • bonne adhérence avec toutes les résines • tenue à température élevée (50% de la résistance conservé à 350°C) • dilatation et conductivité thermiques faibles • bonnes propriétés diélectriques 	<ul style="list-style-type: none"> • faible module (par rapport à carbone ou aramide) • vieillissement au contact de l'eau

II.3.2 Fibre de Carbone

La fibre de carbone est la plus utilisée pour les composites hautes performances. Elle est à base de fibres organiques de polyacrylonitrile (PAN). Elle est obtenue par dissolution du polymère dans un solvant qui s'écoule ensuite dans une filière pour donner une fibre coagulée. On procède ensuite à la carbonisation de celle-ci sous atmosphère d'azote dans des fours de pyrolyse. On obtient ainsi le départ successif des atomes d'hydrogène, d'azote, et d'oxygène ; les produits volatiles sont extraits, et l'on réalise ainsi, en ne gardant que les atomes de carbone, une fibre de structure graphique (Fig.2.2) [14].

L'opération entraîne, par nature des coûts de production très élevés (forte dépense énergétique), et des pertes de matière (il faut 1,8 kg de PAN pour produire 1 kg de fibre de carbone). Le diamètre moyen du filament est de 6 à 7 microns.

**Fig.2.2** *Production des fibres de carbone [14].*

On distingue trois types de fibres, comme l'indique le tableau 2.4.

Tableau 2.4 Typologie des fibres de carbone [2]

Fibre	Densité	Résistance traction (MPa)	Module flexion (GPa)
Haute résistance (HR)	1,8	3500-5000	250
Intermédiaire	2,0	3000	400
Haut module (HM)	2,2	2500-3000	500

Les avantages des fibres de carbone sont [3,15]:

- Les propriétés mécaniques (R_t , R_c , E) excellentes.
- La très bonne tenue en température (en atmosphère non oxydation).
- La dilatation thermique nulle.
- La bonne conductivité thermique et électrique.
- L'amagnétisme et perméabilité aux rayons X.
- La bonne tenue à l'humidité.
- L'usinabilité aisée.
- La faible densité < 2 .

Les inconvénients sont essentiellement [3,15]:

- Leur prix très élevé.
- Les précautions à prendre dans la mise en œuvre (fibres cassantes).
- La tenue limitée aux chocs et à l'abrasion.
- Le mauvais comportement chimique.
- L'adhésion difficile avec les résines.

II.3.3 Fibre d'Aramide

La fibre d'aramide est issue de polyamides aromatiques à liaisons amides, d'où son nom aramide, dont les propriétés sont différentes des polyamides aliphatiques courants (type PA 6-6 « nylon »). La fibre renfort est produite par synthèse chimique à basse température (-10°C) et l'on opère par cristaux liquides en solution (lyotropique), ce qui donne des molécules auto-orientées, donc une bonne tenue mécanique. Le diamètre moyen du filament est de 19 microns. On produit deux types de fibres : bas module d'élasticité (70 GPa) et haut module d'élasticité (130 GPa), seul ce dernier est utilisé dans l'application composite [1].

Les avantages de la fibre d'aramide sont [2]:

- Sa bonne résistance spécifique à la traction.
- Sa très faible densité (1,45).
- Sa dilatation thermique nulle.
- L'absorption des vibrations et amortissement.
- L'excellente résistance aux chocs et à la fatigue.
- Le bon comportement chimique vis à vis des carburants.

Les inconvénients sont [2]:

- Le prix élevé.
- La faible tenue en compression.
- La reprise d'humidité importante (4%) nécessitant un étuvage avant imprégnation.
- La faible adhérence avec les résines d'imprégnation.
- La sensibilité aux UV.
- L'usinabilité difficile.
- La tenue au feu, décomposition à 400°C.

II.3.4 Autre Renforts

a). Bore et carbure de silicium

Ces deux types de renfort font appel au même principe de fabrication et ont des propriétés et des domaines d'application voisins. Leur utilisation reste toutefois très marginale. Ils sont à base de : bore, bore-carbure de bore, carbure de silicium, bore-carbure de silicium. Ils sont obtenus par dépôt en phase gazeuse sur une âme en tungstène portée à 1200°C, qui sert de substrat. Le diamètre du monofilament est plus important que pour les autres fibres (100 à 150 microns). Les prix et difficultés de mise en œuvre (fragilité, usinage difficile, manipulation dangereuse) freinent le développement de ces types de renforts [14].

b). Silice et quartz

Cette fibre, obtenue à partir du quartz ou de silice par fusion, est surtout utilisée dans les composites à haute tenue thermique (bonnes propriétés d'ablation avec des résines phénoliques) [14].

II.4. LES MATRICES

La matrice lie les fibres renfort, répartit les efforts, donne la forme voulue et apporte la tenue chimique de la structure (dont le squelette est le renfort). On utilise surtout des résines thermodurcissables (TD) mais aussi, de plus en plus, des polymères thermoplastiques (TP) [14].

II.4.1 Matrices Thermoplastiques

Les polymères les plus utilisés sont les thermoplastiques (TP techniques) qui, à l'état vierge, possèdent les caractéristiques fondamentales résumées dans le tableau.2.5.

II.4.2 Matrices Thermodurcissables

Plusieurs paramètres sont à prendre en considération dans le choix de ces résines :

- La viscosité qui caractérise l'aptitude à mouiller le renfort.
- Le temps de vie en pot : temps qui sépare le début du mélange avec catalyseur et accélérateur et la viscosité maximum permise pour mouiller le renfort ; elle dépend essentiellement de la température (de 1 à 50 h suivant les systèmes).
- La durée de polymérisation qui s'amorce dès la mise en contact du mélange et qui peut être activée par échauffement.
- L'allongement à la rupture en traction de la résine polymérisée qui doit être supérieure à celle du renfort.
- Le point de transition vitreuse : température au-delà de laquelle la résine perd ses propriétés mécaniques. Les propriétés des principales résines utilisées peuvent se résumer comme présentées au tableau 2.6.

Tableau 2.5 *Caractéristiques essentielles des thermoplastiques [14]*

Type de sollicitations \ Type de matrices	Polycarbonate	Polytéraphalates Ethylénique	Polytéraphalates butylanique	Polyoxyde dephénylène	Polysulfure	Polyréthane	Polyoxyméthylène	Polyamide 66	Polyamide 11
Choc	+			-	-		-	+	+
Fatigue		+	+	-			+	+	-
Coefficient friction		+	+				+	+	+
Chaleur	-	+	-	+	+	+	-	-	-
Fluage	-		-	-	+	+	-	-	-
Auto-extinguibilité	+	+	+	+	+	+		+	-
Electrique	-	+	+	+	+	+	-	-	-
Chimique			-			+	-	-	+
Fissuration sous tension		-	+			+		-	-
Eau chaude	-			+	+	+	+		-
Stabilité dimensionnelle	-	+	+	+	+	+	+		-
Transparence	+	+			+			-	-

+ : bon

- : moyen

Tableau 2.6 *Caractéristiques générales des résines thermodurcissables (état vierge) [14]*

Résines	Masse spécifique (tonne/m ³)	Résistance à la traction (MPa)	Tenue à température (°C)
Polyester	1,2	50-65	120
Vinylester	1,15	70-80	140
Phénolique	1,2	40-50	120-150
Epoxyde	1,1-1,4	50-90	150-200
Polyimide	1,3-1,4	30-40	250-300
polyuréthane	1,1-1,5	20-70	100-120

II.4.3 Matrices Métalliques

Malgré une densité (par rapport à l'eau) importante, ces matrices présentent des propriétés intéressantes pour la réalisation de pièces soumises à des frottements. Seule la voie aluminium et fibre de bore a été étudiée de façon précise et les résultats obtenus ont été moins bons que prévus. Il ne faut pas confondre ces composites constitués d'un pourcentage important de fibres longues, avec les matériaux métalliques renforcés par des renforts discontinus. Dans ce dernier cas, on obtient principalement une augmentation du module d'élasticité [14].

II.4.4 Préparation des Matrices ou Formulation

Les résines TD sont très souvent chargées (10 à 20%) pour leur conférer des propriétés spécifiques (stabilité dimensionnelle, diminution et équilibrage du retrait, aspect de surface, réduction de la porosité, tenue à la corrosion, dureté...) ou pour réduire leur prix de revient.

Parmi les charges minérales utilisées, on trouve en particulier les carbonates de calcium (craie, calcite, dolomie), ou les silicates (talc, kaolin).

Des additifs sont également ajoutés comme [1,2]:

- Agents tixotropiques (gel de silice), pour réduire la fluidité de la résine
- L'anti-retrait (acrylique, éthylénique, styrénique)
- L'anti-UV
- Fongicides
- Ignifugeants (hydrate d'alumine, halogènes)

- Pigments ou colorants
- Agents de démoulage
- Catalyseurs (péroxydes), initiateurs de réaction
- Accélérateurs de réaction (naphtéate de cobalt), pour accroître la vitesse de polymérisation
- Inhibiteur de réticulation (hydroquinone).

On rencontre ainsi une grande diversité de types de composites avec des différences de formulation très importantes, comme le soulignent les deux exemples du tableau 2.7.

Tableau 2.7 Variations extrêmes de formulation des composites [1,2]

	Composites GD	Composites HP
Procédés	Compression BMC (verre/polyester)	Enroulement (verre/époxy)
Renforts	10%	85%
résines	35%	15%
charges	50%	0
additifs	5%	0

II.5 RENFORCEMENT DES OUVRAGES PAR MATERIAUX COMPOSITES

Les matériaux composites, grâce à leurs caractéristiques mécaniques élevées, leurs faibles poids propres, leurs très bonnes performances vis-à-vis de la corrosion, leurs aptitudes au formage et/ou moulage permettent [7]:

- De protéger les ouvrages en limitant la corrosion et en assurant de meilleures conditions d'étanchéité.
- De réparer les structures endommagées en cherchant à compenser les pertes de rigidité ou de résistance.
- De renforcer en améliorant leurs performances et leur durabilité.

II.5.1 Notion de Multicouches Composites pour la Réparation des Ouvrages

La conception du système multicouche composite a pour objectif de remplir plusieurs fonctions [16]:

- rendre sain l'état de surface de la couche support (béton) en cherchant à éliminer les fissures, soit par injection de polymère, soit par application d'un produit (mortier) de ragréage ;
- éliminer les défauts géométriques (planéité, effet d'angle) de la surface à réparer pour minimiser les problèmes ultérieurs de délaminage ou de décollement ;
- appliquer une couche de polymère (primaire) entre le support et le composite pour améliorer l'adhérence ;
- appliquer un nombre de couches de matériaux composites (fibres-polymère) suffisant pour assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- appliquer une couche de finition (gel-coat, protection) pour assurer une bonne tenue à la corrosion et aux ultraviolets ;
- procéder à de couches à fort taux de charges minérales pour améliorer la tenue au feu et en température du système.

II.5.2 Différentes Techniques de Mise en Œuvre

i). Mise en œuvre par moulage au sec

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 important de performance instantanée et différée. Après avoir ragréé la surface de béton (injection de résine dans les fissures, sablage application d'un mortier polymère), les couches de tissus préimprégnés pour la réparation sont découpées et appliquées sur la surface où le renforcement doit être fait [7].

ii). Mise en œuvre par stratification directe

En utilisant des matériaux qui polymérisent à température ambiante, il est possible de réaliser une stratification directe, en respectant les étapes suivantes [7]:

- Traitement de surface du béton (ponçage, sablage) ;
- Application d'une couche primaire d'imprégnation ;

- Découpe des lits de tissus ;
- Pose 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, 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.

iii). Collage de plaques composites

Cette méthode se caractérise par le placage de composite, collé sur la surface par des colles époxydes. Les plaques sont en carbone ou en verre époxy et fabriquées par pultrusion. Elles sont des composites avec des fibres unidirectionnelles d'une épaisseur de 1,5 mm et d'une largeur de 150 mm en général. Le procédé de collage est le suivant [7]:

- 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 surface par un dépoussiérage ;
- Application du polymère époxyde 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 polymérisation complète du polymère.

II.5.3 Technique de Renforcement par Précontrainte Additionnelle

Dans ce cas, en substitution des câbles métalliques, des joncs pultrudés carbone-époxyde et verre-époxyde sont utilisés. Les principaux intérêts technologiques qui justifient l'utilisation de composites portent d'une part sur le gain de poids (de l'ordre de 4) et, d'autre part, sur les très bonnes performances en fatigue et au fluage des renforts unidirectionnels et sur le fait que les pertes de précontrainte peuvent être minimisées [7].

II.5.4 Positionnement des Renforts Suivant la Localisation des Zones Endommagées

Dans le cas des poutres en flexion, les différents modes de renforcement vis-à-vis des zones tendues et cisailées sont visualisés. La performance de ce type de réparation est particulièrement dépendante de critères de non-décollement des composites en extrémité de recouvrement. Ces points doivent être particulièrement vérifiés dans les procédures de calcul

et de dimensionnement. Dans tous les cas d'applications, il est impératif de savoir caractériser les performances de l'interface béton-composite pour juger de la fiabilité et de la durabilité de la réparation [7].

II.6 COMPOSITES EN FIBRES DE CARBONE DANS LE GENIE CIVIL

II.6.1 Généralités

Les matériaux composites sont utilisés pour renforcer et réhabiliter les ouvrages d'art et les bâtiments depuis une dizaine d'années environ. Ces composites sont généralement à base de fibres de carbone qui possèdent un ensemble de propriétés physiques ou mécaniques qui en font un matériau de renforcement de toute première qualité dans certaines applications liées au bâtiment et aux ouvrages de génie civil.

Par contre les fibres de verre qui ont un faible module, manquent de résistance aux solutions salines et/ou basiques. Les fibres aramides qui ont également un faible module, présentent une résistance à la fatigue limitée en milieu aqueux et une tenue thermique très limitée.

Si la première fibre de carbone a été inventée et produite par T. Edison, les premières utilisations expérimentales datent des années 1960 et les premières unités industrielles ne sont apparues qu'au début des années 1970 avec l'introduction du poly acrylonitrile comme fibre précurseur[2].

L'intérêt des utilisations de la fibre de carbone dans le génie civil se trouve essentiellement dans : sa faible densité ; l'absence de corrosion ; sa très bonne tenue à la fatigue, et sa facilité de manipulation.

II.6.2 Procédés de Renforcement

Plusieurs procédés de renforcement sont apparus au cours de ces dix dernières années. Les principaux, utilisent directement les fibres de carbone sous forme de fil continu et d'autres font appel à un semi-produit plus ou moins sophistiqué tel que les tissus secs, les tissus préimprégnés ou des produits pultrudés.

a) Fibres sèches

La fibre de carbone est introduite sous forme de fibres continues de très grande longueur. Elle est déposée et enroulée régulièrement autour d'un mandrin, le poids des

bobines varie de 500g à 4 kg, ce qui correspond à des longueurs de fibres continues de 600 m à 5 km (soit 0,8g au mètre linéaire).

Pour renforcer directement une structure à partir d'une bobine de fibre de carbone, il est nécessaire de pouvoir tourner autour, ce procédé de renforcement est donc naturellement limité aux colonnes ou aux pylônes. Les bobines sont placées sur un dévidoir qui peut se mettre en mouvement dans deux directions (rotation autour de la structures à différentes hauteurs), lorsque l'ensemble se met en mouvement les mèches de carbone sont extraites des bobines et elles sont déposées automatiquement par enroulement autour du support à renforcer préalablement enduit d'une résine.

Après le dépôt des fibres de carbone, une couche de fermeture de résine assure la cohésion de l'ensemble. Ce procédé automatisé est surtout utilisé dans le cas des renforcements par frettage des piles ou colonnes (*retrofitting*) de ponts ou de bâtiments. Son principal avantage est l'automatisation complète du système de pose, son principal inconvénient est le fait qu'une pose manuelle est nécessaire pour renforcer les extrémités hautes et basses des piles et des colonnes et que cette méthode demande du temps et des manipulations importantes pour installer le matériel [3].

b) Tissus secs

Les fibres de carbone permettent, comme beaucoup de fibres longues de fabriquer des tissus de toutes formes et de toutes tailles, de même que des matrices. Le renforcement de structures à partir d'un tissu sec tissé uni ou multidirectionnel se fait directement par la pose de ce dernier sur une couche de résine qui recouvre l'élément à renforcer et qui sert de liant. Après marouflage, une couche de résine de fermeture permet de parfaire l'imprégnation. Les pressions nécessaires appliquées pour cette méthode de renforcement sont faibles.

Par rapport à d'autres méthodes de renforcement, son principal avantage est une manipulation très facile sur chantier avec une absence totale de matériel lourd à déplacer. En plus, cette technique permet le suivi parfait de la forme du support et la maîtrise de l'épaisseur du film de résine [3].

c) Tissus préimprégnés

Les tissus préimprégnés sont obtenus en usine, à partir de tissus secs (cas des tissus multidirectionnels) ou à partir de fils de carbone accolés sous forme de nappe (cas des tissus unidirectionnels), sur lesquels est déposé un excès de résine. L'excès de résines est éliminé

par passage entre des rouleaux chauffés ou non. Le produit avant utilisation doit être conservé à froid, généralement -18°C , pour éviter la polymérisation de la résine.

Les tissus doivent être ramenés à la température ambiante pour être utilisables. A température ambiante, la souplesse du tissu préimprégné permet la pose de renforcements sur pratiquement n'importe quel type de surface. Ces renforcements sont posés et leur matrice immédiatement polymérisée sur les surfaces à renforcer. Le principal problème d'un tel renfort réside dans la phase de remontée à la température ambiante et dans les difficultés matérielles pour assurer de bonnes conditions de polymérisation sur chantier.

Les premières résines utilisées nécessitaient un matériel important, car la polymérisation était obtenue sous vide ou sous pression à des températures supérieures à 100°C . Par contre le principal avantage de cette méthode était la quasi-absence de bulles dans le renfort en composite après polymérisation. Cette technique de renforcement a surtout été développée au Japon, dès la fin des années 1980. Depuis, les fabricants de tissus préimprégnés et les formulateurs de résines ont accompli des progrès considérables, la température de polymérisation des résines est voisine de la température ambiante, ce qui a permis un gain d'exploitation très important. Cependant, l'utilisation d'un tissu préimprégné nécessite toujours une phase de conservation à très basse température et une phase de remontée en température avant la pose, qui sont difficiles à gérer sur des chantiers de travaux publics [3].

d) Produits pultrudés

Ces produits sont obtenus à partir de mèches de fibres continues qui sont enduites par passage en continu dans un bain de résine. Ces résines peuvent être de type époxyde, polyester, vinylester ou phénolique. L'ensemble des mèches préimprégnées passe ensuite dans une filière où l'excès de résine est éliminé, puis dans un four de polymérisation. 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 $100 \times 1 \text{ mm}^2$, leur longueur, suivant la demande, varie de quelques centimètres à plusieurs centaines de mètres. D'autres types de profilés, y compris des tubes, peuvent être aussi fabriqués par le même procédé, ces produits sont utilisés depuis très longtemps dans les articles de sport : flèches d'arcs, bâtons de ski.

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. A 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, à l'EMPA de Dübendorf à la fin des années 1980 sous la direction du Professeur U. Meier. L'avantage de cette méthode est la facile extrapolation des résultats obtenus par le collage de tôles d'acier.

Comparée pour 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 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 [3].

II.7 UTILISATION DES FIBRES DE CARBONE DANS LA REHABILITATION

II.7.1 Remplacement des Tôles Métalliques par des Fibres de Carbone

- Les opérations de maintenance des ouvrages d'art ou d'immeubles, se traduisent souvent par la nécessité de renforcement des structures, suite à des désordres ou de simple mise en conformité avec des codes de plus en plus exigeant. Le type de renforcement le plus utilisé est le collage extérieur de plaques métalliques, selon le procédé l'Hermite car n'exigeant que des interventions mineures sur la structure ; il est d'un emploi souple ; les renforts sont peu encombrants.

Toutefois, le collage de tôles métalliques présente aussi quelques difficultés :

- Sensibilité de l'acier à l'oxydation, impossibilité de mobilisation de toute la résistance en traction des tôles,

- Nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter (la raideur des tôles nécessite une surface parfaitement plane pour assurer l'uniformité de l'épaisseur de l'adhésif),
- Nécessité d'un collage sous pression (par vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine de collage.

Ces difficultés ajoutées aux besoins de renforcement de bâtiments dans certaines régions à risque sismique ont favorisé la recherche et le développement de l'utilisation de fibres de carbone, pour renforcer les structures de génie civil [3].

II.7.2 Utilisations des Composites dans Différent Pays

i) Au Japon

Le Japon est une région particulièrement touchée par les tremblements de terre et regroupe plus de 1000 îles, et les phénomènes de corrosion saline sont souvent observés. Par conséquent, un intérêt particulier est donné au développement des composites à base de fibre de carbone pour le renforcement des structures. De nombreux ponts en béton précontraint ont dû être renforcés extérieurement en raison de la corrosion des aciers. Ces renforcements ont été appliqués sur les piles ou sur les faces inférieures des tabliers en utilisant des tissus préimprégnés à base de fibres de carbone comme renfort.

La pose de renforcements a démarré en utilisant des tissus imprégnés ou des fibres sèches, principalement par frettage des colonnes portantes. Les tissus sont posés manuellement, alors que les fibres sont déposées par enroulement (*retrofitting*). Les quantités de fibres de carbone déposées peuvent aller de 100 à plus de 800 g/m². Les principales résines utilisées sont des résines époxyde et/ou Vinylester. Cette technique a été appliquée sur le pont Fujimi (Tokyo) en 1993, et le pont Johetsu Shikansen Bridge (Nugata), Yonava Bridge et Sanahara Bridge (Yamanashi), Yogai Bridge (Saitama) en 1994 [3].

À partir de 1995, le nombre des réalisations a fortement augmenté. Les applications se trouvent dans tous les domaines industriels, renforcement extérieur de cheminées, de tunnels routiers, ferroviaires ou de métro, de sites de stockages naturels de pétrole ou de gaz, et mur de bâtiments.

Des treillis en fibres de carbone sont utilisés dans des murs de bâtiments de banques non seulement pour leurs propriétés mécaniques mais aussi en tant que conducteur électrique

et sont reliés aux systèmes d'alarme. En mars 1998, la structure métallique d'un bâtiment a été remplacée par une structure à base d'un composite de carbone.

Un programme national de mise en conformité parasismique des bâtiments et des ouvrages d'art est en cours et fait du Japon le premier consommateur de fibres de carbone dans les secteurs du bâtiment et des ouvrages d'art. La consommation de fibres de carbone au Japon pour l'ensemble des BTP était supérieure à 300 t en 1996 et à 500 t en 1997 [3].

ii) Aux Etats-Unis

L'utilisation des composites pour le renforcement des structures a commencé suite aux études menées après le séisme Loma Prieta en Californie octobre 1989 et la destruction de plusieurs tabliers de ponts [3].

Parmi les ponts réhabilités par l'utilisation de composites, on peut citer :

- Pont d'autoroute à Butler (Ohio) en 1996;
- Pont Foulk à Delaware (Californie) en 1997.

iii) Au Canada

Au Canada, des études ont été menées pour renforcer extérieurement des ponts anciens corrodés ou ne pouvant supporter l'augmentation des surcharges de calcul. Le procédé l'Hermite devient peu applicable dans ce pays, du fait de la très forte corrosion saline liée aux énormes quantités de sels répandues sur l'ensemble du réseau routier pendant la longue période hivernale.

A partir du début des années 1990, de nombreuses universités (Alberta, Laval, Manitoba, Royal Military College, Sherbrooke, Queen's, Waterloo.) commencèrent à travailler sur les renforcements et les frettage des piles de ponts et des colonnes de bâtiments [17].

L'utilisation des fibres de carbone en génie civil a été d'environ 50 tonnes en 1997 au Canada et aux Etats-Unis. Parmi les chantiers expérimentaux on peut citer [3]:

- Le renforcement du pont de Calgary (Alberta) par des câbles de 6 m de long. En 1993.
- La réhabilitation du pont Clearwater Creek (Alberta) à partir de bandes de tissus de fibres de carbone préimprégnées en 1996.
- Le renforcement des bases de ponts Jaques Cartier et Champlain qui enjambent le Saint-Laurent à Montréal en 1996.

- Le renforcement d'un pont autoroutier, traversant l'Assiniboine River à Headingley (Manitoba) à l'aide de tissus et de câbles en fibres de carbone en 1997.
- Le renforcement par frettage à l'aide de tissus préimprégnés de plusieurs colonnes de bâtiments dans l'enceinte de l'université Sherbrooke en 1995.
- Le renforcement d'un garage en sous-sols d'un parking, en utilisant des produits pultrudés en 1996.
- Le renforcement d'une structure de toiture dans le centre de Winnipeg (Manitoba) en 1997.

iv). En Europe

En Europe, de nombreuses universités de la Communauté européenne ont travaillé sur les renforcements à base de matériaux composites. Et un projet « Brite » a réuni plusieurs pays sur ce sujet. Parmi les cas d'utilisation des fibres de carbone en génie civil on cite [3]:

- La construction d'un pont, au début des années 1990, avec des câbles de précontrainte à base de composite en fibres de carbone, où passent toujours des dizaines de camions de livraison par jour dans l'usine de BASF à Ludwigshaffen.
- Le remplacement de deux haubans en acier par deux câbles de fibres de carbone sur le pont de Winterthur en 1996. Chaque câble est constitué de 241 joncs de 5 mm de diamètre. La charge de rupture de chaque câble installé est supérieure à 1300 t.
- La construction d'une passerelle (longueur 80 m, largeur 3,5m) munie de haubans et de torons de précontrainte, le tout en composite époxyde-fibres de carbone en 1998 au Danemark.
- Fin 1997, plus d'une centaine de ponts ont été renforcés en utilisant le principe de renforcement par plats pultrudés et de tissus, dont le premier pont anglais, à Dales town of Skipton, au nord du Yorkshire, en octobre 1997.
- Fin 1996, le marché des BTP représentait en Europe un peu plus de 25 t de fibres de carbone et 50 t en 1997 avec un taux de croissance estimé à 30% par an.

v) En Algérie

Cette technique a été utilisée pour la première fois en 1998 sur un pont routier. Un grand nombre d'ouvrages d'art a été renforcé par des lamelles et tissus de fibre de carbone de SIKA et FREYSSINET, citons par exemple le pont routier voûté Sidi Rached, l'ouvrage rail PK 459 sur oued Bill Braguet à Constantine, le pont blanc d'El Harrach et le pont d'Ighezer Amokrane à Bejaia [11].

II.8 CONCLUSION

Les principales raisons qui ont conduit les fibres de carbone à se développer dans le renforcement des bâtiments et des ouvrages d'art sont :

- La réhabilitation ou la mise en conformité des ouvrages existants, soit pour des raisons de perte des propriétés initiales, soit pour des raisons de remise à niveau liées à de nouvelles normes ;
- La construction de nouveaux bâtiments et d'ouvrages d'art plus légers et plus performants.

Dans le cas de la réhabilitation, le processus de l'introduction des matériaux composites à base de fibres de carbone a été accéléré par la mise au point de méthodes techniquement fiables et compétitives comparativement aux anciens procédés de renforcement à base d'acier. Le pays qui utilise aujourd'hui le plus ce procédé est le Japon, pour la protection des bâtiments et des ouvrages d'art contre le risque de destruction lors d'un tremblement de terre.

En Algérie l'utilisation des fibres de carbone date seulement de 1998 et peu d'applications ont été réalisées mais la nécessité de renforcement des ouvrages vis-à-vis des modifications du trafic (probabilité de choc, augmentation des charges et de leurs fréquences), ainsi que la mise en conformité parasismique des ouvrages entraînera probablement un développement rapide de cette technique [11].

CHAPITRE III

**ETUDE ET
COMPORTEMENT DES
POUTRES RENFORCÉES**

III. COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR DES MATERIAUX COMPOSITES

III.1 INTRODUCTION

Le béton, est un agglomérat artificiel de cailloux, gravier et de sable liés entre eux au moyen d'un liant hydraulique (le ciment). Le béton résiste bien à la compression mais il est faible en traction. De là est né le béton armé qui est la composition de deux matériaux différents qui se complètent parfaitement. La résistance du BA dépend du comportement respectif du béton et de l'acier, ainsi que de l'association acier béton. L'objectif de cette partie est d'étudier le comportement des poutres en béton armé renforcées ou sans renforcement pour pouvoir expliquer par la suite les résultats de notre travail [5].

III.2 COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARME SOUMISES A LA FLEXION

3.2.1 Lois de Comportement du Béton

a). *Résistance à la compression*

La résistance à la compression du béton est mesurée par écrasement d'éprouvettes cylindriques de 200 cm² de section (grosseur des granulats au plus égale à 31.5 mm) et de hauteur double du diamètre (16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur). Dans ces éprouvettes les ruptures se produisent suivant des plans inclinés faisant un angle d'environ 45° avec l'axe de l'effort de compression, ce qui est en accord avec la théorie et avec les résultats expérimentaux (Voir figure 3.1) [6].

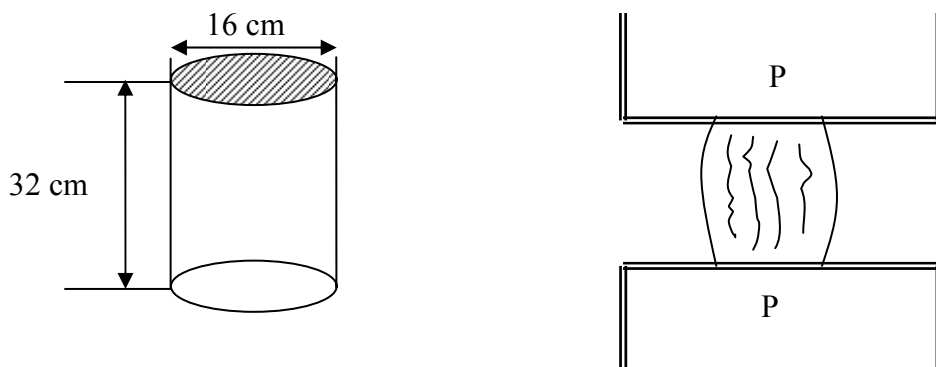


Fig.3.1 Essai de compression [6].

La valeur de la résistance à la compression uniaxiale du béton est donnée par

$$f_{cj} = P / (\pi * d^2 / 4)$$

Avec:

f_{cj} : résistance à la compression à j jours.

d : diamètre de l'éprouvette = 16 cm.

Cette résistance est relative au jour " j " de l'écrasement. Les expériences ont montré que la résistance du béton ordinaire à la compression à partir de 28 jours se stabilise à la valeur $\approx f_{c28}$, alors on admet que:

$$f_{cj} = 0.685 * f_{c28} * \text{Log}(j+1); j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28}; j > 28 \text{ jours.}$$

Parfois on majore f_{c28} pour $j \gg 28$ jours ($j > 90$ jours) par $1.1 * f_{c28}$.

b). Résistance à la traction

La résistance du béton à la traction est mesurée par trois types d'essais [6]:

- Essai de traction directe.
- Essai de traction par fendage (essai Brésilien).
- Essai de traction par flexion.

L'essai de traction directe est assez délicat à réaliser car il nécessite après sciage des extrémités le collage des têtes métalliques parfaitement centrées pour éliminer une éventuelle flexion parasite. L'élançement est aussi ramené à 1,7. Compte tenu de la complexité de cet essai, il est pratiquement abandonné.

L'essai de traction par fendage consiste à écraser entre les plateaux d'une presse un cylindre en béton normalisé ($\Phi 16$ -H32) suivant deux génératrices opposées. Le contact avec les plateaux de la presse est assuré par l'intermédiaire de bandes métalliques. La vitesse de chargement est de 0.5 ± 0.1 bar/sec (Fig.3.2)

$$\sigma_{\text{fendage}} = \frac{2P}{\pi \phi L}$$

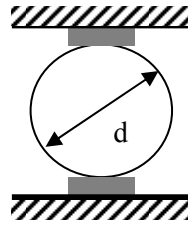


Fig.3.2 Essai de traction par fendage

L'essai de traction par flexion est le plus couramment utilisé. Il est réalisé sur des éprouvettes prismatiques de dimensions $(7*7*28)$ cm³. Le montage de l'éprouvette sur l'appareil est représenté sur la figure 3.3.

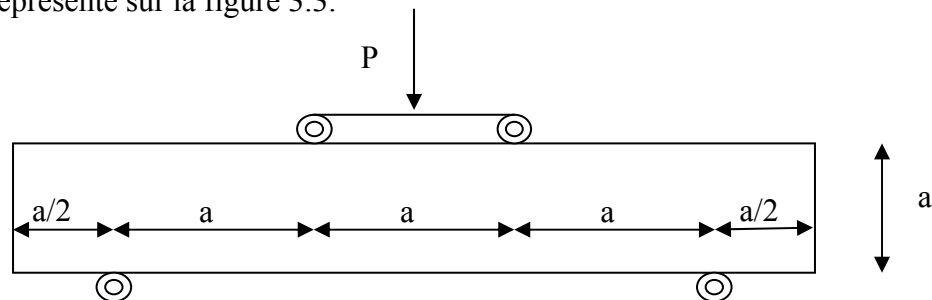


Fig.3.3 Essai de traction par flexion

La contrainte de traction par flexion dans la fibre la plus tendue à l'âge « j » est donnée par la formule suivante $S_{ij} = M \cdot V / I$.

Avec :

M : moment de flexion.

V = $a/2$.

I : moment d'inertie de la section droite de l'éprouvette = $a^4 / 12$.

$$\implies S_{ij} = 6 \cdot M / a^3.$$

La résistance à la traction du béton est liée à la résistance à la compression par la relation suivante: $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$.

c) Module de déformation longitudinale du béton [6]

Le module de déformation instantanée: $E_{ij} = 12000 \cdot (f_{cj})^{1/3}$.

Le module de déformation différée: $E_{uj} = 4000 \cdot (f_{cj})^{1/3} = E_{ij} / 3$.

Module de fluage: $E_{flu} = E_{ij} / 2$.

d) Coefficient de POISSON ν

$\nu = 0.2$ pour un béton non fissuré.

$\nu = 0$ pour un béton fissuré.

e). Diagramme contrainte-déformation

Pour tracer le diagramme de comportement, il faut admettre les hypothèses suivantes [6]:

- Les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions au cours de la déformation.
- Le gradient des contraintes est sans influence sur la loi de déformation.
- Nous négligeons le fait que toutes les fibres ne se déforment pas à la même vitesse.

L'allure du diagramme réel contrainte- déformation est celui de la figure 3.4.

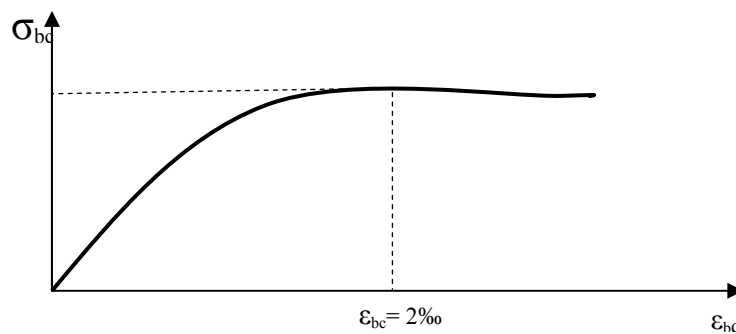


Fig.3.4 Diagramme contrainte - déformation (réel)

Quelque soit la qualité du béton, le diagramme contrainte-déformation présente une contrainte maximale (σ_b) pour une valeur de déformation (ϵ_b) légèrement supérieure à 0.002, au-delà de cette valeur, elle décroît légèrement pour arriver à la rupture à $\epsilon_b = 0,0035$.(fig.3.5).

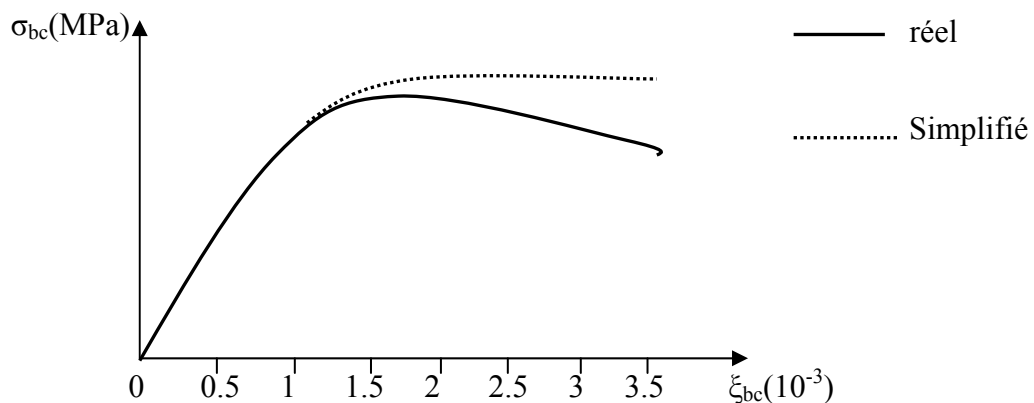


Fig.3.5 Diagramme contrainte-déformation

Il existe cependant une simplification de ce diagramme.

▪ *Diagramme parabole rectangle (Fig.3.6)*

C'est un diagramme constitué par un arc de parabole de 2^{ème} degré prolongé par un segment de droite. Ces deux parties sont exprimées par les fonctions suivantes:

$$* 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad : \sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} * (1 - ((2 \cdot 10^{-3} - \varepsilon_{bc}) / (2 \cdot 10^{-3}))^2) / \gamma_b.$$

$$* 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad : \sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} / \gamma_b.$$

Le coefficient γ_b est un coefficient de sécurité qui tient compte de la dispersion de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts.

$\gamma_b = 1.5$; situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$; situation accidentelle.

Le coefficient de minoration 0.85 de la résistance tient compte de l'influence défavorable:

- De la durée d'application de la charge.
- Des conditions de bétonnage.

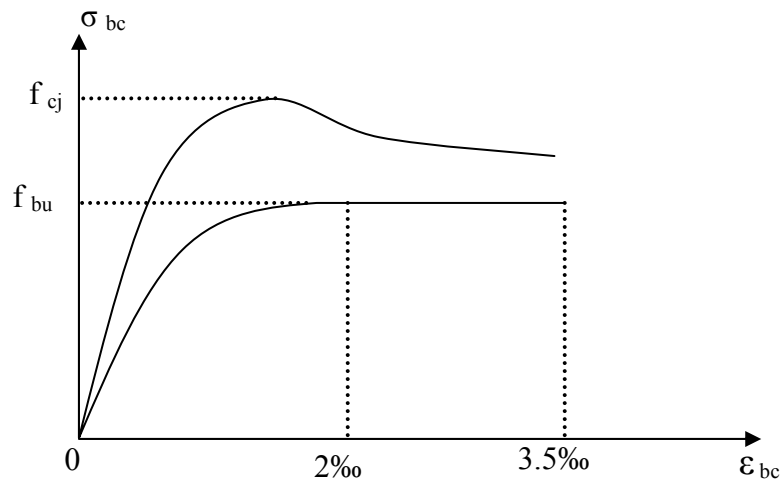


Fig.3.6 *Diagramme parabole rectangle*

▪ *Diagramme rectangulaire simplifié (fig. 3.7)*

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée il est préférable d'effectuer le calcul avec le diagramme rectangulaire simplifié définissant un comportement rigide plastique avec une contrainte de calcul

$$f_{bu} = \alpha * f_{cj} / \gamma_b.$$

* $\alpha = 0.85$ pour les sections dont la largeur est croissante ou constante vers la fibre la plus comprimée. (1)

* $\alpha = 0.80$ pour les sections dont la largeur est décroissante vers la fibre la plus comprimée comme par exemple les sections circulaires ou rectangulaires soumises à la flexion déviée. (2).

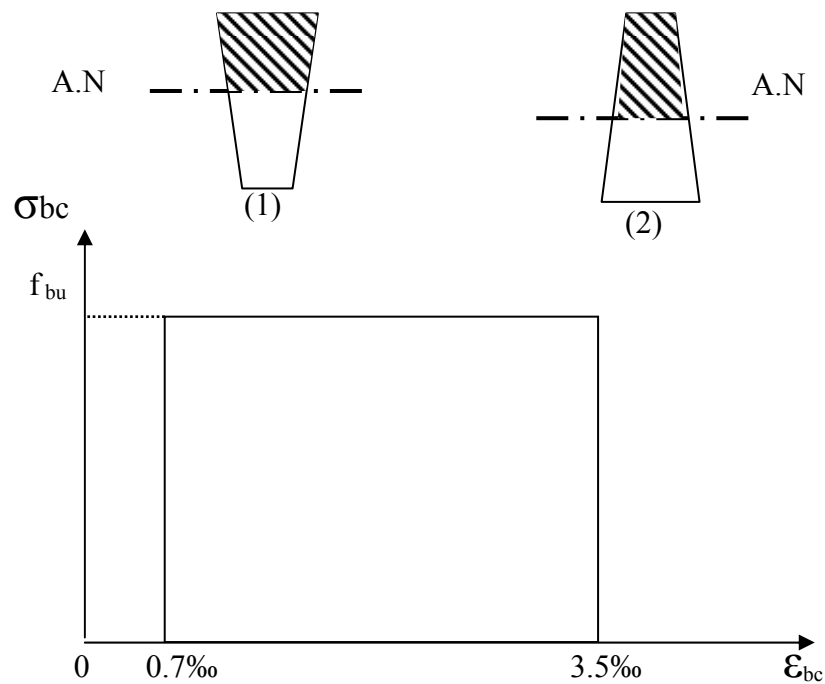


Fig.3.7 *Diagramme rectangulaire simplifié*

Si l'on compare les résultats obtenus par les deux diagrammes parabole rectangle et rectangulaire simplifié, on constate que l'erreur commise est très faible, ce qui justifie l'utilisation du diagramme rectangulaire, dans le cas général et à l'exception de la section entièrement comprimée.

III.2.2 Loi de Comportement de l'Acier

Les différents aciers utilisés dans le béton armé se distinguent par leur forme, leur composition, leur mode d'élaboration ainsi que leurs propriétés mécaniques. Parmi les caractéristiques mécaniques que peuvent présenter ces aciers, seules la limite d'élasticité et la forme du diagramme contrainte-déformation (σ - ϵ) sont utiles quant à la justification du choix d'une section donnée [6].

Pour les aciers écrouis, la limite d'élasticité est définie comme étant la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2%, on peut donc distinguer deux domaines pour le comportement de l'acier [6]:

- Le premier est élastique, et pour lequel le matériau revient à son état initial après déchargement
- Le deuxième est plastique, et pour lequel l'acier présente une déformation résiduelle après déchargement.
- Puis vient la rupture.

Les courbes typiques contrainte -déformation (fig.3.8) pour les barres d'acier utilisées en construction de béton armé sont obtenues à partir des barres d'acier soumises à une traction.

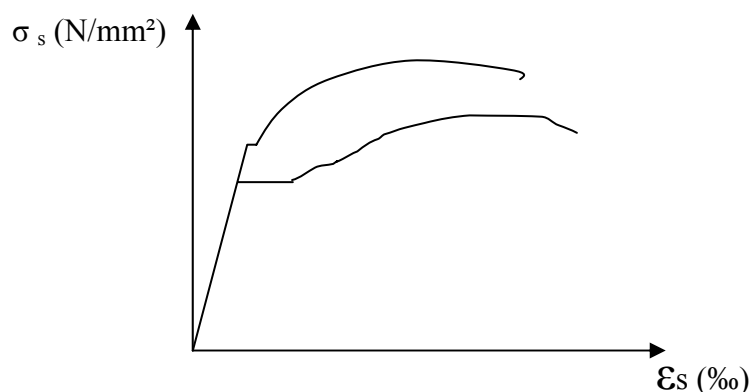


Fig.3.8 Courbes typiques contrainte-déformation pour l'acier

Les courbes montrent: une partie initiale linéaire, un plateau de plasticité (les déformations augmentent avec peu ou pas d'augmentation de contraintes), une zone d'écrouissage dans laquelle la contrainte augmente encore avec la déformation, et finalement une partie dans laquelle les contraintes diminuent jusqu'à ce que la rupture survienne. Le

module d'élasticité de l'acier est donné par la pente de la partie linéaire élastique de la courbe. Sa valeur est généralement prise comme étant égale à 2.10^5 N/mm^2 .

Les aciers de haute résistance ont généralement un plateau de plasticité, et une élongation avant la rupture plus petite que celle des aciers de basse résistance. Généralement, les courbes contrainte-déformation de l'acier en traction et compression sont supposées être identiques.

Des essais ont montré que cette supposition est raisonnable pour les calculs de conception, il est nécessaire de modéliser la courbe contrainte-déformation. Généralement cette courbe est modélisée par deux lignes droites (fig 3.9-a) en ignorant l'augmentation de contraintes due à l'écroutissage. C'est ce type de modélisation qui est repris par les règlements **BAEL 91**. Une idéalisation plus précise de la courbe contrainte-déformation est représentée sur la figure (fig 3.9-b) [6].

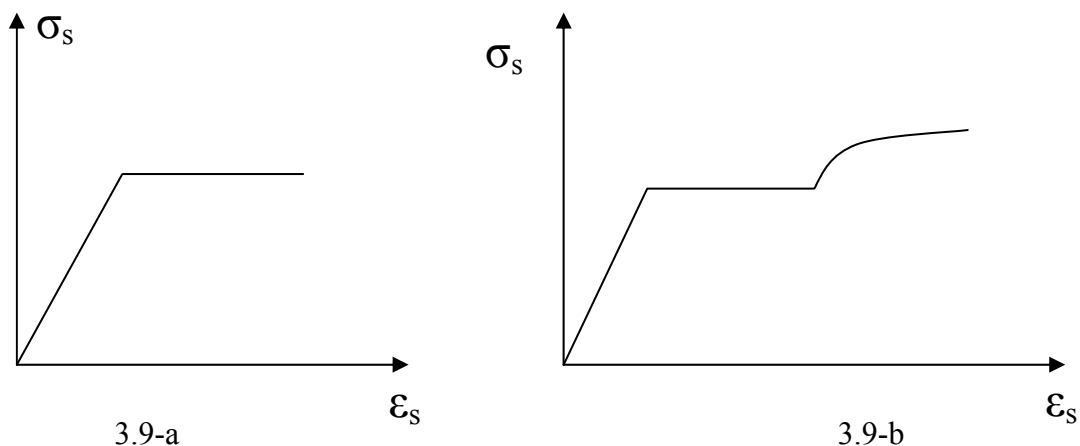


Fig.3.9 Courbe contrainte- déformation des aciers

III.2.3 Poutres en Béton Armé

Les essais sur pièces fléchies sont généralement réalisés en appliquant à des poutres reposant sur deux appuis simples des systèmes de charges concentrées égales et symétriquement disposées; le plus souvent on dispose de deux charges égales et symétriques.

Dans la partie comprise entre les deux charges, la poutre est soumise à un moment de flexion constant $M= P*a$ et un effort tranchant V nul (solicitation de flexion quatre points). Dans les sections comprises entre les points d'application des charges et les appuis, l'effort tranchant est constant $V= \pm P$ [18].

a). Calcul à l'état limite ultime à partir du pivot A

Considérons d'abord le cas d'une poutre dont le calcul à l'état limite ultime a été conduit à partir de la limite de 10‰ de l'allongement relatif des armatures tendues. C'est le cas normal des poutres comportant une table de compression et même de nombreuses poutres à section rectangulaire.

Après une phase où la poutre est apparemment intacte, avec l'accroissement des charges, on constate l'apparition de fissures dans la zone centrale de la poutre. L'observation de ces premières fissures perceptibles à l'œil nu, est difficile à préciser; elle dépend notamment:

- De l'état de surface des poutres essayées; surface plus ou moins lisse résultant du soin apporté à la confection du coffrage et à la mise en œuvre du béton, exécution éventuelle d'un enduit ou d'une peinture superficielle.
- Des conditions d'éclairage, intensité de la source lumineuse et incidence.
- De l'acuité visuelle et, il faut bien le dire, d'une certaine expérience.

Sur des poutres dont les faces badigeonnées au lait de chaux et intensivement éclairées, des expérimentateurs en exercice décèlent des fissures extrêmement fines qui échapperaient à un examen même minutieux dans les conditions usuelles de service. L'ouverture des premières fissures perceptibles à l'œil nu est de l'ordre de 1/20 et même 1/50 mm. De telles fissures peuvent se produire sous des charges d'essai nettement inférieures aux charges de service, correspondant ainsi à des contraintes de l'acier, calculées par la méthode classique, inférieures à 100 MPa. L'observation des premières fissures met en évidence, conformément d'ailleurs à la théorie de la fissuration, une certaine constante dans l'espacement des fissures et quand les charges d'essai augmentent, d'autres fissures apparaissent [18].

Quand les charges continuent à augmenter, le nombre de fissures augmente également. Leur ouverture ne dépend pas uniquement de la contrainte calculée mais aussi du diamètre des barres, des conditions d'enrobage et de l'état de surface des armatures. Avec des barres comportant des traces profondes d'oxydation, les fissures sont plus nombreuses et moins ouvertes qu'avec des barres non oxydées. Cette ouverture croît notablement lorsque la contrainte calculée approche ou atteint la valeur de la limite d'élasticité du métal et les

fissures, en même temps qu'elles s'ouvrent, se propagent vers la partie supérieure de la poutre [18].

Dans les sections correspondantes, la progression des fissures vers la partie supérieure réduit de plus en plus la partie comprimée de la section et finalement *la ruine de la poutre survient par écrasement du béton comprimé* (voir figure 3.10).

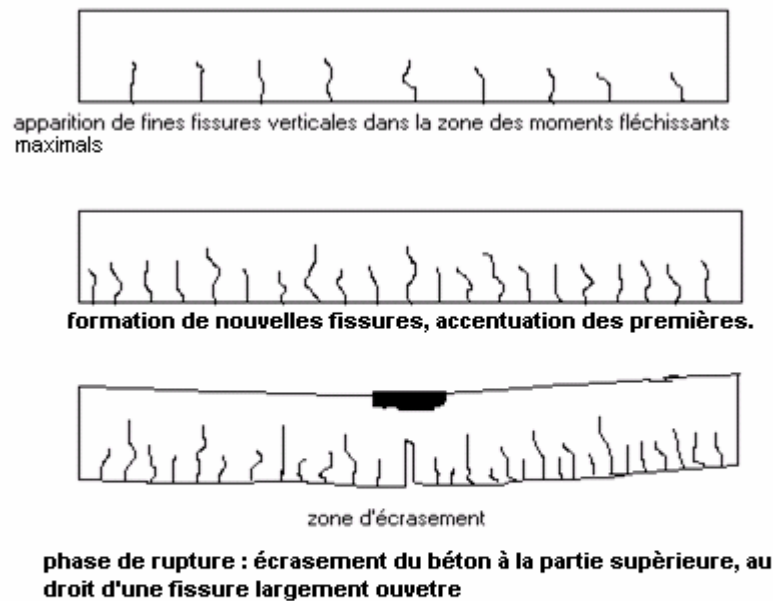


Fig.3.10 *Processus du développement de la fissuration et de la ruine d'une poutre soumise à la flexion simple [17].*

Lorsque les armatures des poutres sont des **barres à haute adhérence** en acier naturel ou écroui (cas le plus fréquent actuellement) le processus de développement des fissures appelle les remarques suivantes [18] :

- Les fissures sont, par contre, normalement plus nombreuses avec les armatures HA et nettement moins ouvertes, à égalité de contraintes, et c'est là précisément que réside l'avantage essentiel de l'utilisation de ces armatures. Approximativement, pour une même valeur moyenne w_m d'ouverture des fissures, la contrainte calculée avec des barres HA est supérieure de près de **60%** à celle correspondant à des ronds lisses.
- Dans ce cas, également les fissures qui s'ouvrent se propagent vers la partie supérieure de la poutre et la ruine se produit par écrasement du béton comprimé. Donc la ruine d'une poutre en béton armé se produit par écrasement du béton comprimé, cet écrasement étant consécutif à l'allongement excessif des armatures.

Quantitativement, lorsque les règles fixaient pour les armatures tendues des pièces fléchies une contrainte admissible σ_s égale à $2/3 (\sigma_e)$, on pouvait estimer que le coefficient de sécurité des dites pièces était non pas de $3/2$ mais plutôt de $5/3$ dans le cas d'armatures en acier naturel et d'environ 1,85 dans le cas d'armatures en acier écroui [18].

b). Calcul à l'état limite ultime à partir du pivot B

Considérons maintenant le cas d'une poutre dont le calcul à l'état limite a été conduit à partir du pivot B. Si le diagramme des déformations dans la section du moment maximal ne s'écarte pas sensiblement de la droite joignant les pivots A et B, les phénomènes observés seront le plus souvent assez voisins de ceux décrits au paragraphe (§ a.) en raison notamment des différences des valeurs des coefficients γ_m ($\gamma_s = 1.15$ pour l'acier et $\gamma_b = 1.5$ pour le béton), et la rupture se produira notamment par écrasement du béton consécutif à l'allongement excessif des armatures. La présence d'armatures comprimées dans la section de rupture a une influence favorable non seulement sur la valeur du moment de rupture, mais sur le caractère plus progressif de celle-ci, sous réserve que les dites armatures comprimées soient empêchées de flamber par la présence d'armatures transversales suffisamment rapprochées. Ce cas est normalement celui des sections sur appuis des poutres continues, sections généralement rectangulaires soumises à des moments de flexion négatifs. Ce cas de figure représente le mode de rupture par insuffisance de béton [18].

III.3 COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR DES FIBRES DE CARBONE

III.3.1 Critères de Résistance du Renfort

III.3.1.1 Traction dans la direction des fibres

Sous cette sollicitation la relation contrainte-déformation du composite est linéaire jusqu'à la rupture, le matériau considéré a un comportement fragile.

Les fibres sont beaucoup plus rigides que la matrice, elles supportent le principal de l'effort.

III.3.1.2 Compression dans la direction des fibres

Du point de vue théorique on trouve, les mêmes critères de résistance qu'à la traction. Les fibres, ayant un diamètre très faible, ont tendance à flamber ; c'est la matrice qui les stabilise, dans ce mode d'effort les propriétés de la matrice sont importantes. Ainsi les fibres de la nouvelle génération ont une résistance et une rigidité en traction plus élevées que les fibres de la première génération mais elles ne permettent pas d'obtenir un gain de résistance en compression. Pour augmenter les caractéristiques en compression, il faut augmenter les caractéristiques de la résine.

III.3.1.3 Traction et compression transversales–dimensionnement des renforts

Dans ces sollicitations, fibres et matrice sont soumises à des contraintes équivalentes, c'est le matériau le plus faible (la matrice) qui gouverne la résistance du composite. En règle générale, le matériau composite est appliqué sur une structure soumise à l'action de son poids propre et des charges permanentes, il n'est donc sollicité que par les actions variables : charges d'exploitation et le cas échéant climatiques.

En règle générale, et pour une bonne application du composite, le renfort subit sous l'action de ces charges un allongement égal à celui de son support.

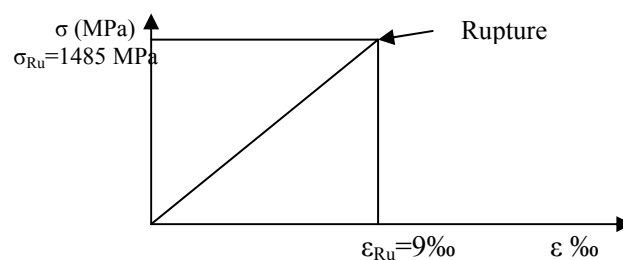


Fig.3.11. Loi de comportement du renfort [20]

Le module élastique du renfort est sensiblement égal à la moitié de celui de l'acier ; donc à allongement égal, la contrainte qu'il subit, du fait des charges variables, est voisine de la moitié de la variation de la contrainte de l'armature d'acier sous les mêmes charges ; cette variation, pour un ouvrage courant, est de l'ordre de 150 MPa au maximum, soit 10 à 15% de la contrainte de rupture. Elle est très inférieure au seuil de fatigue du matériau [21, 22].

Dans une section courante, le renfort se comporte comme une armature supplémentaire dont il est facile de tenir compte dans une vérification en flexion en application du diagramme des trois pivots tel que proposé par les règles CBA.93.

Une bande de 300 mm de largeur en une seule couche est susceptible de mobiliser une force de 250 kN à la rupture ; on notera qu'il n'est pas nécessaire d'appliquer à cette force un coefficient minoratif comme on le fait pour une tôle collée, car la faible épaisseur du renfort et son mode d'imprégnation rendent négligeable l'effet de la flexion. L'allongement à la rupture du matériau compris entre 1,2% et 1,9% est supérieur à la limite conventionnelle de 1% du diagramme des trois pivots, ce qui permet de prendre en compte la totalité des sections cumulées de l'armature existante et de celle du renfort [21, 22].

III.3.2 Études Antérieures sur le Renforcement par Matériaux Composites

L'utilisation de plaques d'acier collées pour renforcer des structures de béton armé a débuté dans les années soixante-dix. Quelques années plus tard les structures qui avaient été ainsi renforcées montrèrent une détérioration du joint acier-colle dû à un degré de corrosion important. Des projets de recherche ont alors été entrepris sur l'utilisation de nouveaux matériaux composites pour remplacer l'acier [17].

III.3.2.1 Renforcement en flexion

Ritchie et al. (1991) ont été parmi les premiers à utiliser les matériaux composites avec la méthode de renforcement par collage de plaque. Leurs essais ont consisté à tester 16 poutres en béton armé (150 mm x 300 mm x 2450 mm, $f_b = 40$ MPa, $A_s = 2$ HA10, $f_e = 400$ MPa, $s = 60$ mm), en changeant les propriétés et la nature de la plaque de composite utilisée. La longueur du renforcement variait entre 1.7 m et 2.4 m tandis que la largeur était fixée à 150 mm; l'épaisseur variait entre 1 et 8 mm. Les matériaux utilisés étaient les suivants: fibres de verre ($E_p = 11700$ à 30400 MPa, $f_{pu} = 160$ à 590 MPa); fibres de carbone ($E_p = 54500$ MPa à 118000 MPa, $f_{pu} = 590$ à 1500 MPa) et fibres d'aramide ($E_p = 72500$ MPa, $f_{pu} = 1180$ MPa). Pour 9 des poutres testées, l'arrachement du béton fut la cause de la rupture. En guise

d'ancrages, les auteurs ont soit collé des cornières en L sur les faces verticales de la poutre, aux extrémités de la plaque (voir figure 3.12) soit prolongé la plaque jusqu'aux appuis (figure 3.13).

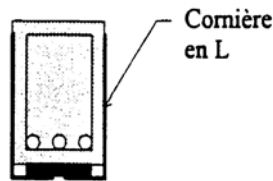


Fig.3.12 Ancrage avec cornières d'acier profilées en L [dans 17].

Le premier type d'ancrage a empêché le déchirement du béton dans 25 % des cas tandis que le second a été efficace dans 50% des cas. Les auteurs ont ainsi suggéré de réduire la contrainte de cisaillement dans la colle qui cause le décollement plutôt que de concevoir des ancrages en bout de plaque. Un moyen relativement efficace de réaliser ceci est donc de prolonger la plaque jusqu'aux appuis afin d'atténuer la discontinuité dans la rigidité de la poutre [dans 17].

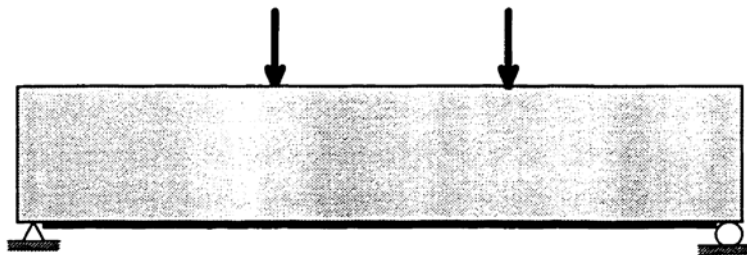


Fig.3.13 Prolongement de la plaque jusqu'aux appuis [dans 17].

Charif et al. (1994) ont testé 8 poutrelles en béton armé (150 mm x 150 mm x 1180 mm; $f_b = 37.7$ MPa; $A_s = 2M10$, $f_e = 450$ MPa; $s = 60$ mm) renforcées avec une plaque en fibres de verre ($f_p = 170$ MPa) ancrées de différentes façons (boulons, plaques, cornières). La plaque de composite mesurait 1000 mm de long et 100 mm de large; son épaisseur variait entre 1 et 3 mm. La plaque et les ancrages en composites étaient constitués de fibres de verre tissées. Pour les poutres avec une plaque de 2 ou 3 mm d'épaisseur, la rupture a été initiée par le décollement de la plaque à une extrémité de la poutrelle. La contrainte de cisaillement dans l'interface avait dépassé la résistance maximale de la colle. Ainsi, le décollement de la plaque n'a pas entraîné l'arrachement du béton. Par contre, l'utilisation de boulons aux extrémités n'a pu empêcher l'arrachement du béton, même si la séparation complète de la plaque a été évitée (voir figure 3.14) [dans 17].

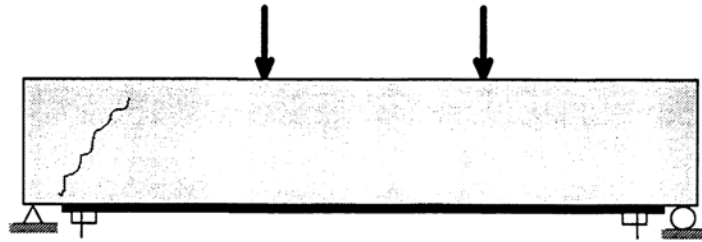


Fig.3.14 Ancrage avec boulons [dans 17].

Des plaques en composites collées aux tiers extérieurs de la portée sur les parois verticales ont provoqué l'apparition de fissures qui ont longé le contour inférieur de ces plaques, du bord jusqu'à la charge (figure 3.15). La rupture s'est faite par cisaillement de la poutre. Les auteurs n'ont pas tenu compte dans leur programme expérimental de paramètres supplémentaires tels l'orientation des fibres qui composent les ancrages ou la plaque de renforcement.

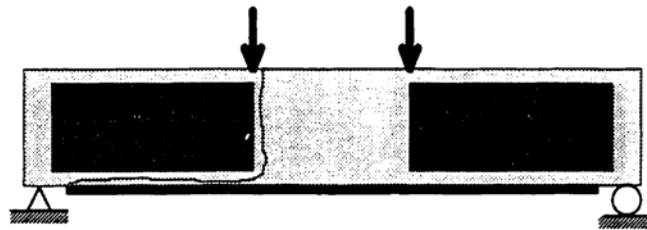


Fig.3.15 Collage de plaques sur les parois verticales de la poutre [dans 17].

Enfin, une poutre renforcée d'une plaque en composites et faite d'une seule pièce découpée en forme de I (avant son collage sur la poutre) a fait l'objet d'un chargement (figure 3.16). La rupture classique en flexion s'est produite et l'ensemble a démontré une excellente ductilité [dans 17].

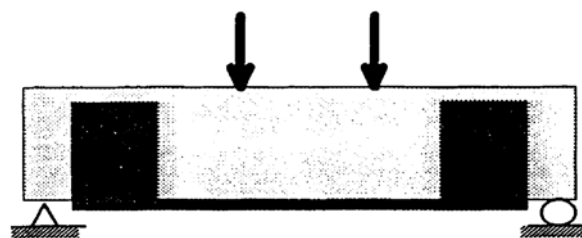


Fig.3.16 Ancrage et plaque solidaires, en forme de I [dans 17].

Meier et Kaiser (1991) ont réalisé un programme expérimental qui consistait à renforcer 26 poutres de béton armé par une plaque de composite de CFRP. Les essais ont été réalisés sur des spécimens de 150 x 200 x 2000 mm, renforcés de quatre barres de 8 mm de diamètre (deux dans la zone en compression et deux dans celle en traction). Le renforcement en cisaillement était de barres de 6 mm de diamètre espacées de 220 mm. Avec l'application d'une plaque de 0,3 mm d'épaisseur par 200 mm de largeur, la charge ultime a été augmentée

de 100 % par rapport à la poutre de référence et la flèche à la rupture a été réduite de moitié. Par contre, sur une poutre de 7 m de portée, l'augmentation n'a été que de 22 %. Les auteurs ont aussi porté leur attention sur l'ouverture et la distribution des fissures lors d'un essai sur une poutre pré-fissurée et renforcée d'une plaque de CFRP de 200 x 0.75 mm. Ils sont arrivés à la conclusion que le composite crée une meilleure distribution des fissures, d'où une diminution de leur ouverture. Aussi, ils ont identifié que la différence entre les coefficients de dilatation du béton et du CFRP pouvait conduire à des contraintes à l'intérieur du joint. Cependant, après avoir soumis une poutre renforcée à 100 cycles de température (-20°C à 20°C), aucun effet n'a été ressenti sur sa capacité en flexion. Finalement, ils concluent que la déformation du composite en fonction de la charge est définie par trois droites limitées respectivement par la charge qui cause la première fissuration du béton, la plastification de l'acier et la rupture de la poutre ou du composite [dans 17].

Djelal et al (1998), ont, été orientés vers le renforcement à l'aide de deux lamelles de fibre de carbone sur un ou deux lits. Le programme expérimental est décrit comme suit : huit poutres de section rectangulaires ont été réalisées pour cette étude expérimentale. Toutes les poutres sont identiques, ont une section de 15×30 cm² et une longueur de 3 m, elles sont armées de deux barres HA14 à la fibre tendue et 2HA8 à la fibre supérieure, l'acier est de nuance E500, $f_b = 35$ MPa. Les poutres ont été testées en flexion quatre points, la mesure de la charge est réalisée à l'aide d'un capteur de force d'une capacité de 500 kN en statique. Le gain en terme de charge et de flèche est illustré à la figure 3.17 [22].

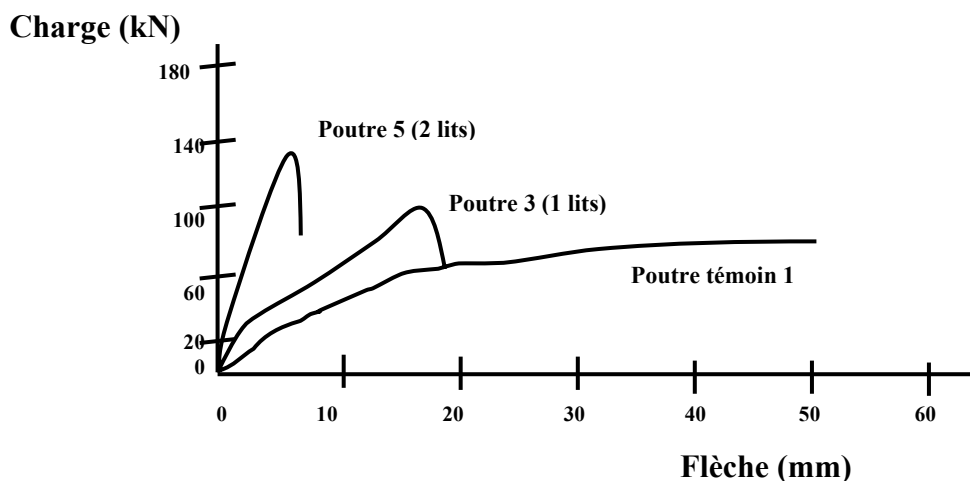
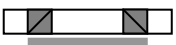
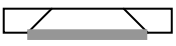
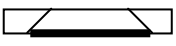
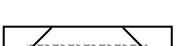

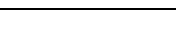




Fig.3.17 Influence du nombre de lits de lamelle [22].

M. Abdessamed et S. Kenai (2003) ont contribué à l'introduction de la technique de renforcement par matériaux composites en Algérie par une investigation expérimentale sur

neufs poutres de dimensions réduites en béton armé. Les poutres ont une longueur de 170 cm, et 110 cm de portée et de section $16 \times 18 \text{ cm}^2$. Les armatures sont de trois barres d'acier HA12 dans la partie tendue et de deux barres HA10 dans la partie comprimée, tandis que les cadres sont des aciers doux lisse de diamètre 8 mm, espacés de 20 cm. Ces spécimens d'essai se distinguent essentiellement par le type du composite collé et les manières et les localisations du collage appliqué. Les deux premières sont des poutres test, elles ne sont pas renforcées, les sept autres sont réparties en deux catégories. La première est celle des poutres renforcées avant chargement par collage de trois composites différents : TFC Freyssinet, Sika Carbodur lamelle et Sika Wrap alors que la deuxième catégorie est celle de quatre poutres réparées par injection et placage des composites après le chargement et l'apparition des fissures (Tableau 3.1) [11].

Tableau 3.1 Désignation des poutres renforcées avant et après endommagement et mode de collage des différents composites [11]

Nomination Poutre		Schéma de renforcement et réparation	Détail du renforcement	Mode d'essai
Poutres de référence		P1 et P2	-	Chargement jusqu'à rupture (sans renforcement)
Poutres réparées	P2		S.Wrap (30*(18+16+18)) et S.carbodur (100* 8)	Chargement jusqu'à fissuration puis injection et réparation et chargement jusqu'à rupture
	P3		Lamelle Sika carbodur (100* 8)	
	P4		1couche Sika Wrap (100* 30)	
	P5		Fissures injectées par résine et colmaté	
Poutres renforcées	P6		1couche TFC (100*8)	Renforcement à vide puis chargement jusqu'à rupture
	P7		Lamelle Sika Carbodur (100*8)	
	P8		Sika.Wrap (30*(18+16+18)) et Sika.carbodur (100* 8)	
	P9		1couche Sika Wrap (100* 30)	

Ils ont obtenu d'importants résultats notamment en terme de gain de capacité portante, de réduction d'apparition et d'ouverture de fissures ainsi que les flèches. La figure.3.18 présente les résultats pour le cas de renforcement, et la figure.3.19 récapitule les résultats pour le cas de réparation.

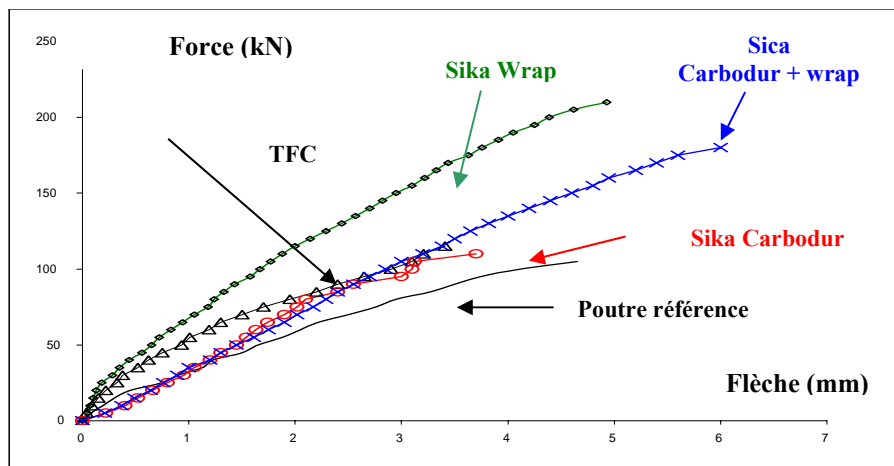


Fig.3.18 Courbes force-flèche des différents types de renforcements [11].

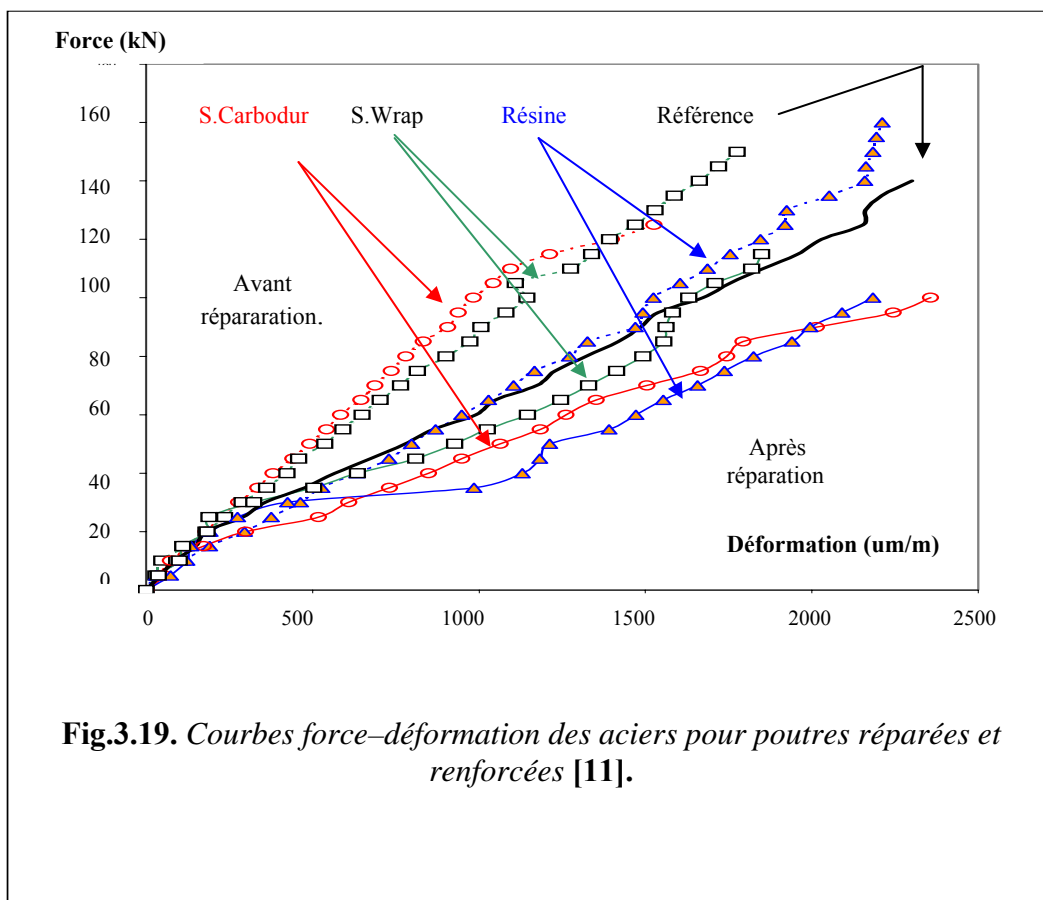


Fig.3.19. Courbes force-déformation des aciers pour poutres réparées et renforcées [11].

La comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux montre que le gain théorique en charge de service et de rupture est nettement supérieur au gain mesuré. Cependant, il faut noter que le calcul théorique ainsi que l'étude expérimentale confirment l'effet bénéfique du renforcement des poutres fissurées et le gain appréciable dans la capacité portante [11].

III.3.2.2 Renforcement au cisaillement

Plusieurs recherches traitants du comportement des poutres renforcées à l'aide de plaques en matériaux composites ont été récemment entreprises. Mais il s'agit dans la grande majorité des cas de renforcement en flexion et peu de données sont disponibles sur la faisabilité du renforcement au cisaillement [24]. Il est à noter que ce mode de rupture est caractérisé par le délaminage de la plaque du composite et on doit signaler que le matériau le mieux adapté est le tissu de fibres. Mentionnons toutefois que quelques études ont démontré le renforcement possible au cisaillement de sections à l'aide de matériaux composites.

Saadatmanesh et Ehsani (1991) ont entrepris un travail qui consistait à renforcer une poutre de béton sans armatures à l'aide d'une plaque de composite en fibres de verre. La poutre était alors chargée aux tiers de sa portée. A cause de l'absence d'armatures longitudinales, une fissure importante s'est développée à la face tendue et a entraîné le décollement de la plaque. Les auteurs ont suggéré d'inclure une certaine quantité d'armatures pour limiter l'ouverture des fissures et empêcher le décollement [dans 12].

Meier et Kaiser (1991) ont identifié deux types de délaminage lors de leurs essais. Le premier a été nommé peeling-off ou décollement rapide de la plaque de renforcement dû à l'ouverture d'une fissure de cisaillement et fut observé sur les poutres avec un fort pourcentage d'acier et de composites. Il était initié sous une des charges concentrées et se propageait vers l'appui le plus rapproché (Figure 3.20). Le second type de délaminage était un décollement progressif dû à une surface de béton non parfaitement plane et fut surtout observé sur des poutres renforcées de plaques minces (Figure 3.21) [dans 12].

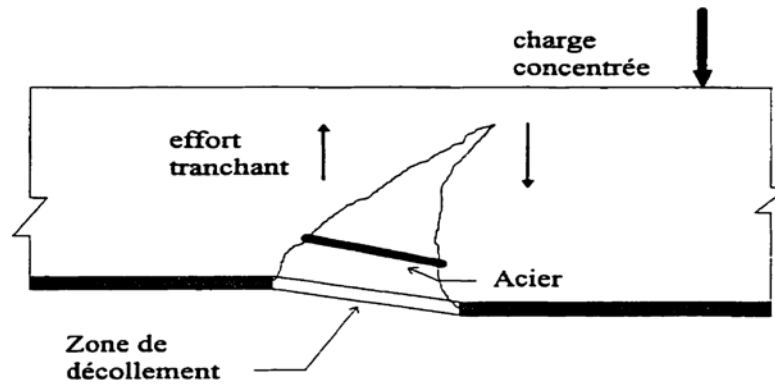


Fig.3.20 Décollement de type peeling-off [dans 12].

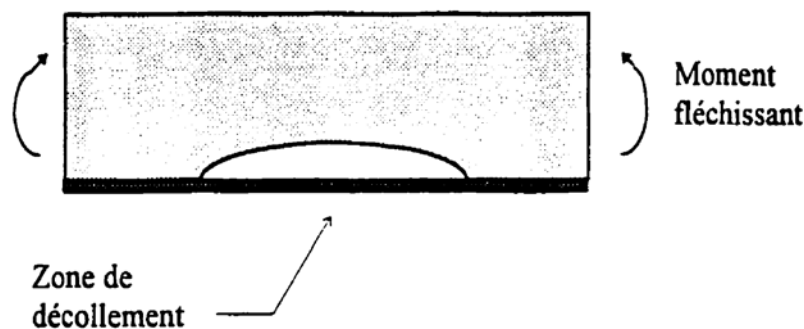


Fig.3.21 Décollement dû à une surface concave [dans 12]

Triantafillou et Plevris (1992) ont proposé un modèle théorique pour prévoir le décollement de type peeling-off. Selon les auteurs, les ouvertures verticale (v) et horizontale (w) d'une fissure de cisaillement sont dues à un glissement relatif des deux faces internes du béton le long de la fissure et d'un effet de levier dans les barres d'armature. De plus, pour une même quantité d'étriers, l'ouverture de la fissure est contrôlée par le pourcentage d'acier d'armature et de composites. Les auteurs ont supposé que la charge ultime P_u est proportionnelle au rapport des déformations (v/w) multiplié par la rigidité en cisaillement des armatures ($G_S A_S$) et de la plaque de composite ($G_P A_P$) :

$$P_u \propto (v/w)(G_S A_S + G_P A_P) \quad (III.1)$$

$$P_u = \lambda (G_S A_S + G_P A_P) \quad (III.2)$$

Selon leur modèle, le délaminage survient pour une valeur critique du rapport (v/w) qui dépend de la qualité du lien entre la plaque et le béton. Le coefficient λ est déterminé expérimentalement. Lors de leur programme expérimental, les auteurs ont testé huit poutrelles (76 mm x 127 mm x 1220 mm, $f_b = 40$ MPa, $A_s = 2\Phi 5$, $f_e = 400$ MPa, $s = 40$ mm) renforcées à l'aide d'une plaque de carbone. La longueur de la plaque était de 1.07 m, la largeur variait

entre 42.6 et 63.9 mm et l'épaisseur entre 0.2 et 1.9 mm. La poutrelle témoin a subi une rupture par plastification des armatures et écrasement du béton. Deux autres poutrelles, faiblement renforcées, ont cédé par rupture de la plaque de composite. Enfin, les cinq poutrelles restantes ont subi un décollement de la plaque. Trois des cinq résultats ont servi à calibrer l'équation (III.2) et à déterminer λ comme étant égal à 0.011 ($G_s = 77$ GPa et $G_p = 4.4$ GPa). A noter que la rigidité en cisaillement de la plaque composite ($G_p A_p$) était d'environ 20 fois plus faible que la rigidité en cisaillement de l'acier ($G_s A_s$) ce qui suggère que la charge de délaminage dépend principalement de la grosseur des barres d'armature et non des dimensions de la plaque de composite. Pour cette raison, les charges de délaminage étaient très voisines, même en variant le pourcentage du composite ($P_u = 29.5, 30.5, 27.9, 25.5$ et 37.3 kN). Cette approche pour déterminer la charge de délaminage, bien qu'intéressante, reste à être validée par de plus nombreux essais afin de déterminer ses conditions d'applications et sa fiabilité [dans 12].

Deblois et Picard (1994) ont effectué des essais sur cinq poutres en béton armé (200 mm x 300 mm x 4000 mm, $f_b = 25$ MPa, $A_s = 2\Phi 15$, $f_e = 500$ MPa, $s = 120$ mm) avec différentes combinaisons de renforcement (plaques unidirectionnelles et bidirectionnelles, boulons). La plaque de renforcement avait une longueur de 3700 mm, une largeur de 150 mm et l'épaisseur variait entre 6 et 11 mm. Les propriétés du composite en fibre de verre utilisé étaient les suivantes : $E_p = 41380$ MPa, $f_p = 690$ MPa. Les auteurs ont observé dans 3 des 5 cas une rupture par délaminage de type peeling-off (figure.3.20) qu'ils décrivent comme un « décollement instantané de la plaque causé par l'ouverture d'une fissure située sous une des charges concentrées ». Le décollement s'est rapidement propagé jusqu'à l'appui et a été suivi immédiatement par l'écrasement du béton en compression. Le glissement de la plaque par rapport à la poutre a précédé le délaminage. Les trois poutres étaient renforcées de plaques bidirectionnelles de 6.35 mm d'épaisseur. Sur deux de ces poutres ont été installés des ancrages mécaniques aux extrémités (12 et 24 boulons) (figure.3.14). Les charges de délaminage très semblables ($P_u = 94, 95.4$ et 98 kN) suggèrent que les ancrages mécaniques n'ont pas eu d'influence sur le décollement. Sur une quatrième poutre renforcée par une plaque bidirectionnelle de 6.35 mm d'épaisseur plus une plaque unidirectionnelle de 4.75 mm d'épaisseur et 16 boulons aux extrémités, la rupture s'est produite par décollement de la plaque de renforcement à l'une des extrémités ($P_u = 121$ kN). L'ajout d'une plaque unidirectionnelle a augmenté la rigidité globale de la poutre et fait diminuer l'ouverture des fissures de sorte que le décollement de type peeling-off n'a pas prévalu. Enfin, la rupture de la cinquième poutre

renforcée par une plaque bidirectionnelle de 6.35 mm avec 12 boulons aux extrémités et soumise à un pré-chargement a été causée par le décollement progressif de la plaque sur presque toute sa longueur. Le délaminage était dû à de nombreux vides observés à l'interface plaque-poutre (voir figure 3.21) [dans 12].

Missihoun (1995) a réalisé des essais sur quatre poutres en béton armé (200 mm x 300 mm x 3000 mm; $f_b = 40$ MPa; $A_s = 2$ HA10, $f_e = 440$ MPa, $A_s' =$ HA10, $s = 100$ mm) renforcées à l'aide d'une plaque de composite dont les fibres étaient orientées de diverses façons (trois lamelles à : 0° ; 0° et $\pm 6^\circ$; 0° et $\pm 9^\circ$; 0° et $\pm 12^\circ$). Dans tous les essais, la plaque mesurait 2900 mm de long, 166 mm de large et 0.9 mm d'épaisseur. Les propriétés des fibres de carbone utilisées étaient les suivantes : $E_{p11} = 82000$ MPa (direction parallèle aux fibres), $E_{p22} = 35000$ MPa (direction perpendiculaire aux fibres), $G_p = 3700$ MPa. Les quatre poutres ont subi une rupture par délaminage de type peeling-off décrite comme le «décollement instantané de la plaque causé par l'ouverture d'une fissure importante sous une des charges concentrées». Le décollement rapide s'est d'abord propagé jusqu'à l'appui le plus rapproché. Le choc du délaminage a ensuite entraîné l'arrachement d'une partie de la couverture de béton sous Les armatures longitudinales, dans la région centrale de la poutre seulement. Les blocs de béton arrachés sont restés collés à la plaque de renforcement. Pour toutes les poutres, les charges de délaminage ont été voisines :

- $P_u = 100$ kN pour fibres orientées à 0° , - $P_u = 103$ kN pour fibres orientées à 0° et $\pm 9^\circ$,
- $P_u = 95$ kN pour fibres orientées à 0° et $\pm 6^\circ$, - $P_u = 105$ kN pour fibres orientées à 0° et $\pm 12^\circ$.

La poutre avec fibres orientées a 0° et $\pm 12^\circ$ était ancrée en U par deux bandes de composite, à une seule extrémité (figure 3.22). Ce dispositif devait servir à empêcher le délaminage du aux contraintes de décollement à l'interface composite-béton [dans 12].

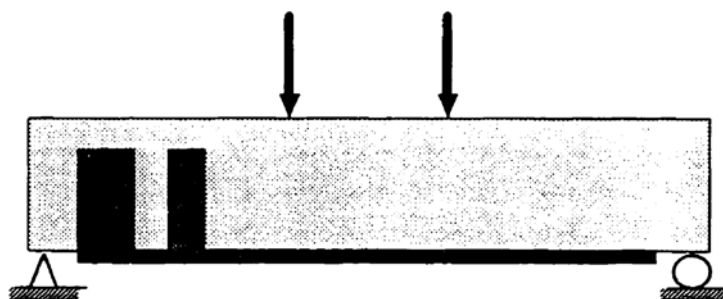


Fig.3.22 Ancrages en U à une extrémité [dans 12].

Les ancrages ont cédé en cisaillement à la base lorsque le décollement de la plaque est parvenu à l'extrémité de la poutre. L'orientation des fibres n'a pas eu une grande influence sur la charge de délaminage [dans 12].

III.4 CONCLUSION

Les nombreux essais effectués sur des poutres renforcées à l'aide d'une plaque en acier ou en matériaux composites ont permis de recenser deux principaux types de délaminage. Le premier, appelé *peeling-off* débute sous une des charges concentrées et se propage rapidement jusqu'à l'appui le plus proche. Ce mode de rupture est observé avec une plaque de faible épaisseur et serait causé par l'ouverture d'une large fissure, l'action de l'effort tranchant et les irrégularités de la surface de collage. Le second type de délaminage provoque l'arrachement de la couverture de béton à l'une des extrémités de la poutre. Ce mode de rupture est commun sur les poutres renforcées avec une plaque plus épaisse et serait causé par de fortes contraintes dans l'interface plaque-béton à l'extrémité de la poutre.

CHAPITRE IV

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

IV. ETUDE EXPERIMENTALE

IV.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on présente les matériaux utilisés et les essais réalisés, les appareils de mesure et le dispositif d'essai y sont aussi détaillés. La détermination des dimensions des pièces d'essai, imposées par les capacités du laboratoire génie civil de l'Ecole Nationale Polytechnique, a conduit à des poutres de mêmes dimensions. Le ferrailage a été déterminé à partir du mode de rupture escompté.

Le but de ces essais est d'étudier le comportement des poutres en béton armé, simplement appuyées soumises à la flexion quatre points, et renforcées par des matériaux composites (SIKACARBODUR et SIKAWRAP). Nous suivrons alors l'influence du renforcement sur la capacité portante des poutres et son effet sur l'apparition et la limitation de l'ouverture des fissures.

IV.2 MATERIAUX UTILISES

Les matériaux utilisés pour confectionner les poutres et les éprouvettes de béton sont les suivants:

Agrégats : gravier 8/15, gravillon 3/8, et sable 0/5.

Le ciment de classe CPJ45.

On a utilisé deux types d'aciers HA et RL. Pour que la comparaison entre les poutres soit significative il faut que la résistance en compression du béton des spécimens (éprouvettes cylindriques 16*32) soit la même ou au moins présente une dispersion minimale.

IV.2.1 Le Ciment

Le ciment utilisé pour la composition du béton destiné à la confection des éprouvettes cylindriques (16*32) cm et des poutres d'essais, est un ciment de classe CPJ45 de la cimenterie de Meftah. Sa densité est de 3.05, et sa finesse de mouture se caractérise par une surface spécifique de Blaine égale à 3185 cm²/g.

IV.2.2 Les Granulats

Les granulats utilisés proviennent de la carrière Jobert pour le gravillon 3/8 et de la carrière de Si Mustapha pour le gravier 8/15. L'analyse granulométrique du gravier et du gravillon réalisée sur des échantillons de 2000 g est résumée dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1. Analyse granulométrique du Gravier 8/15 et du Gravillon 3/8

Granulats		Gravier 3/8		Gravillon 8/15	
		Poids = 2000 g		Poids = 2000 g	
		Refus (g)	Tamisât (%)	Refus (g)	Tamisât (%)
Diamètre des tamis (mm)	20	/	/	0	100
	16	/	/	25	98,75
	12,5	/	/	413	78,10
	10	0	100	724	44,15
	8	0	100	514	16,20
	6,3	100	95	265	2,95
	5	510	69,5	50	0,45
	3,15	1165	11,25	/	/
	2	200	1,25	/	/

IV.2.3 Le Sable

Le sable utilisé est un sable de rivière, les résultats de l'analyse granulométrique effectuée sur un échantillon de 2000 g sont donnés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2. Analyse granulométrique du Sable

Diamètre des tamis (mm)		Sable	
		Poids = 2000 g	
		Refus (g)	Tamisât (%)
	6,3	0	100
	5	16	99,2
	3,15	314	83,5
	2,5	235	71,75
	2	/	/
	1,25	680	37,75
	1	/	/
	0,63	415	17
	0,315	236	5,35
	0,16	92	0,6
	0,08	12	0

Les résultats de l'analyse granulométrique des granulats et du sable sont représentés par la courbe granulométrique de la figure.4.1.

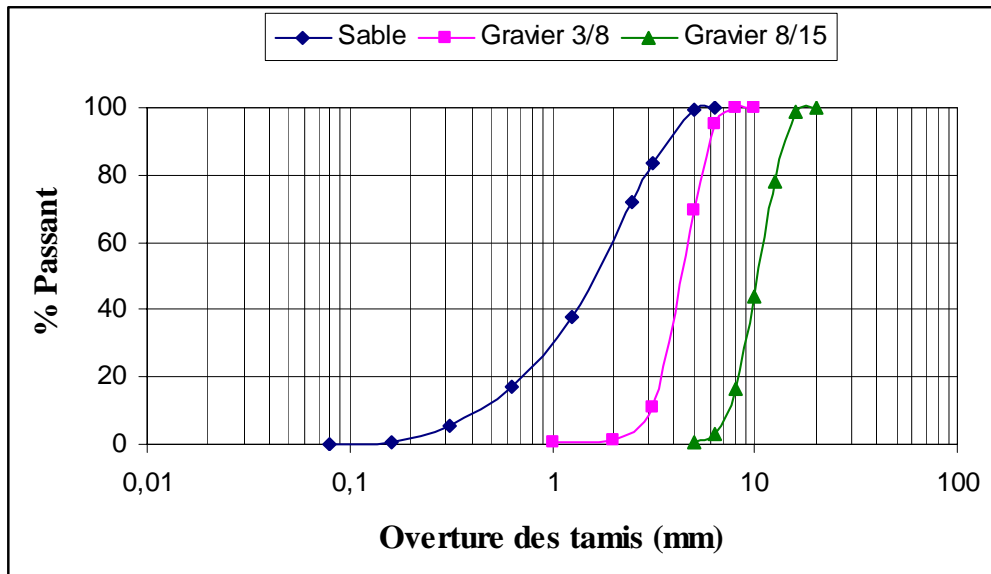


Fig.4.1 Courbe granulométrique

Essai d'équivalent de sable

L'essai d'équivalent de sable, permet de mesurer la propreté de sable entrant dans la composition des bétons. L'essai consiste à séparer les particules fines d'un poids défini de sable par une solution lavante, qui a pour but de mettre en suspension les éléments argileux. On laisse décanter le mélange pendant 20 minutes, après agitation (90 cycles de secouage en 30 s), on mesure une hauteur (H_1) qui correspond au sédiment et (H_2) au sédiment plus flocculat (fig.4.2). L'équivalent de sable est donné par : $ES = (H_1 / H_2) * 100$

Notre sable présente un E.S à vue de 89.32% et 91.54% au piston. Ce sable est jugé propre et convient aux bétons de qualité.

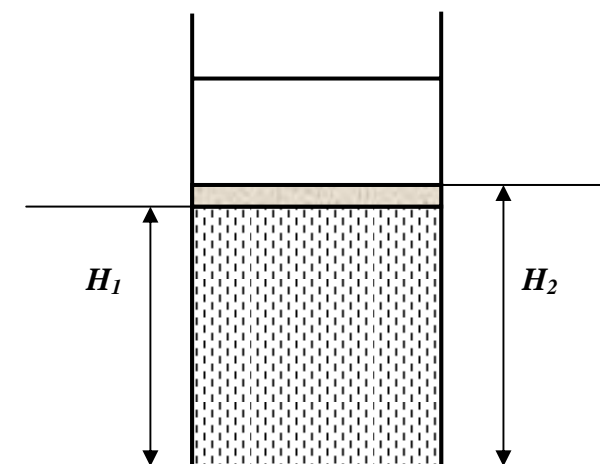


Fig.4.2 Essai d'équivalent de sable.

IV.2.4 L'eau

L'eau de gâchage utilisée pour la confection du béton est une eau potable du robinet sans traitement supplémentaire. Aucun adjuvant n'a été utilisé dans la composition du béton. Cette eau de gâchage est nécessaire pour l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et la facilité de mise en place du béton.

IV.2.5 L'acier

Les aciers utilisés pour le ferrailage des poutres ont les caractéristiques suivantes

- Aciers doux de nuance FeE24 → $f_{su} = 2350 \text{ bars} = 235 \text{ MPa}$. Pour les étriers.

- Aciers écrouis de nuance FeE40 → $\begin{cases} \phi > 20 \text{ mm} \rightarrow f_{su} = 3478 \text{ bars} \approx 347,8 \text{ MPa}. \\ \phi < 20 \text{ mm} \rightarrow f_{su} = 4152 \text{ bars} \approx 415,2 \text{ MPa}. \end{cases}$

Ceci pour les armatures longitudinales de traction et de compression.

IV.3 COMPOSITION DU BETON

IV.3.1 Méthode de Faury

La formulation d'un béton consiste à sélectionner de bons constituants, puis à optimiser leurs proportions afin d'obtenir, un mélange possédant deux qualités essentielles à savoir : la résistance et l'ouvrabilité or ces deux qualités sont étroitement liées l'une à l'autre mais varient en sens inverse.

Plusieurs méthodes de compositions de bétons ont été proposées par différents auteurs : méthode de Bolomey, Faury, Dreux–Gorisse. Nous avons choisi pour notre étude la méthode de composition proposée par Faury, ceci pour deux raisons principales :

- Cette méthode est applicable à tous les granulats, quelle que soit leurs masses volumiques,
- Elle est basée sur la loi de continuité des courbes granulométriques.

La loi de granulation qui en découle est une loi fonction de $\sqrt[5]{d}$; c'est pourquoi Faury adopta une échelle des abscisses graduée en $\sqrt[5]{d}$. La courbe granulométrique idéale conduisant à la compacité maximale est une droite ; cependant Faury a distingué les grains fins et moyen ($< D/2$) des gros grains ($> D/2$) et la pente de la droite de référence n'est pas la même pour chacune de ces deux catégories.

On trace donc pour l'ensemble du mélange, ciment compris, une courbe granulométrique de référence qui est composée de deux droites. L'abscisse du point de rencontre de ces deux droites est fixée à $D/2$, et son ordonnée Y est donnée par une formule tenant compte de la grosseur D du granulat et comportant certains paramètres dont la valeur est à choisir dans des tableaux en fonction de la qualité des granulats (roulés ou concassés), et de la puissance du serrage (simple piquage ou vibration plus au moins intense).

Cette valeur est donnée par la formule suivante :

$$Y_{D/2} = A + 17\sqrt[5]{D} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0.75}$$

A : constante, traduisant la maniabilité du béton,

B : constante, traduisant l'importance du serrage du béton,

D : dimension du plus grand tamis laissant passer tous les granulats,

R : rayon moyen du moule.

IV.3.2 Détermination des Différents Coefficients

- **Coefficient A** sa valeur est égale à 28.5 pour une consistance molle et un serrage moyen.
- **Coefficient D** c'est la dimension du tamis qui laisse passer la totalité du granulat. $D=20$ mm.
- **Coefficient B** il varie de 1 à 2 selon que le béton est ferme ou mou.
- **Coefficient R** représente l'effet de paroi, dans notre cas $R = 17.2$ mm.
- **Calcul de $Y_{D/2}$**

$$Y_{D/2} = 59.5\%$$

On peut tracer la courbe optimale de la méthode de Faury (Fig.4.3).

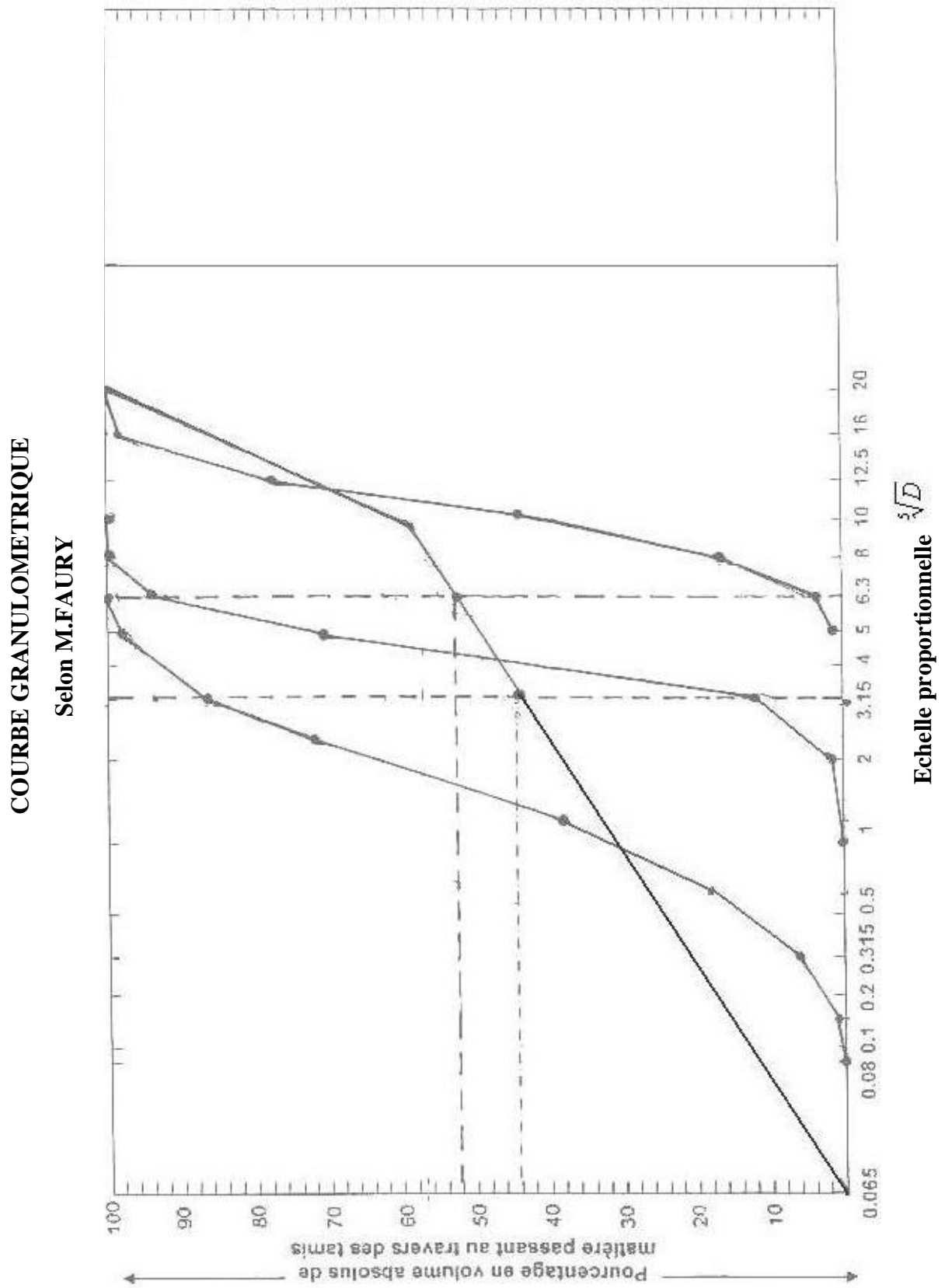


Fig.4.3 Courbe de référence de Faury

IV.3.3 Détermination des Pourcentages d'Agrégats

Les pourcentages des constituants du béton (sauf l'eau) sont déterminés en volumes absolus par la détermination graphique de Joisel. On trace des droites parallèles à l'axe des ordonnées de manière à obtenir des surfaces égales de part et d'autre des extrémités des courbes granulométriques. Les points d'intersection des droites avec la courbe optimale ont pour ordonnées x et y avec :

x % : pourcentage en volume absolu de sable + ciment.

$(y - x)$ % : pourcentage en volume absolu de gravillons.

y % : pourcentage en volume absolu de gravier.

Les résultats sont donnés au tableau 4.3 :

Tableau 4.3. Pourcentage des constituants selon la méthode de Faury

Fraction	Pourcentage
Sable + ciment	44 %
Gravier 3/8	8 %
Gravier 8/15	48 %

IV.3.4 Dosage en Eau

La quantité d'eau de gâchage dans un mètre cube de béton est donnée par la formule :

$$1.2I \leq E \leq 1.3I \quad \text{avec} \quad I = \frac{1000k}{\sqrt[5]{D_{\max}}} + \frac{1000k'}{\frac{R}{D} - 0.75} \quad (I)$$

I : volume des vides

k : fonction de la nature des granulats et des moyens de serrage du béton $k = 0,285$.

k' : pour un béton plastique $k' = 0,003$.

$$E = 1.25 \times \frac{1000 \times 0.285}{\sqrt[5]{20}} = 195.7 l$$

IV.3.5 Composition Pondérale des Constituants

Elle est donnée par : $V_C + V_S + V_g + V_G = 1 - E$

V_C, V_S, V_g et V_G sont les volumes absolus respectifs du ciment, du sable, du gravillon 3/8 et du gravier 8/15.

$$V_c + V_s = \frac{x}{100} \times (1 - E) = \frac{44}{100} \times (1 - 0.1957) = 0.3538 \text{ m}^3$$

$$\text{avec } V_c = \frac{C}{\rho_c} = \frac{350}{3.1} = 0.113 \text{ m}^3$$

$$V_s = \frac{x}{100} \times (1 - E) - V_c = \frac{44}{100} \times (1 - 0.1957) - 0.113 = 0.2409 \text{ m}^3$$

$$V_g = \frac{y-x}{100} \times (1 - E) = \frac{8}{100} \times (1 - 0.1957) = 0.06434 \text{ m}^3$$

$$V_G = \frac{100-y}{100} \times (1 - E) = \frac{48}{100} \times (1 - 0.1957) = 0.38606 \text{ m}^3$$

Dans la composition de référence la densité théorique est la somme des masses de chacun des constituants correspondants à ces volumes pour un mètre cube de béton, y compris l'eau.

$$V_c = 113 \text{ l} \Rightarrow P_c = \rho_c \times V_c = 3,1 \times 113 = 350 \text{ Kg}$$

$$V_s = 240.9 \text{ l} \Rightarrow P_s = \rho_s \times V_s = 2.67 \times 240.9 = 643.2 \text{ Kg}$$

$$V_g = 64.34 \text{ l} \Rightarrow P_g = \rho_g \times V_g = 2.65 \times 64.34 = 170.5 \text{ Kg}$$

$$V_G = 386.06 \text{ l} \Rightarrow P_G = \rho_G \times V_G = 2.62 \times 386.03 = 1011.5 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{eau}} = 195.7 \text{ l} \Rightarrow P_{\text{eau}} = \rho_{\text{eau}} \times V_{\text{eau}} = 1 \times 195.7 = 195.7 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{total}} = 1000 \text{ l}$$

$$P_{\text{total}} = 2370 \text{ Kg}$$

Donc la densité théorique du béton $\rho_{th} = 2370 \text{ Kg} / \text{m}^3$

IV.4 CARACTERISTIQUES DU BETON MIS EN ŒUVRE

IV.4.1 Essai sur Béton Frais

i). Mesure de la masse volumique du béton frais

La mesure consiste à :

- Remplir un récipient de volume V et de poids M_0 connus par un échantillon du béton frais, qui a subi une vibration.
- Araser et lisser les surfaces et prendre le poids de ce récipient de béton, soit M_1 .

La masse volumique du béton frais est : $\rho = \frac{M_1 - M_0}{V}$ (kg / m^3)

La valeur moyenne des gâchées utilisées est égale à 2430 kg/m^3 .

ii).La consistance du béton

La consistance est une grandeur qui sert à caractériser l'aptitude à la mise en œuvre d'un béton. Sa mesure, s'effectue avec différents dispositifs dont le plus répandu est le cône d'Abrams qui consiste à :

- Remplir le cône en trois couches, tassées avec une tige en acier pointue de 1.6 cm de diamètre à raison de 25 coups par couche.
- Soulever le cône avec précaution et mesurer l'affaissement.

La valeur moyenne de l'affaissement est de 8 cm.

IV.4.2 Essais sur Béton Durci

Dans ce qui suit, nous allons présenter les résultats des essais effectués sur des éprouvettes de béton durci, ils concernent :

- La masse volumique en (kg/m^3)
- La résistance mécanique (à la compression et à la traction par flexion).

La masse volumique du béton durci mesurée à l'âge de 28 jours est de 2445 kg/m^3 .

Résultats d'écrasement des éprouvettes

L'essai de traction par flexion sur des éprouvettes prismatiques ($7*7*28$) cm a donné les résultats tels que présentés au tableau 4.4.

Tableau 4.4. Résistance à la traction

Coulage	Résistance à la traction à 28 jours (MPa)
1 ^{er} coulage	3.53
2 ^{ème} coulage	2.96
3 ^{ème} coulage	4.18
4 ^{ème} coulage	3.87
5 ^{ème} coulage	4.62
Moyenne	3.83

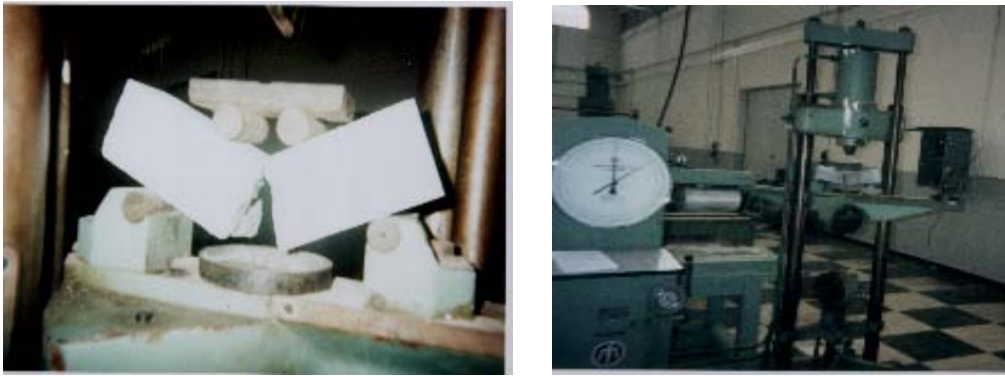


Fig.4.4. *Essai de traction par flexion*

Les résultats des essais d'écrasement des éprouvettes cylindriques (16*32) cm pour la détermination de la résistance à la compression sont donnés au tableau 4.5.

Tableau 4.5. *Résistance à la compression*

Coulage	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)
1 ^{er} coulage	26.75
2 ^{ème} coulage	26.50
3 ^{ème} coulage	28.50
4 ^{ème} coulage	27.34
5 ^{ème} coulage	29.25
Moyenne	27.67



Fig.4.5. *Machine d'essai de compression*

IV.5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX COMPOSITES

Les matériaux composites utilisés dans cette étude sont constitués de fibres de carbone. Ces matériaux sont commercialisés en Algérie par **SIKA Outre Mer**. Il s'agit en effet d'un tissu de fibre de carbone mono directionnel SIKAWRAP et une Lamelle à base de fibres de carbone SIKACARBODUR. Ces composites sont collés sur les poutres après 30 jours au minimum de la date de leur coulage, sur la partie inférieure, les faces latérales ou même sur la partie supérieure selon les cas.

IV.5.1 Sika Carbodur Lamelle

Il est composé de fibres de carbone agglomérées dans une matrice de résine époxydique avec un pourcentage volumétrique de fibres $> 68\%$. Il est sous forme de rouleaux de 10, 25, 50 et 250 mètres [20]. Le tableau 4.6 donne les dimensions des lamelles.

Tableau 4.6. Dimensions des lamelles [20]

Type de lamelle	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Section (mm ²)
S512	50	1.2	60
S812	80	1.2	96
S1012	100	1.2	120
S1512	150	1.2	180

Son module d'élasticité en traction est supérieur à 165 GPa, sa résistance en traction est supérieure à 2.8 GPa, et l'allongement à la rupture est supérieur à 1.7%. Il a une densité de 1,5 et est de couleur noire (fig.4.6) [21].



Fig.4.6. Lamelle Sika carbodur

IV.5.2 Tissu de Fibre de Carbone Sika Wrap (SIKAWRAP HEX 230 C)

Le SIKAWRAP HEX 230 C est un tissu de fibres de carbone, de masse surfacique égale 225 g/m², d'épaisseur de 0.13 mm, sous forme de rouleaux de longueur 45.70 m, de largeur 305 mm ou 610 mm et sa couleur est noir (fig.4.7) [21].

Sa résistance en traction est égale à 3500 MPa, son module d'élasticité en traction est de 230 GPa et l'allongement à la rupture de 1.5% [21].

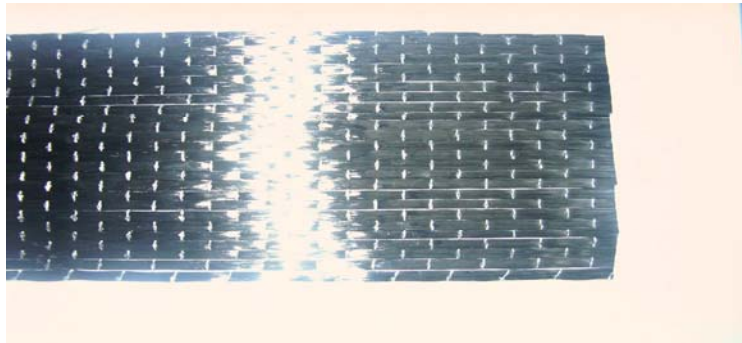


Fig.4.7 Sika Wrap (tissu mono directionnel)

IV.5.3 Sikadur 30 Colle

La SIKADUR 30 COLLE est une colle époxydique à deux composants sans solvant, de couleur gris clair, utilisée pour le collage du SIKACARBODUR LAMELLE constituée d'un composant A : résine (couleur blanc), et d'un composant B : durcisseur (couleur noir) (fig.4.8).

Elle a une densité de 1.8 environ, sa résistance à la compression ≥ 55 MPa à 2 jours et à 20°C, sa résistance à la flexion ≥ 30 MPa à 2 jours et à 20 °C, son module d'élasticité statique ≥ 12.8 GPa [21].

Son adhérence au béton est de plus de 4 MPa, sa résistance à la traction par cisaillement est supérieure ou égale à 15 MPa à 28 jours, et son coefficient de dilatation est de 0.03 mm/m.°C de -10°C à +40°C [21].



Fig.4.8. Sika Dur 30 Colle

La consommation de colle par mètre de lamelle est définie dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7. *Consommation de la colle [21]*

Largeur de lamelle	50 mm	80 mm	100 mm	150 mm
SIKADUR 30 COLLE	0.35 kg	0.55 kg	0.70 kg	1 kg

La consommation peut varier suivant la planéité, la rugosité du support et les éventuels croisements de lamelles.

IV.5.4 Sikadur 330

La SIKADUR 330 est la résine d'imprégnation du tissu SIKAWRAP HEX 230 C. Elle est une résine bi-composant : composant A : résine de couleur blanche et composant B : durcisseur de couleur grise. Elle a une consistance pâteuse et elle est conditionnée dans des kits de 5 kg (fig.4.9). Sa densité est d'environ 1.3.

L'adhérence sur le béton sablé est supérieure à la cohésion du support (dés 24 h) [21].

Sa résistance à la traction ≥ 30 MPa à 2 jours à 20°C, sa résistance à la compression ≥ 55 MPa à 2 jours à 20°C et son module d'élasticité en flexion est de 3.8 GPa à 7 jours à 23°C.



Fig.4.9. *Sika Dur 330*

IV.5.5 Composite Sikawrap HEX 230 C/ Sikadur 330

Les performances indiquées ci-après ont été relevées des clauses techniques de la SIKA à partir des essais normalisés.

- Résistance en traction = 750 MPa.
- Module d'élasticité en traction = 55 GPa.
- Allongement à la rupture = 1.15%.

IV.6 PREPARATION DES POUTRES

Les essais portent sur dix poutres de section rectangulaire soumises à un chargement concentré symétrique (chargement en flexion quatre points). La notation des poutres est faite en tenant compte du mode de renforcement envisagé (exp. RAi) où RA désigne poutre renforcée avant chargement et le i désigne le mode de renforcement envisagé (i allant de 1- 4).

IV.6.1 Dimensions des Poutres et Ferrailage

Les caractéristiques géométriques des poutres ont été établies en fonction des dimensions du coffrage métallique disponible au niveau du laboratoire Génie Civil de l'ENP. D'autre part on a maintenu les mêmes dimensions que celles des spécimens de Mr ABDESSEMED [11] afin de pouvoir comparer nos résultats expérimentaux. Nos poutres ont les dimensions suivantes : une longueur totale de 170 cm avec une longueur entre nus d'appuis de 150 cm, et la section transversale est de (16*18 cm²). La figure.4.10 donne une illustration du schéma statique équivalent des poutres d'essai.

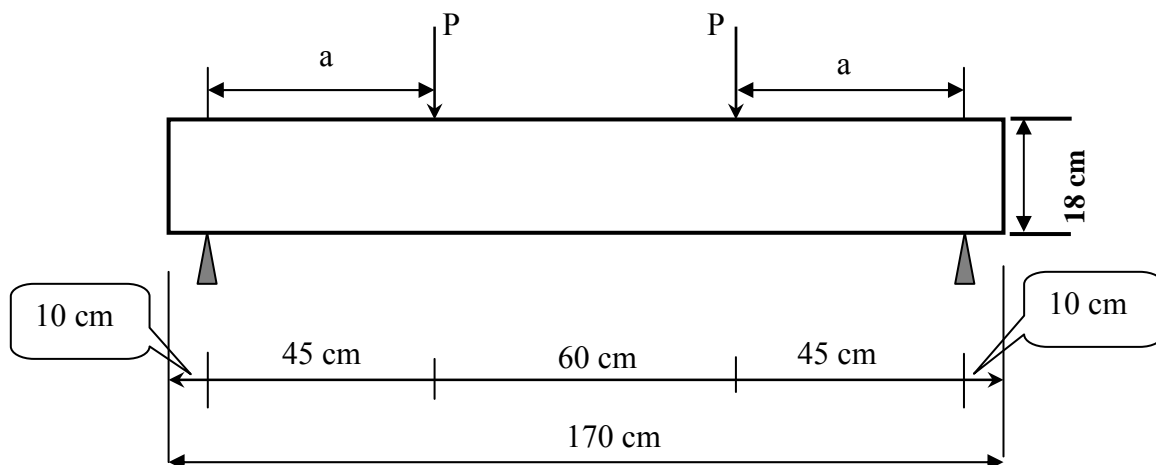


Fig.4.10 Schéma statique de chargement

Les aciers utilisés ont des limites d'élasticités suivantes :

Les ronds lisses FeE24 \rightarrow $f_e = 215$ MPa \rightarrow $f_{su} = 187$ MPa

Les hautes adhérences FeE40 \rightarrow $f_e = 400$ MPa \rightarrow $f_{su} = 348$ MPa. Le ferrailage a été déterminé selon les règles B.A.E.L.91

Les valeurs des caractéristiques mécaniques de résistance du béton avec lesquelles le ferrailage a été déterminé sont :

$$\begin{cases} f_{c28} = 27 \text{ MPa} = 270 \text{ bars.} \\ f_{t28} = 2.3 \text{ MPa} = 23 \text{ bars.} \end{cases}$$

i). Détermination du mode de rupture

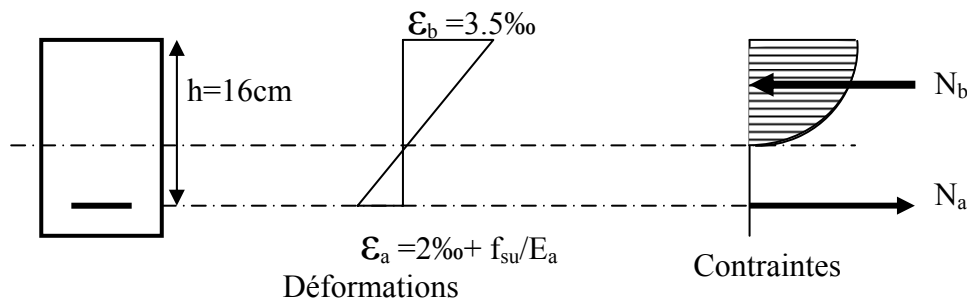


Fig.4.11 Distribution à la rupture des déformations et contraintes

Pour déterminer la position de l'axe neutre limite on suppose que le béton atteint son raccourcissement ultime $\varepsilon_b = 3.5\text{‰}$, et que les aciers atteignent leur limite élastique f_e (Figure.4.11), d'où :

$$\alpha_{\text{limite}} = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_a} = \frac{3,5}{3,5 + 3,9} = 0,473 \quad \text{avec : } f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \alpha_{\text{limite}} = 0.473 \implies \text{donc on est situé dans le pivot B}$$

On détermine la section critique des aciers longitudinaux comme suit :

$$N_b = N_a, \text{ et } N_b = 0.81 \times \alpha \times h \times b \times f_{bu}.$$

$$\text{Donc } N_b = 253,234 \text{ KN} = N_a.$$

$$\text{Et } A_{\text{critique}} = \frac{N_a}{f_{su}} = \frac{25323,4}{3480} = 7.27 \text{ cm}^2.$$

Ce qui correspond à quatre barres HA16 mais en se basant sur la valeur de $\alpha_{\text{limite}} = 0.473$ qui indique que les armatures de traction travaillent insuffisamment et le béton de compression travaille à son maximum, ainsi le ferrailage adopté pour les poutres d'essais est le suivant :

$$A_s = 3\text{HA}12 \text{ et une armature constructive } A_{sc} = 2\text{HA}10 \text{ (voir figure.4.12).}$$

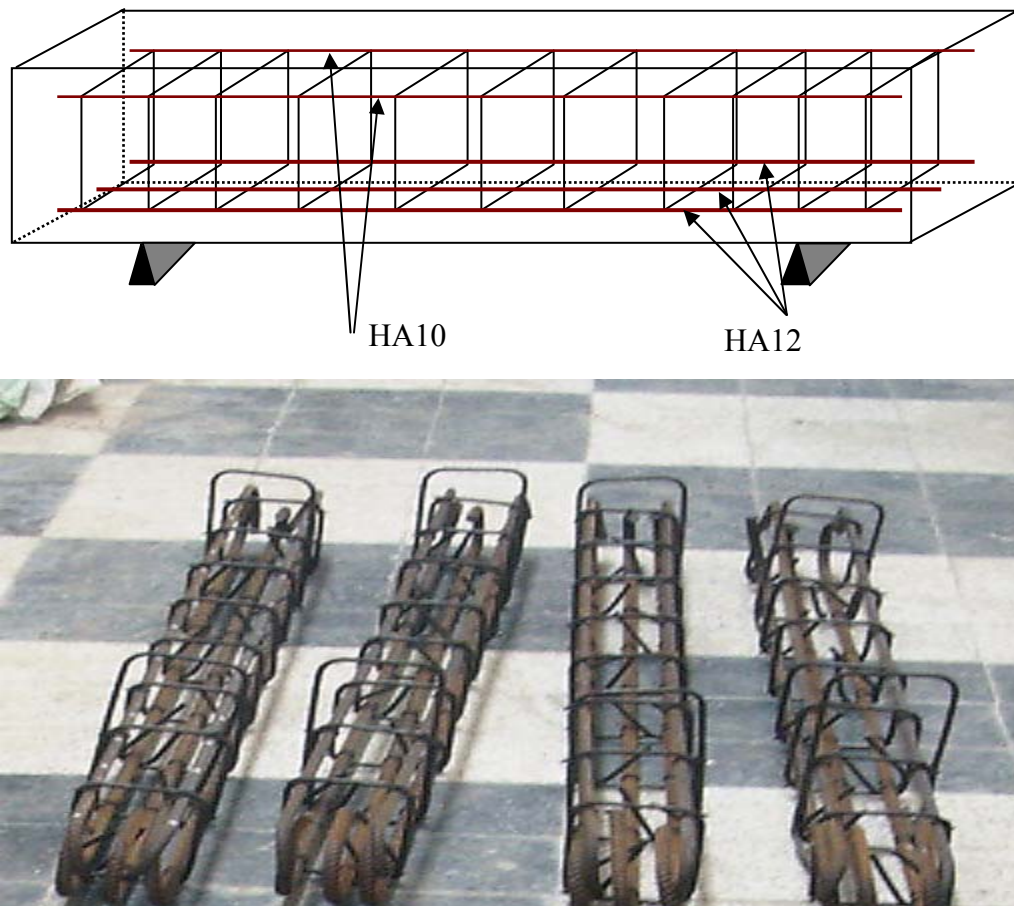


Fig.4.12. Ferrailage adopté pour les poutres

ii). Coulage des poutres et éprouvettes

Après avoir préparé le ferrailage des poutres, nous avons disposé de deux coffrages métalliques qui nous ont permis de couler dix poutres. Le malaxage du béton est effectué à l'aide du malaxeur électrique disponible au niveau du laboratoire de Génie Civil de l'ENP. La vibration des poutres est faite à l'aide d'une aiguille vibrante (voir figure.4.13).

Les dates de coulage s'étalent entre les 25-06-2005 et 02-07-2005. La mesure de l'affaissement a été obtenue à l'aide du cône d'Abrams. La résistance mécanique est mesurée sur des éprouvettes prismatiques ($7*7*28\text{ cm}^3$) pour la traction et des éprouvettes cylindriques ($16*32\text{ cm}^2$) pour la compression à l'âge de 28 jours (voir figure.4.14). La température ambiante de coulage variait entre 27°C et 30°C .



Fig.4.13 Malaxeur électrique et Aiguille vibrante



Fig.4.14 Confection des éprouvettes et mesure de l'affaissement au cône d'Abrams

IV.7. RENFORCEMENT DES POUTRES PAR MATERIAUX COMPOSITES

IV.7.1. Mise en Œuvre du Renforcement par Sika Carbodur

a). Préparation du sikacarbodur lamelle

* On découpe la lamelle à la longueur définie, à l'aide d'une scie à métaux ou au disque à tronçonner [21,22].

* On nettoie et dégraisse la face à encoller (face opposée à celle qui fait l'objet du marquage du numéro de lot) avec le NETTOYANT SIKADUR.

b). Préparation du sikadur 30 colle

Lors de la mise en œuvre, la température du produit, du support et de l'ambiance doit être comprise entre +5°C et +40°C. L'humidité relative doit être inférieure à 80%. La température du support doit être supérieure d'au moins trois degrés par rapport au point de rosée [20-22].

Le mélange des deux composants A et B doit être réalisé avec un malaxeur muni d'une hélicoïdale à vitesse lente (300 tours/minute environ) afin de limiter l'entraînement d'air. Poursuivre le malaxage pendant trois minutes environ jusqu'à obtenir un mélange uniforme gris clair.

c). Pose du sikacarbodur lamelle

– On met en œuvre la colle en double encollage; une couche sur le béton (1 mm environ) et une couche sur le SIKA CARBODUR LAMELLE (1 à 2 mm). L'encollage de la lamelle doit être réalisé sur un support plan.

– On positionne et on plaque manuellement la lamelle sur le support; ceci doit se faire pendant le temps limite d'assemblage, soit 50 minutes environ à 20°C. On presse fortement à l'aide d'un rouleau maroufleur; le marouflage soigné doit être poursuivi jusqu'à obtenir un reflux continu sur les bords de la lamelle. On enlève l'excédent de colle immédiatement avec une spatule sans le réutiliser.

Le faible poids du SIKA CARBODUR LAMELLE et la thixotropie de la résine SIKADUR 30 COLLE permettent d'obtenir le collage de l'ensemble sans maintien d'une pression d'application. On prélève des échantillons de SIKADUR 30 COLLE afin de contrôler la polymérisation et de décider de la remise en service de l'ouvrage [21].

IV.7.2 Mise en Œuvre du Sika Wrap

a). Préparation du tissu sikawrap HEX 230 C

On découpe soigneusement le tissu aux dimensions indiquées. Le tissu une fois coupé, doit rester soit à plat, soit enroulé loin de la poussière et à l'abri de l'humidité.

b). Préparation de la résine sikadur 330

- ◆ On homogénéise chaque composant séparément dans son emballage.
- ◆ On verse la totalité du composant B dans le composant A.
- ◆ On mélange avec un agitateur mécanique muni d'une hélice pendant environ 3 minutes jusqu'à obtenir un mélange uniforme de couleur grise.
- ◆ On transvase l'ensemble du mélange dans un récipient propre, puis on mélange à nouveau pendant environ une minute, à faible vitesse (300 tours/minute environ) afin de limiter l'entraînement d'air.

c). Application de la résine sikadur 330 et du tissu sikawrap HEX 230 C

Sur le support béton préalablement préparé, on applique, à l'aide d'un rouleau ou d'une brosse, le SIKADUR 330 à raison de 0.7 à 1.2 kg/m² suivant la rugosité du support.

On place le tissu sur la couche d'apprêt conformément au calepinage et au dimensionnement voulu. On noie soigneusement le tissu dans la résine avec le rouleau de marouflage. On répartit la résine avec ce rouleau jusqu'à l'obtention d'une structure homogène.

Pour augmenter la rugosité nécessaire à l'adhérence d'un enduit de finition à base de ciment, il est possible d'appliquer une couche de résine d'environ 0.5 kg/m², puis de la saupoudrer, à l'état frais, de sable de quartez propre et sec de granulométrie 0.1/0.6 mm [21].

IV.8 MODES DE RENFORCEMENT ETUDIES

Notre objectif est de déterminer le mode de renforcement le plus efficace et qui garde le béton le plus possible intact sans endommagement en prenant en compte les modes appliqués en pratique. A cet effet, on a adopté une longueur des lamelles de 120 cm.

IV.8.1 Description des Poutres RA1

Renforcement de la poutre par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) et suivi des fissures qui apparaissent avec le chargement (éventuellement rupture par peeling-off), (Figure 4.15).

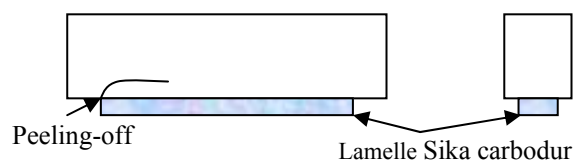


Fig.4.15 Mode de renforcement RA1

IV.8.2 Description des Poutres RA2

Renforcement de la poutre par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) et de tissu SikaWrap à 2/5 de la hauteur (7cm) afin d'annuler (ou réduire) la rupture par peeling-off (Figure 4.16).

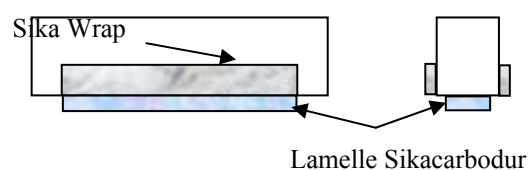


Fig.4.16 Mode de renforcement RA2

IV.8.3 Description des Poutres RA3

Renforcement de la poutre par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) et de tissu SikaWrap à 2/5 de la hauteur (7cm) de chaque face latérale y compris la face inférieure (Figure.4.17).

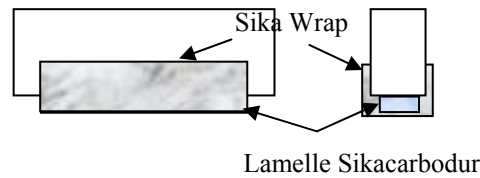


Fig.4.17 Mode de renforcement RA3

IV.8.4 Description des Poutres RA4

C'est le mode appliqué en pratique pour les poutres de ponts : le renforcement de la poutre est effectué par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) et de tissu SikaWrap en bandes sur toute la hauteur de chaque face latérale y compris la face inférieure, (Figure.4.18).

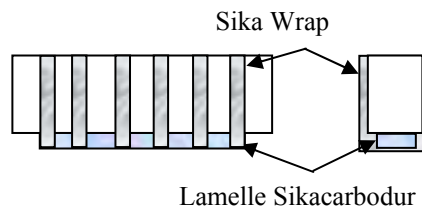


Fig.4.18 Mode de renforcement RA4



Fig.4.19 Application de la charge et prise des mesures



Fig.4.20 Préparation de la surface et pose de la lamelle

IV.9 CONDUITE DE L'ESSAI

Suite à la vétusté de la dalle d'essai et la constatation d'une fuite d'huile, des précautions ont été prises en traçant la courbe d'étalonnage représentant la charge lue au niveau du vérin à l'aide d'un anneau dynamométrique placé à l'endroit de l'application de la charge (donnant la valeur réelle de la charge) en fonction de la valeur de la charge appliquée sur la poutre lue sur le cadran de la machine d'essai.

Le tracé de la courbe d'étalonnage donne l'allure ci-après (figure.4.21), ce qui permet de déduire que l'écart est minime, avec un coefficient de corrélation de 0.9995

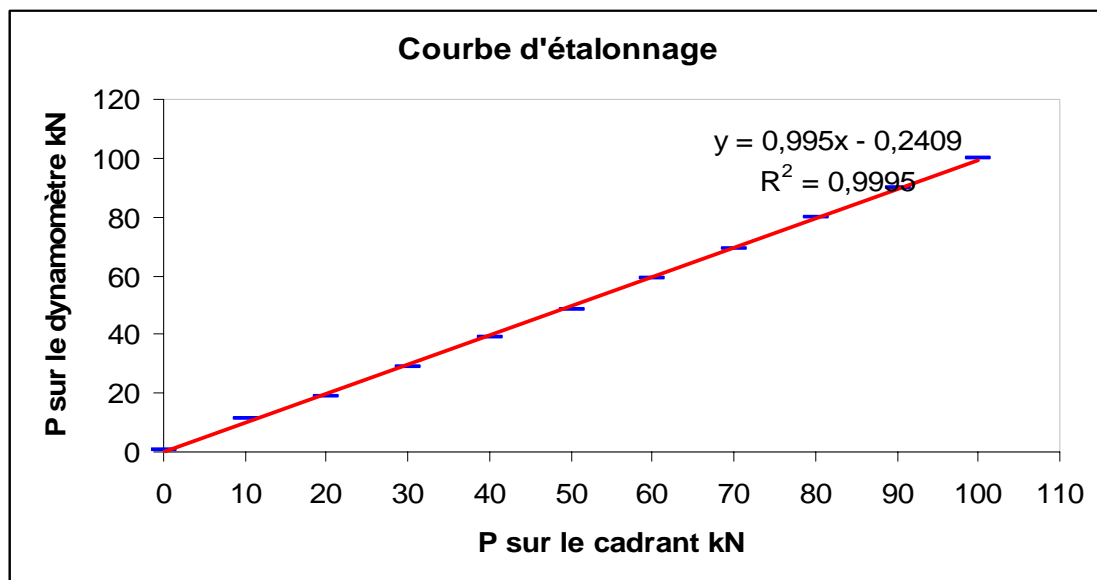


Fig.4.21 Courbe d'étalonnage de la table d'essai

Les poutres ont été testées en flexion quatre points sur la machine d'essais qui comporte trois portiques amovibles dans le sens longitudinal de la dalle d'essai. Chaque portique comporte un vérin hydraulique coulissant, perpendiculairement au déplacement des portiques (figure.4.22)



Fig.4.22. *Machine d'essai*

La face inférieure de chaque vérin comporte un creux où vient se loger une plaque munie d'une bille qui sert à transmettre la charge. Dans notre cas, la poutre étant sollicitée par deux forces concentrées, un seul vérin a été utilisé, sa capacité de chargement est suffisante pour atteindre la rupture théorique calculée (≈ 20 t) (voir figure.4.23). La force transmise par ce dernier sera décomposée en deux grâce à un profilé métallique répartiteur de forces.



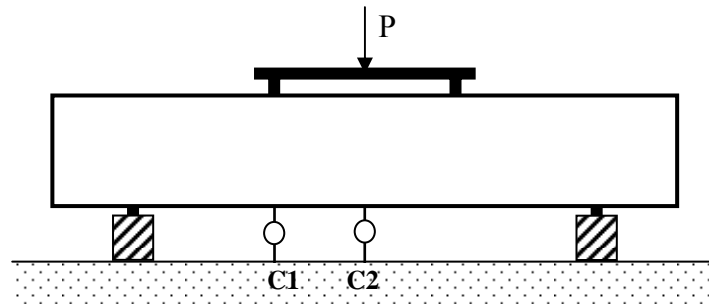
Fig.4.23. *Contact vérin répartiteur*

La poutre repose sur deux appuis simples, et le système de blocage de la charge est fait manuellement afin de palier aux éventuelles fuites (voir courbe d'étalonnage figure 4.21).

IV.9.1 Appareils de Mesure

a). Flèches

Elles sont mesurées à l'aide de comparateurs de précision 10^{-2} mm. L'emplacement des comparateurs est schématisé sur la figure.4.24.



C1: comparateur sous le point d'application de la charge $P/2$.

C2: comparateur à mi-travée de la poutre.



Fig.4.24 Emplacement des comparateurs

b). Déformations du béton, de l'acier et du composite

Les allongements de l'acier et raccourcissements au voisinage des sections critiques sont déterminés à l'aide de jauges ohmiques. Les valeurs sont lues directement sur le pont d'extensométrie. Pour suivre les déformations du béton, une jauge ohmique est disposée sur l'axe de symétrie de la poutre en sa fibre la plus comprimée. Pour le même objectif une jauge a été placée sur le matériau composite.

Les paramètres K (facteur de sensibilité des jauges) et R (résistance en Ω) propres à chaque type de jauges sont ajustés sur le pont avant le début de l'expérimentation.

- Pour le béton : les jauges sont placées au niveau de la fibre la plus comprimée (Voir figure.4.24).

- Pour l'acier : elles sont collées directement sur l'armature centrale tendue après polissage de la surface de contact (Voir figure.4.26).
- Pour le composite : elles sont collées sur le composite afin de mesurer sa déformation en traction (Voir figure.4.26).

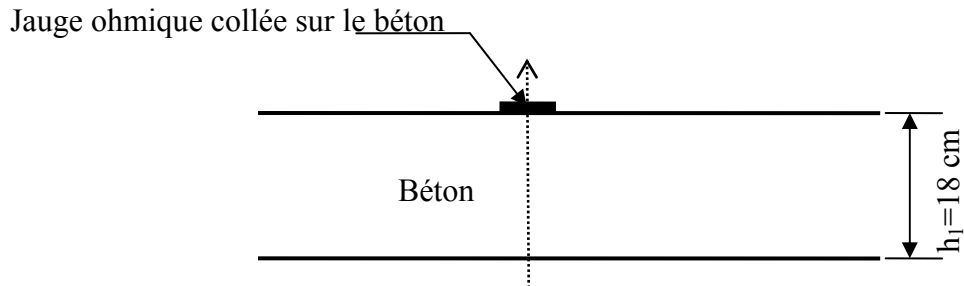


Fig 4.25. Emplacement des jauges de béton

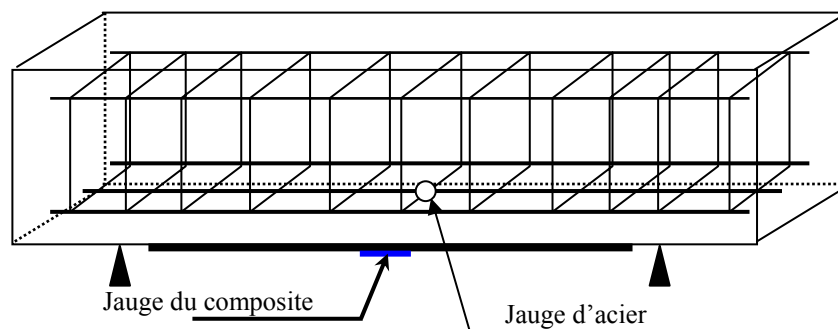


Fig.4.26. Emplacement des jauges d'acier et du

Le pont d'extensométrie utilisé pour mesurer les déformations est un pont digital sophistiqué (figure.4.27) disponible au niveau du Laboratoire Construction et Environnement du département génie civil de l'ENP.



Fig.4.27. Pont d'extensométrie



Fig. 4.28. Mise en place des jauges

c) Déformations latérales –extensomètre mécanique-

Les extensomètres mécaniques (Figure.4.29) permettent de mesurer les variations de distances entre deux points appartenant à la surface d'une structure. Ils consistent à relever successivement avec le même appareil, des variations de longueur entre plusieurs couples de points préalablement préparés. Le principe d'utilisation de cet appareil est simple, si L est la distance entre deux points A et A' (distance initiale de base), la mesure de la variation de longueur ΔL grâce à un extensomètre mécanique permet d'approcher la dilatation dans la direction AA'.

$$\varepsilon_{AA'} = \frac{\Delta L}{L}$$

Cette base de mesure étant choisie, les points sont repérés à la surface de la pièce et équipés de plots de fixation, il suffit d'y ancrer l'extensomètre ; la mesure se réduisant à une simple lecture.

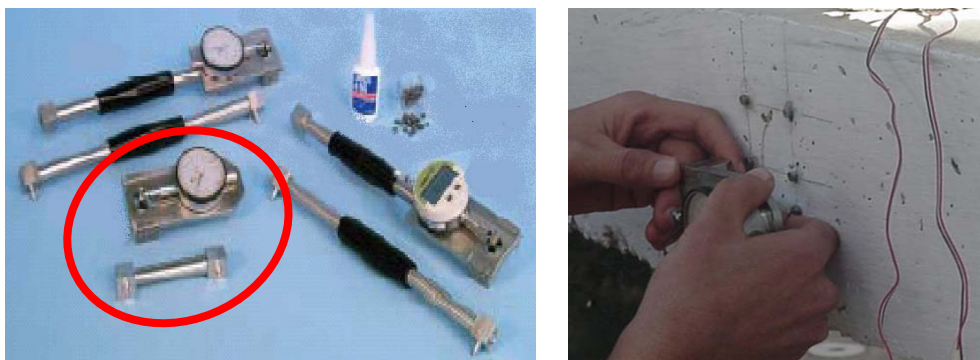


Fig.4.29. Extensomètres mécaniques et mesure des déformations latérales.

CHAPITRE V

**RÉSULTATS
EXPÉRIMENTAUX
ET DISCUSSION**

V. RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSION

V.1 GENERALITES

Dans ce chapitre, les résultats de l'étude expérimentale réalisée sur les poutres décrits au chapitre précédent sont présentés. Ils sont analysés puis comparés aux résultats du modèle théorique et ceux trouvés par d'autres chercheurs.

La rupture des poutres a été considérée comme étant le moment où la poutre n'a plus la capacité de recevoir une augmentation supplémentaire de la charge. En d'autres mots, le moment de rupture est l'instant où la charge appliquée est maximale (P_{ultime}). La flèche mesurée à la charge de rupture est donc considérée comme la flèche à la rupture (Δ_{ultime}).

V.2 POUTRES TEMOINS EN BETON ARME

Il s'agit de deux poutres en béton armé désignées par PT1 et PT2 (figure 5.1). Elles sont chargées jusqu'à la rupture totale et ceci par palier de 10 kN. Plusieurs mesures ont été prises lors des essais tels que les flèches à l'aide des comparateurs de déplacement, les déformations ; du béton à la fibre la plus comprimée et des armatures longitudinales tendues à l'aide des jauges extensométriques. Les déformations latérales à l'aide de l'extensomètre mécanique afin de pouvoir suivre le déplacement de l'axe neutre ont été également mesurées.



Fig.5.1. *Poutres témoin.*

V.2.1 Courbe Force – Flèche

Les courbes force-flèche des poutres témoin à mi-travée sont données dans la figure.5.2. Ces courbes montrent qu'il y a trois phases à caractériser :

- Une phase de « béton armé non fissuré », où la flèche croît linéairement avec la charge. Cette phase s'étend jusqu'à 40 kN avec l'apparition de fissures fines verticales ascendantes (du moment fléchissant), la flèche atteinte est d'environ 2.23 mm.

- Une phase de « béton armé fissuré », linéaire- parabolique où on peut constater l'apparition des fissures inclinées à $F=55$ kN. La flèche atteinte est de 3.9 mm environ.

- Une phase de « béton armé fissuré plastique » après la plastification des aciers, on note une nette augmentation de la profondeur et de la propagation de l'ouverture des fissures inclinées. La flèche mesurée à mi-travée est de 10.55 mm et la charge de rupture (par cisaillement) est de 88 kN.

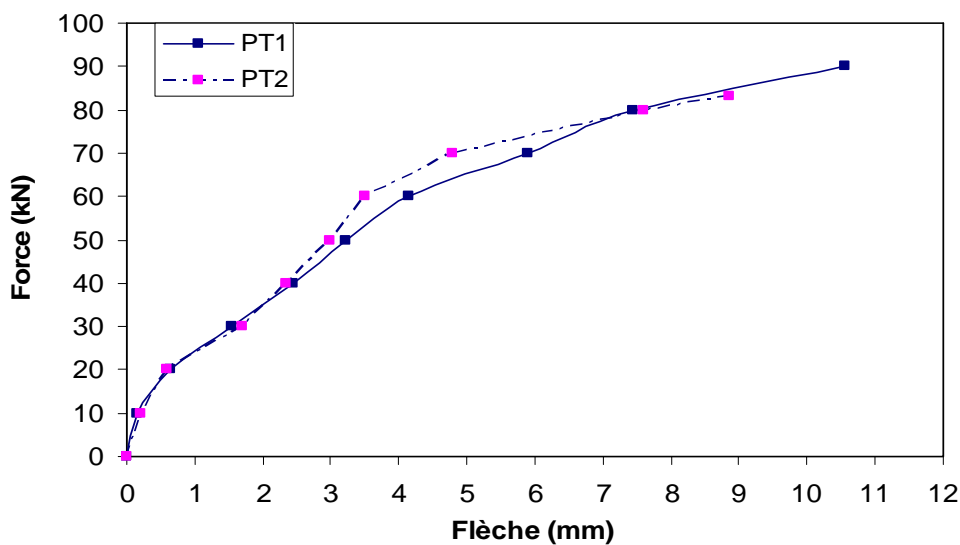


Fig.5.2. Courbes force-flèche à mi-travée des poutres témoins.

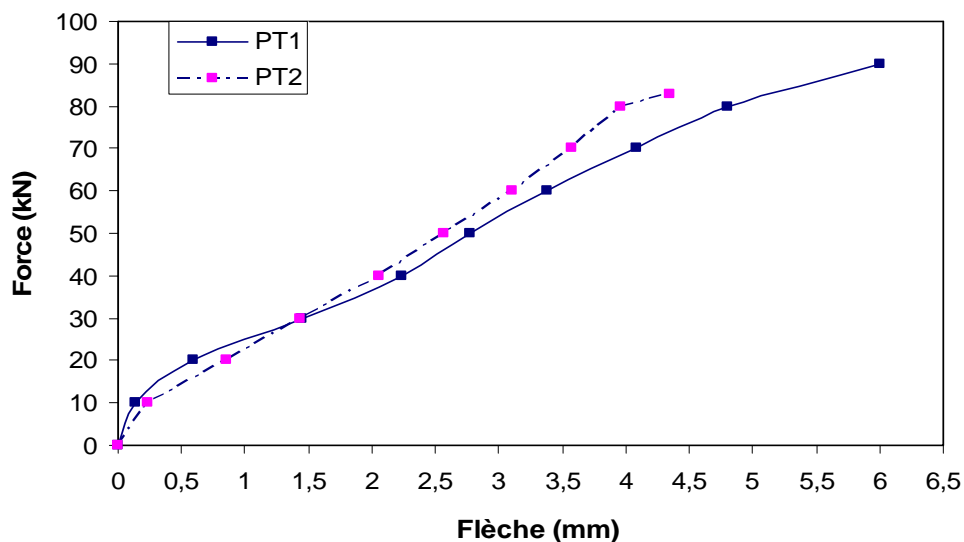


Fig.5.3. Courbes force-flèche à $L/3$ des poutres témoins.

La figure.5.3 donne les courbes force–flèche à un tiers de la portée libre des poutres témoins, on constate une légère diminution de la flèche, ceci s’explique par le tracé d’une poutre fléchie où la flèche n’est pas la même le long de la poutre.

V.2.2 Fissuration

Durant la première phase (élastique) aucune fissure n’apparaît, l’acier et le béton subissent les mêmes déformations.

Pendant la deuxième phase (40 kN environ), on remarque l’apparition de très fines fissures verticales dans la zone où le moment fléchissant est maximal, et aussi l’apparition des premières fissures inclinées. Ces dernières vont s’accroître et s’élargir au fur et à mesure que la charge augmente.

Dans la troisième phase, on note une nette propagation de la fissure inclinée de chaque côté. La force de rupture (la moyenne entre PT1 et PT2) est de 88 kN, et la rupture est par cisaillement.

V.2.3 Déformations du Béton et de l’Acier

Les déformations du béton et des armatures tendues pour les poutres témoins sont données à la figure 5.4. Le raccourcissement maximal du béton est de l’ordre de 0.83‰, et l’allongement maximal des aciers est de 1.7‰.

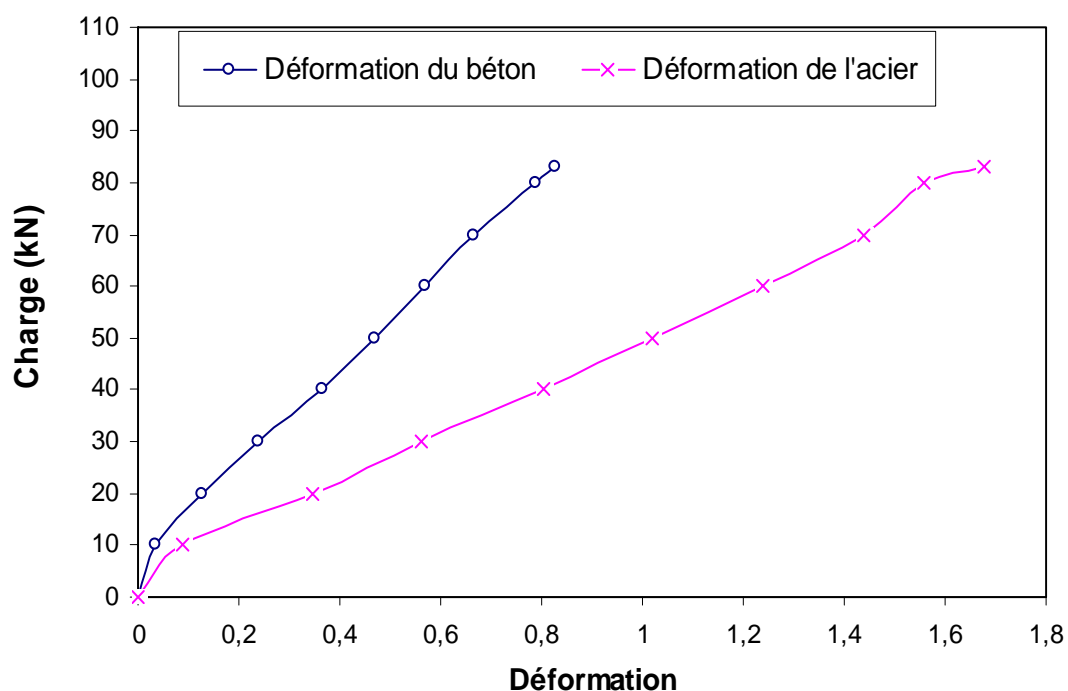


Fig.5.4. Courbes force–déformation du béton et de l’acier pour la poutre témoin2.

On remarque que le béton et l'acier sont loin de leurs limites ultimes qui sont respectivement 3.5‰ et 10‰. Donc on constate que les poutres n'ont pas été exploitées à leur maximum.

V.3 POUTRES RENFORCEES

Quatre (4) types de renforcement ont été utilisés. Les résultats présentés dans cette partie sont la moyenne de deux (2) poutres.

V.3.1 Poutres Renforcées par une Lamelle sur la Face Inférieure (RA1)

Le renforcement par le composite est décrit sur la figure.5.5. Il est limité à la partie inférieure de la poutre sur une longueur de 120 cm. La courbe force-flèche au milieu est donnée par la figure.5.6. Les trois phases observées avec les poutres en BA sont aussi observées avec les poutres renforcées.



Fig.5.5. *Mode de renforcement RA1.*

Durant la première phase aucune fissure n'apparaît, le renfort subit sous l'action de ces charges un allongement égal à celui de son support lui-même dicté par l'allongement de son armature active. Durant la deuxième phase, on remarque l'apparition de fines fissures inclinées sur les deux côtés après un chargement de 55 kN et aucune fissure verticale n'est observée (reprise des efforts par la lamelle). Les deux fissures inclinées se propagent en longueur, en profondeur et en largeur.

La rupture est observée à une charge moyenne de 100 kN par effort tranchant d'un seul côté. Le gain en terme de capacité portante par rapport à la poutre témoin est d'environ 13%,

la flèche de rupture est de 6.60 mm en comparaison à 10.55 mm pour les poutres de référence, soit une diminution de 58% environ.

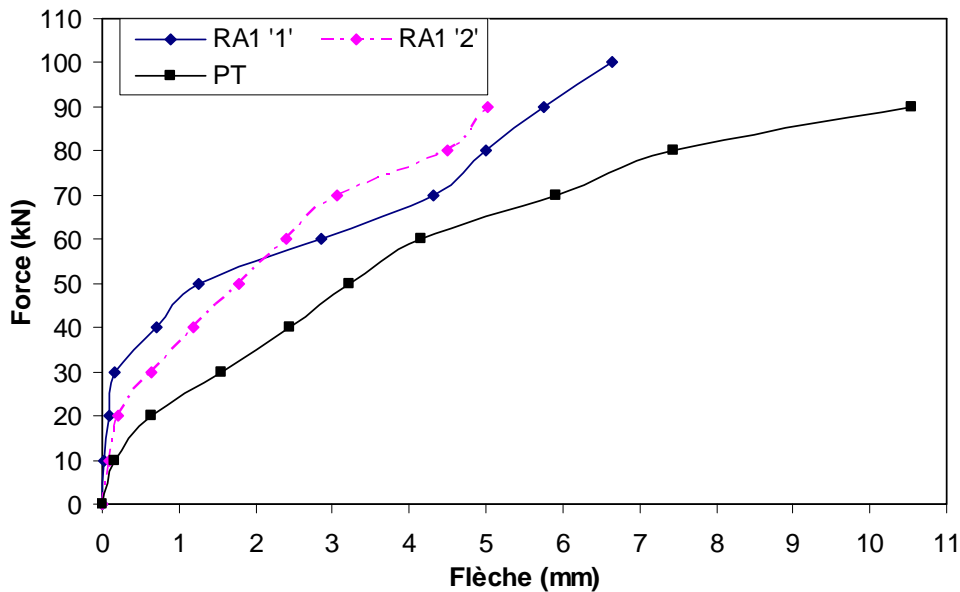


Fig.5.6. Courbes force-flèche à mi-travée des poutres renforcées type RA1.

Les courbes force-flèche à $L/3$ des poutres renforcées de type RA1 sont données à la figure 5.7 où on constate toujours une légère diminution de la flèche, ceci peut s'expliquer dans ce cas, par la présence de la lamelle qui répartit mieux la fissuration et rigidifie d'avantage la poutre.

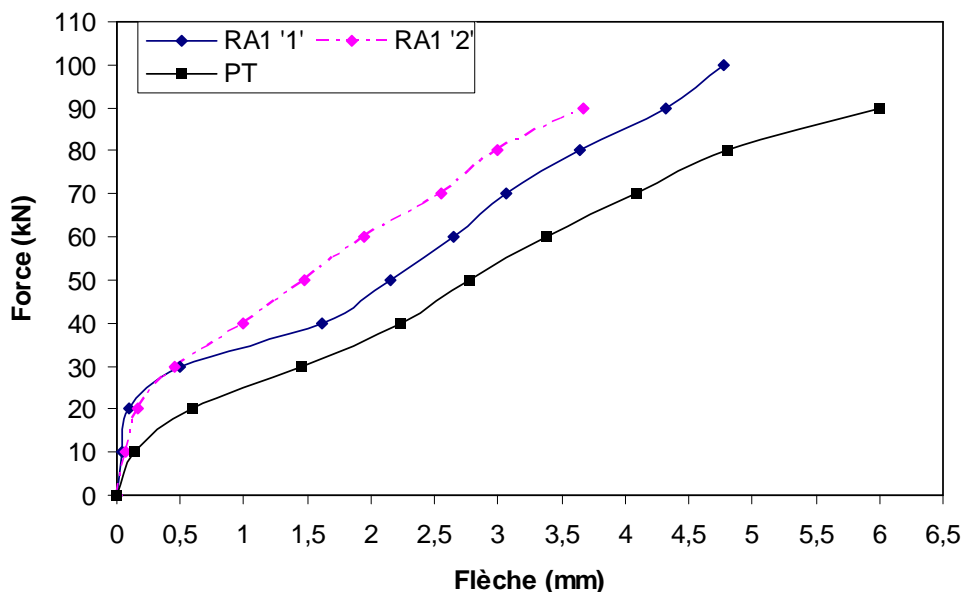


Fig.5.7. Courbes force-flèche à $L/3$ des poutres renforcées type RA1.

Les courbes force–déformation du béton et de l’acier sont illustrées dans les figures 5.8 et 5.9 respectivement.

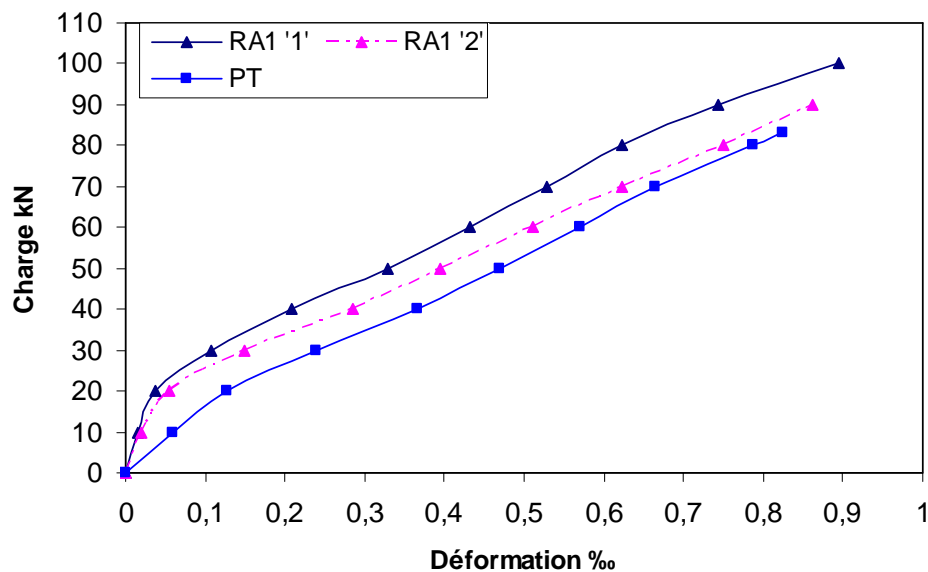


Fig.5.8. Courbes force–déformation du béton des poutres renforcées type RA1.

Ces courbes montrent que le renforcement par lamelle de fibre de carbone Sika Carbodur ne réduit pas considérablement la déformation du béton comprimé car elle est placée sur la face inférieure de la poutre. Cependant, on remarque une diminution de la déformation des aciers par rapport à la poutre de référence, en raison du rôle joué par la lamelle comme une armature additive.

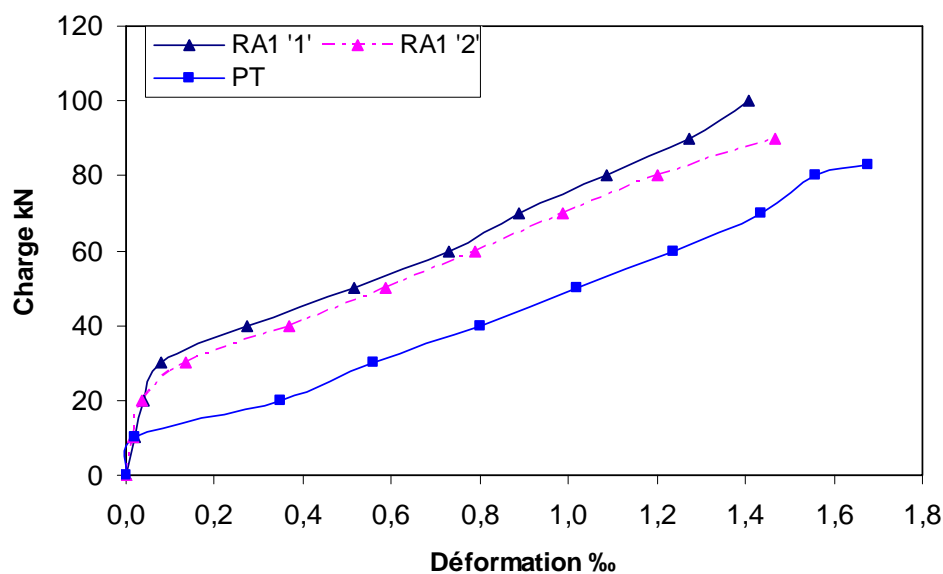


Fig.5.9. Courbes force–déformation de l’acier des poutres renforcées type RA1.

On constate pour ce mode de renforcement une nette augmentation du module d'élasticité ainsi qu'une augmentation de la plage élastique, et par conséquent une augmentation de la rigidité de la poutre.

La figure 5.10 illustre la courbe force-déformation du composite des poutres renforcées type RA1.

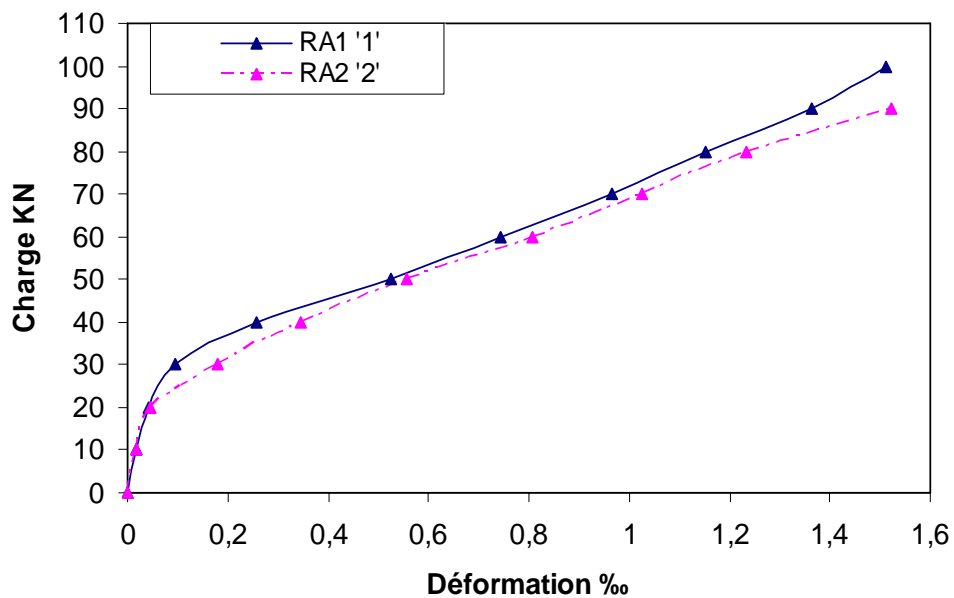


Fig.5.10. Courbes force-déformation du composite des poutres renforcées type RA1.

V.3.2 Poutres Renforcées par une Lamelle sur la Face Inférieure et un Tissu sur les Faces Latérales (RA2)



Fig.5.11. Mode de renforcement RA2.

Ce mode de renforcement est schématisé sur la figure 5.11. Il s'agit d'une lamelle collée sur la face inférieure de la poutre sur une longueur de 120 cm et de deux bandes de tissu Sika Wrap de 120 cm de longueur et de 10 cm de largeur collées chacune sur une face de la poutre.

Ce type de renforcement, comme le précédent, présente trois phases. Durant la première phase la poutre reste presque intacte où aucune fissure n'apparaît et les déformations du béton, de l'acier et du composite ainsi que les flèches sont réduites et ceci grâce à la présence du tissu qui a joué le rôle de couture des fissures.

Au cours de la deuxième phase et au fur et à mesure que la charge augmente on remarque l'apparition de fines fissures inclinées, à une charge de 70 kN, sur les deux côtés de la poutre (où l'effort tranchant est maximum). On constate aussi le début de l'arrachement du tissu, Sika Wrap à ses extrémités, qui favorise la propagation de ces fissures en longueur, en profondeur et en largeur.

Les figures 5.12 et 5.13 présentent les courbes force -flèche obtenues pour les poutres renforcées type RA2, au milieu et à L/3 respectivement.

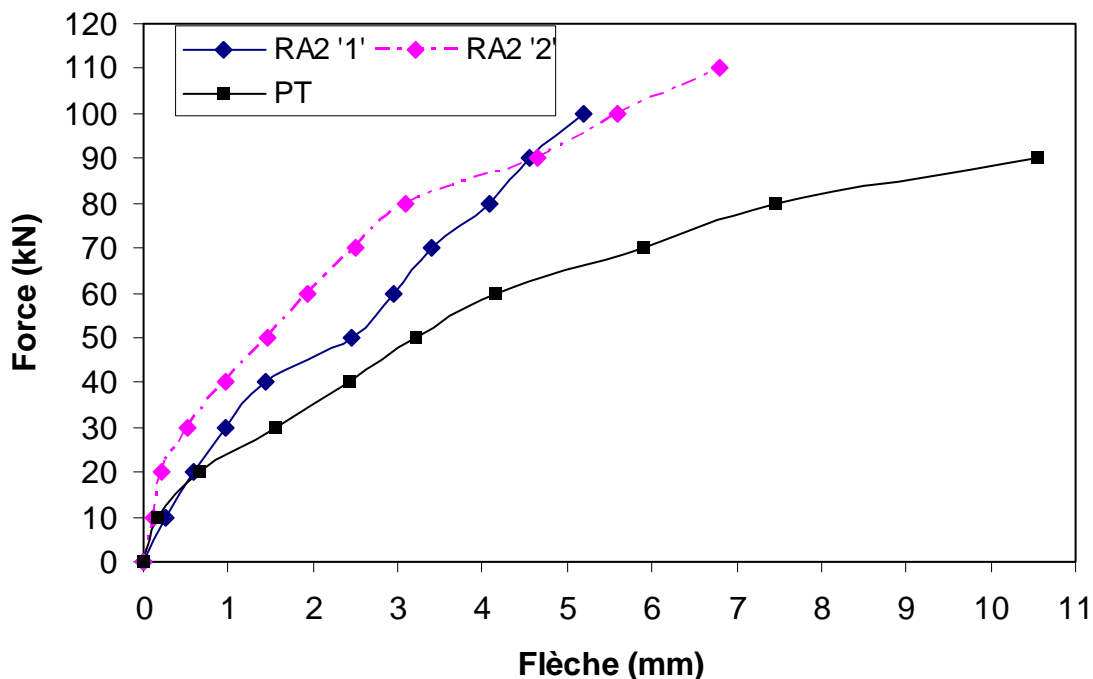


Fig.5.12. Courbes force-flèche à mi-travée des poutres renforcées type RA2.

La rupture est observée à une charge moyenne de 115 kN par effort tranchant sur un seul côté où elle se produit suite à un arrachement du tissu, puis propagation et élargissement

des fissures inclinées, avec un gain, en terme de résistance, d'environ 33% en comparaison avec les poutres de référence.

Ce mode de renforcement présente une flèche à la rupture de 6.8 mm, soit une diminution de 42.6% par rapport aux poutres témoins, ce qui indique le rôle joué par le composite dans la rigidification de la poutre.

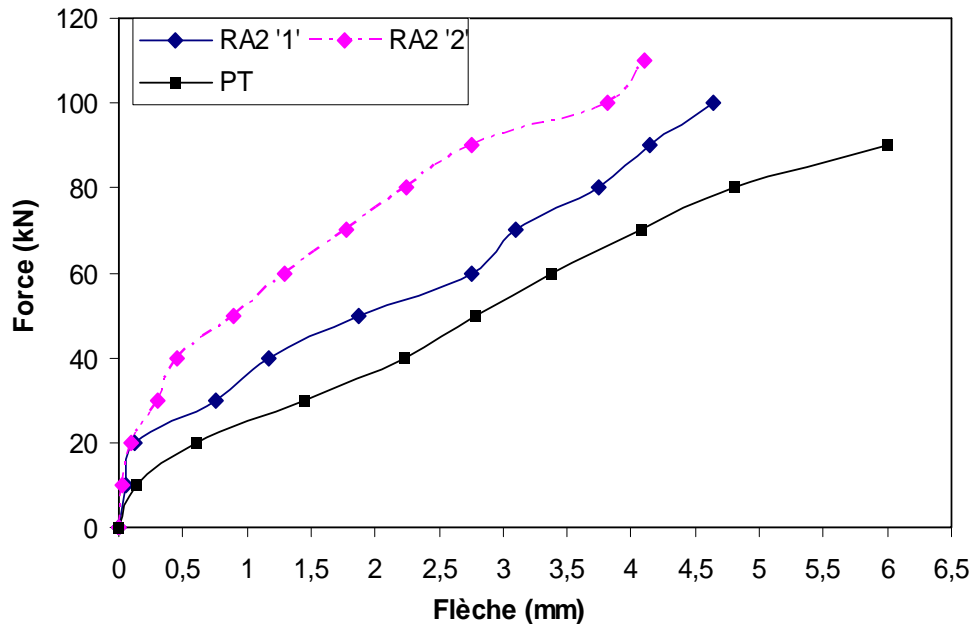


Fig.5.13. Courbes force-flèche à $L/3$ des poutres renforcées type RA2.

Les figures 5.14 et 5.15 présentent respectivement les courbes force-déformation du béton et de l'acier des poutres renforcées de type RA2.

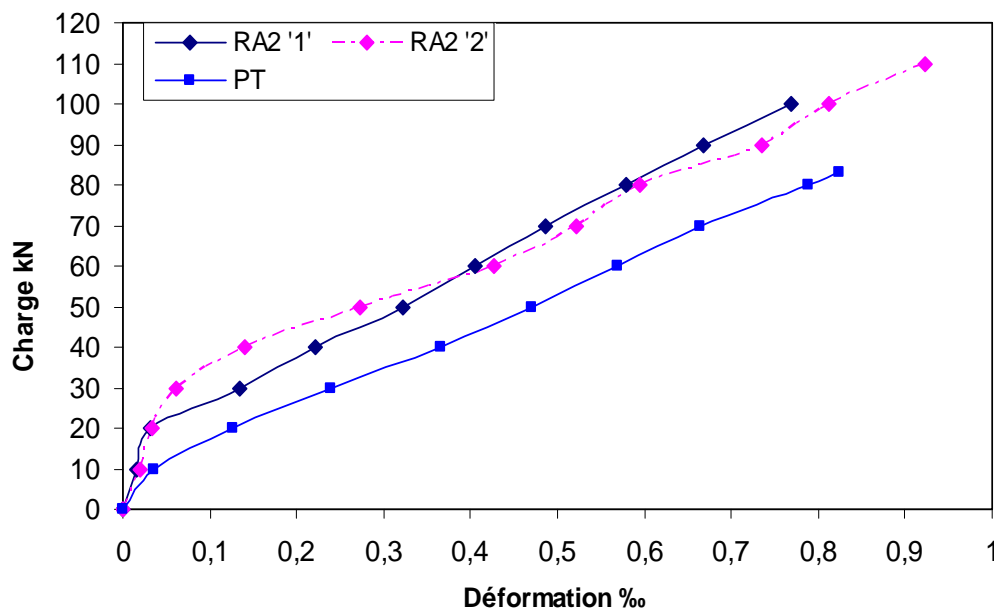


Fig.5.14. Courbes force-déformation du béton des poutres renforcées type RA2.

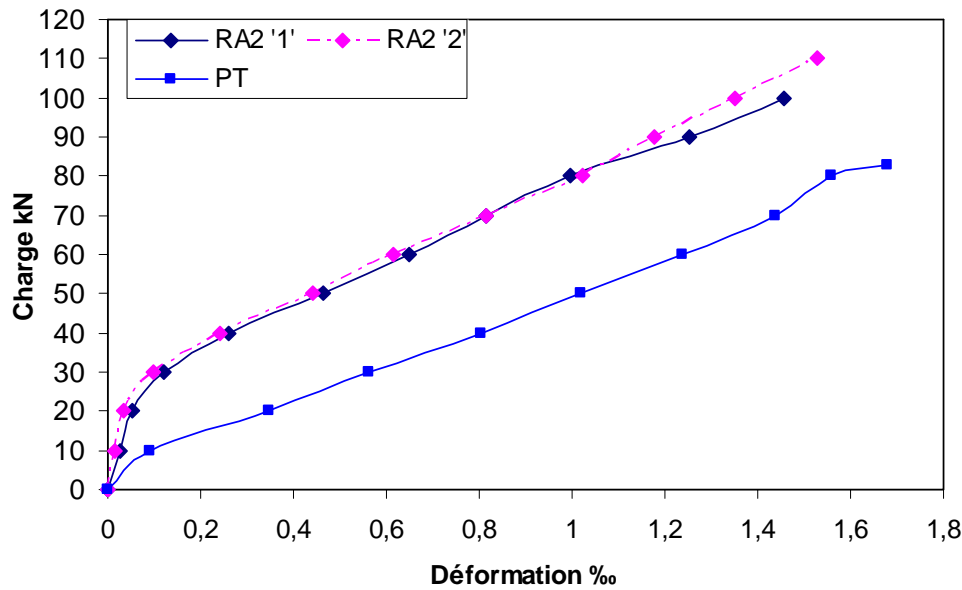


Fig.5.15. Courbes force–déformation de l'acier des poutres renforcées type RA2.

Ce cas de renforcement réduit plus les déformations à la rupture des fibres les plus tendues (de l'acier), alors que la déformation du béton comprimé n'est que sensiblement réduite, vu que les deux bandes de tissu jouent un rôle de couture qui empêche l'apparition de fissures de peeling-off et n'arrivant pas à rigidifier la section du béton.

La déformation du composite des poutres de type RA2 est illustrée à la figure 5.16.

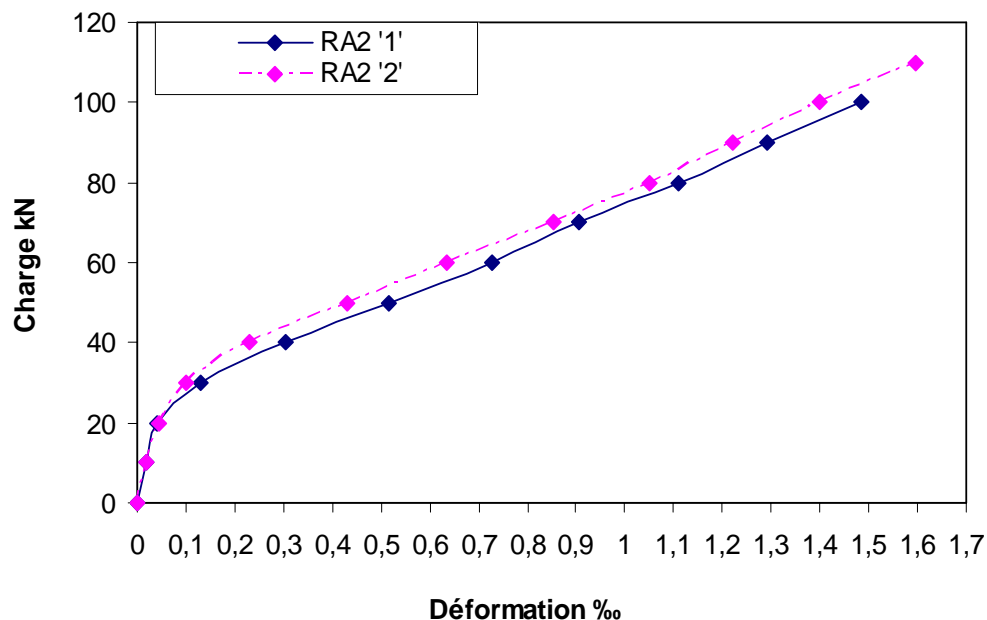


Fig.5.16. Courbes force–déformation du composite des poutres renforcées type RA2.

V.3.3 Poutres Renforcées sur la Face Inférieure par une Lamelle et un Recouvrement de Tissu sur la Face Inférieure et les Faces Latérales (RA3)

La figure 5.17 illustre la procédure d'effectuer le collage du composite sur la poutre. On colle une lamelle Sika carbodur sur une longueur de 120 cm sur la face inférieure et un tissu Sika wrap de même longueur et de largeur de 30 cm sur la face inférieure et les faces latérales de façon symétrique.



Fig.5.17. *Mode de renforcement RA3.*

Pour ce cas de renforcement, on remarque que, jusqu'à une charge de 60 kN aucune fissure n'apparaît et la poutre reste presque intacte. Par ailleurs les déformations du béton, de l'acier et du composite et les flèches sont minimales.

À une charge de 70 kN le début d'apparition de fines fissures inclinées sur les deux côtés, néanmoins aucune fissure verticale n'apparaît (reprise des efforts par la lamelle et le tissu). Les deux fissures inclinées se propagent en profondeur et en largeur. Dans ce cas aussi on a remarqué l'arrachement du tissu à ses extrémités de façon similaire à celle observée avec des poutres de type RA2.

La rupture est observée à une charge de 105 kN par effort tranchant avec un gain d'environ 21% par rapport aux poutres de référence. La flèche de rupture est de 4 mm soit une diminution de 140% en comparaison avec les poutres témoins ce qui se traduit par une rigidité très élevée.

La figure 5.18 représente les courbes force –flèche à mi-travée des poutres renforcées –type RA3– où la valeur maximale de la flèche est d'environ 4.2 mm. De plus, les recouvrements constitués de tissu Sikawrap ont éliminé toutes traces de rupture par délaminage des lamelles, ainsi ce renforcement en flexion a donc permis de retarder la perte de rigidité causée par la plastification des aciers.

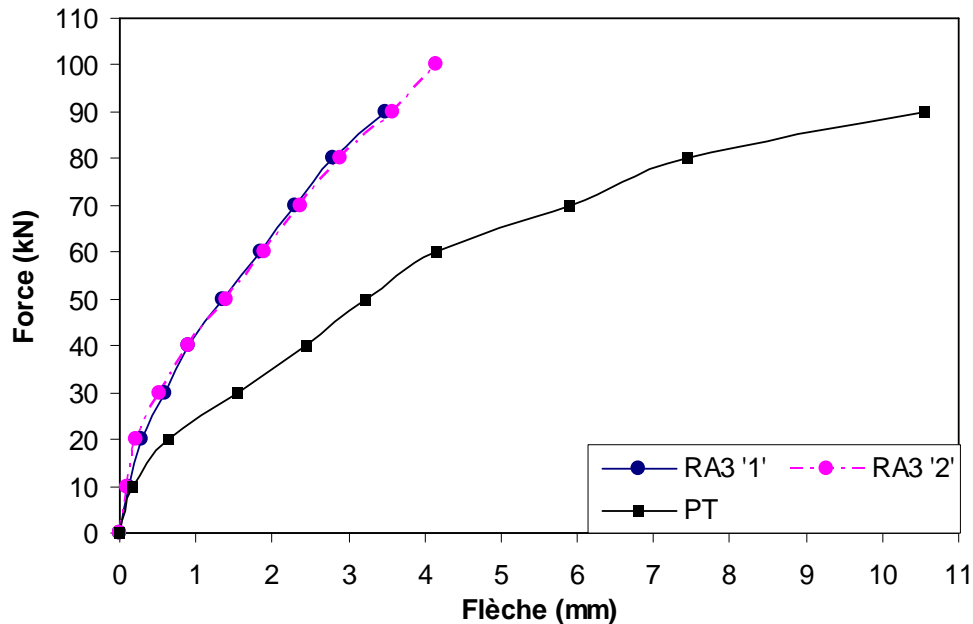


Fig.5.18. Courbes force–flèche à mi-travée des poutres renforcées type RA3.

Les courbes force –flèche à $L/3$ des poutres de type RA3 sont données par la figure 5.19.

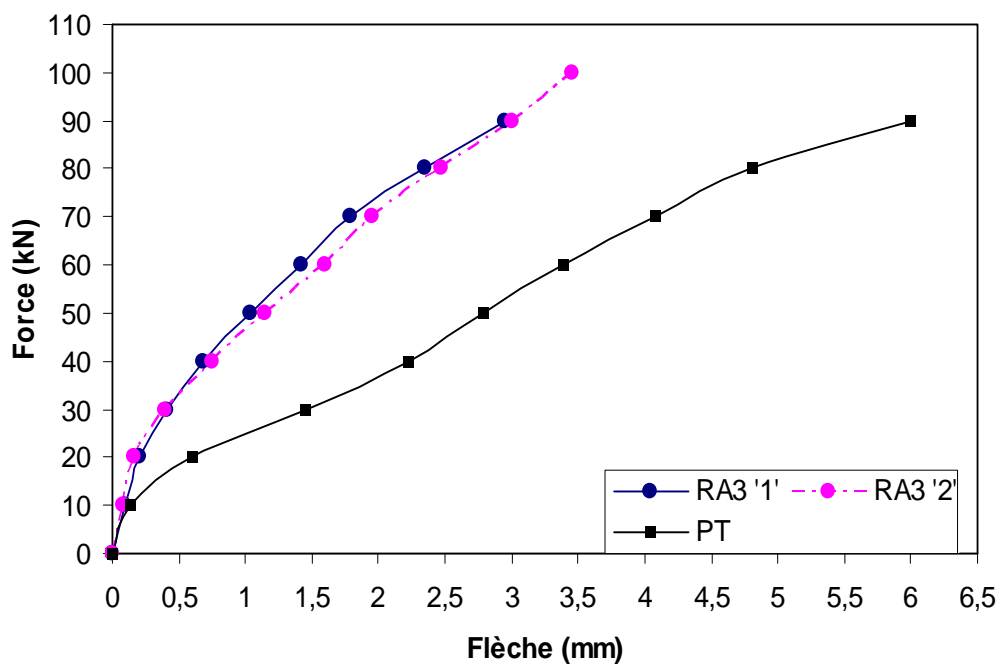


Fig.5.19. Courbes force–flèche à $L/3$ des poutres renforcées type RA3.

La flèche à un tiers de la longueur pour ce mode de renforcement est proche de celle mesurée au milieu, ceci s'explique par l'augmentation de la rigidité de la poutre.

Les figures 5.20 et 5.21 montrent la variation de la déformation en fonction de la charge appliquée.

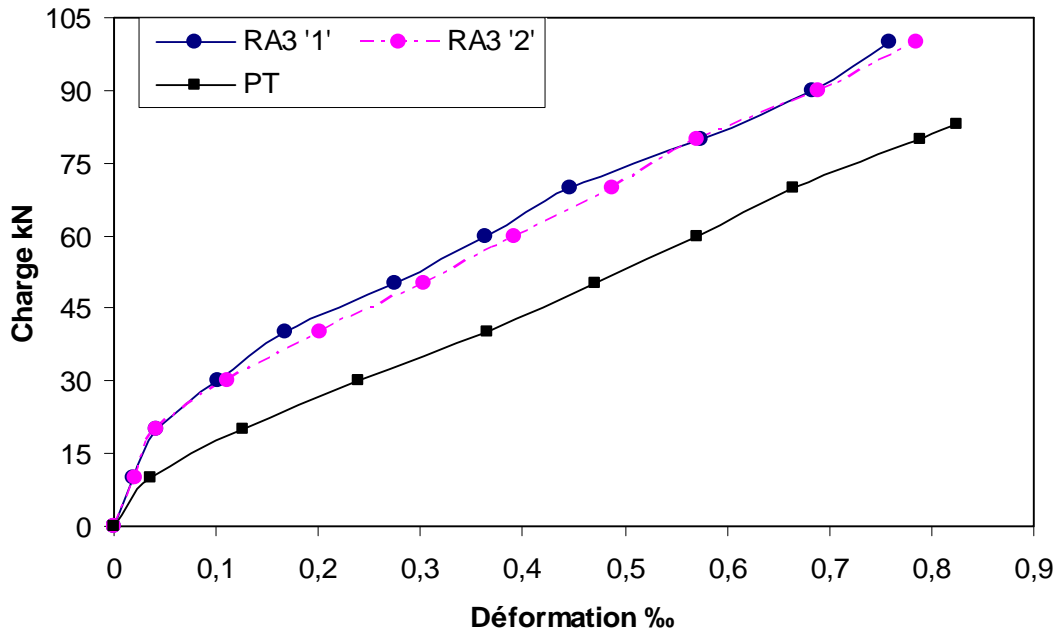


Fig.5.20. Courbes force–déformation du béton des poutres renforcées type RA3.

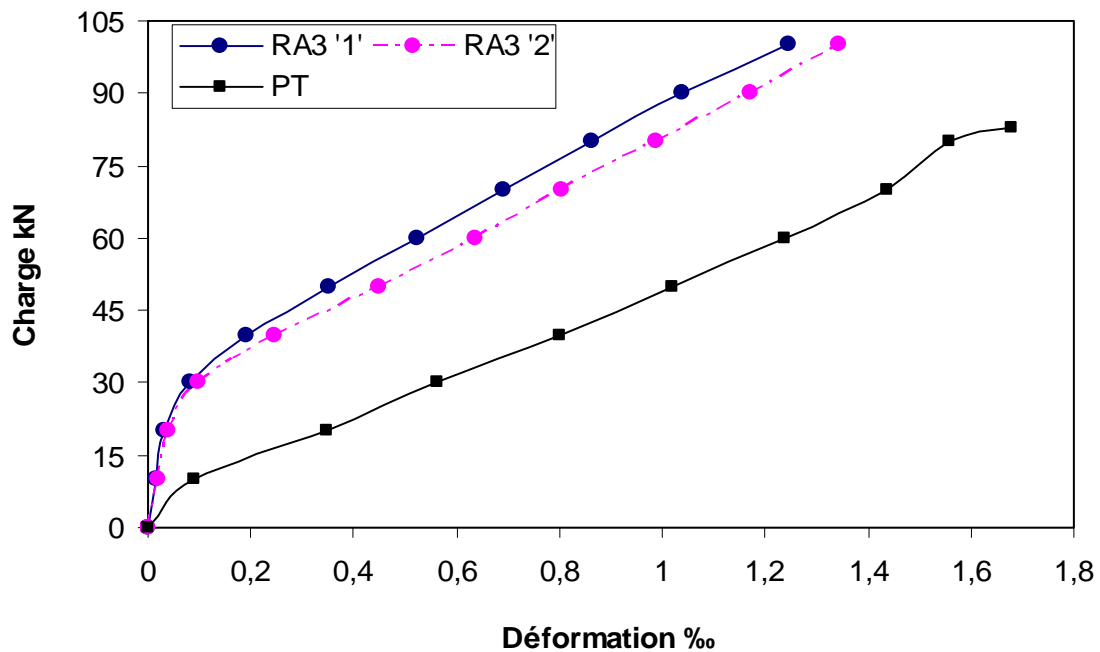


Fig. 5.21. Courbes force–déformation de l'acier des poutres renforcées type RA3.

Ce type de renforcement réduit non seulement la déformation des aciers, mais aussi la déformation du béton comprimé par rapport à la poutre de référence. Cet effet est dû au

renforcement additif apporté par le composite et le confinement de la poutre. La déformation du composite est donnée sur la figure 5.22.

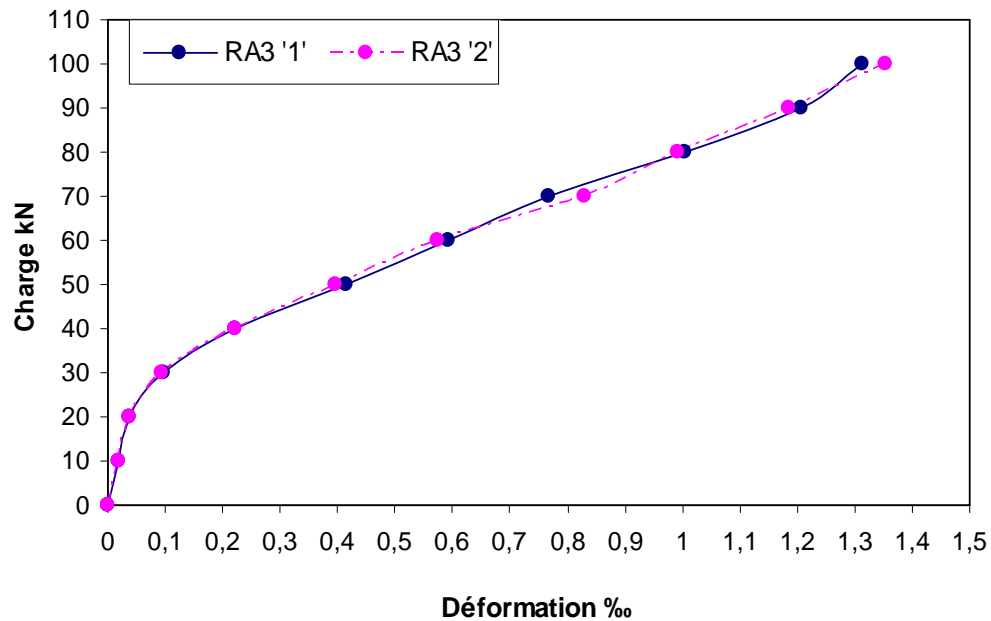


Fig.5.22. Courbes force-déformation du composite des poutres renforcées type RA3.

V.3.4 Poutres Renforcées par une Lamelle sur la Face Inférieure et des Bandes de Tissu sur les Faces Latérales (RA4)

Pour ce type de renforcement, la pose du renfort par lamelle et par tissu de composite est illustrée sur la figure 5.23.



Fig.5.23. Mode de renforcement RA4.

Ce type est généralement le mode le plus utilisé dans la pratique surtout pour le cas de renforcement des ponts. Il s'agit du plaquage d'une lamelle de 120 cm de longueur sur la face inférieure de la poutre et du collage de bandes de tissu au nombre de six (6) de 10 cm de large et de 52 cm de longueur sur les faces latérales et la face inférieure espacées entre elles de 12 cm en commençant d'une extrémité pour arriver à l'autre, dans le but d'empêcher l'apparition des fissures de type peeling-off (rupture du béton entre le renfort et les armatures longitudinales).

La figure 5.24 présente la courbe force-flèche à mi-travée des poutres renforcées type RA4. La flèche à la rupture est de 6.9 mm soit un gain de 37% par rapport aux poutres témoins.

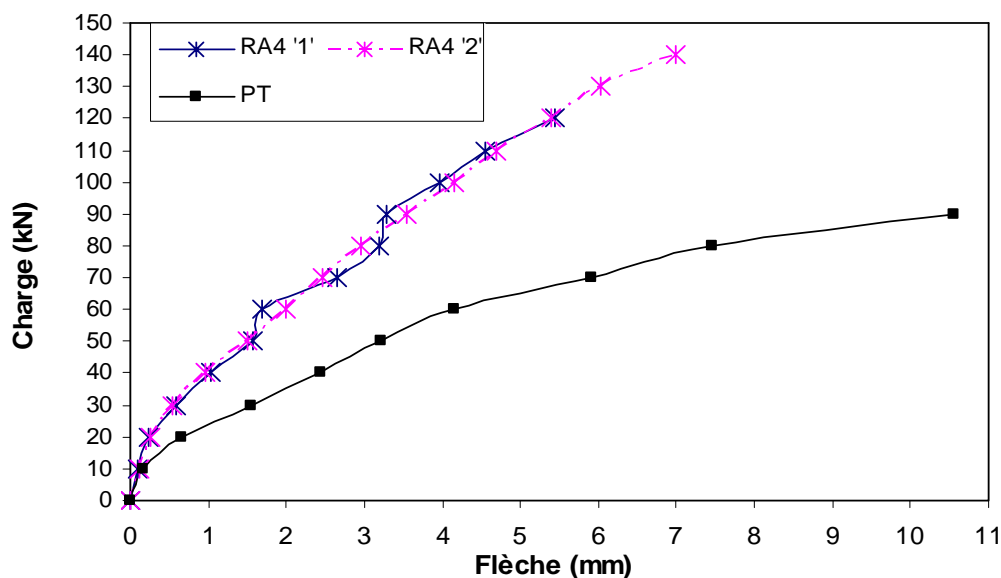


Fig.5.24. Courbes force-flèche à mi-travée des poutres renforcées type RA4.

Ce type de renforcement présente une meilleure performance en comparaison avec les autres types de renforcement (RA1, RA2 et RA3). Ceci est dû à l'utilisation d'un double renforcement « lamelle de Sikacarbodur et tissu de Sikawrap par bandes », où le premier renforcement empêche l'apparition et le développement des fissures dues aux sollicitations de flexion, tandis que le deuxième retarde la rupture en empêchant l'apparition des fissures inclinées de cisaillement. En effet, les fissures verticales n'apparaissent qu'à 90 kN et les fissures inclinées à 100 kN.

La rupture se fait simultanément par cisaillement (effet de l'effort tranchant) et par décollement du tissu (décollement des bandes extrêmes) à 140 kN avec un gain de 56% par rapport à la charge de rupture des poutres de référence.

La variation du chargement en fonction de la flèche à $L/3$ est donnée à la figure 5.25. La flèche à la rupture à cette position du comparateur de déplacement est de 6.05 mm.

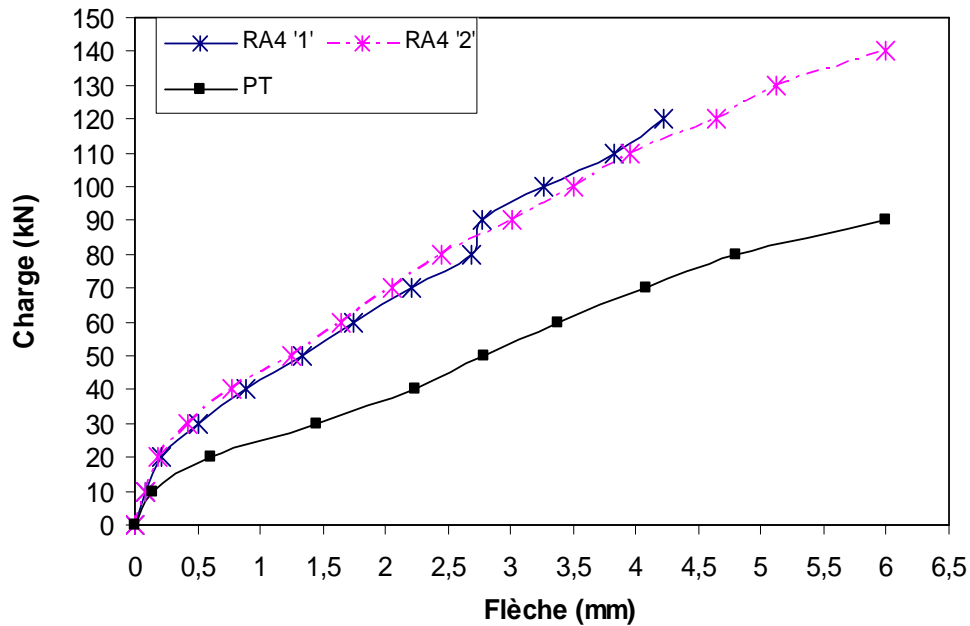


Fig.5.25. Courbes force–flèche à $L/3$ des poutres renforcées type RA4.

On remarque pour ce mode de renforcement que la flèche obtenue à la rupture est plus importante relativement à celle des autres modes. Ce qui nous permet de dire que ce type de renforcement favorise le critère de ductilité de la poutre renforcée avec un gain en terme de capacité portante très significatif.

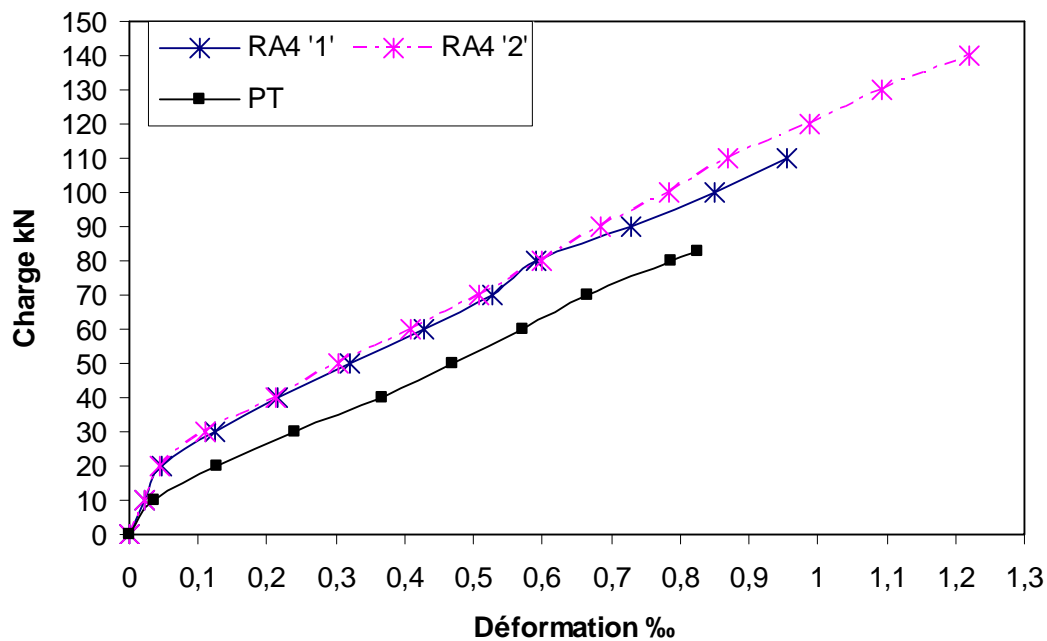


Fig.5.26. Courbes force–déformation du béton des poutres renforcées type RA4.

Les figures 5.26 et 5.27 donnent les courbes force –déformation du béton et de l'acier tendu comparativement à celle de référence.

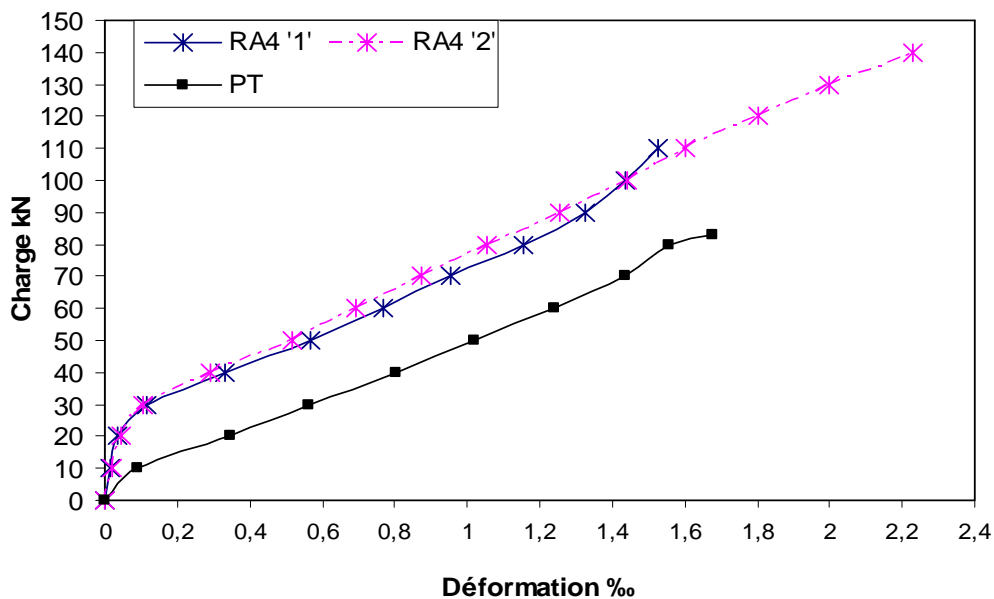


Fig.5.27. Courbes force–déformation de l'acier des poutres renforcées type RA4.

On remarque une nette augmentation du module d'élasticité comme pour les autres modes de renforcement. Mais la déformation n'est pas significativement réduite, ce qui confirme que la ductilité de la poutre reste bonne.

La déformation du composite est illustrée à la figure 5.28.

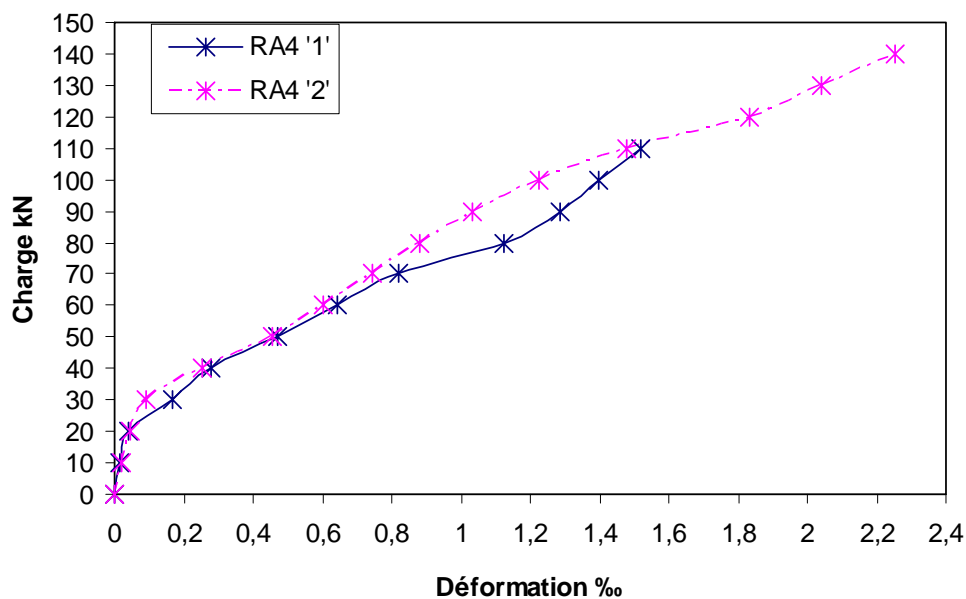


Fig.5.28. Courbes force–déformation du composite des poutres renforcées type RA4.

V.4 COMPARAISON ENTRE LES TYPES DE RENFORCEMENT ET DISCUSSION

V.4.1 Courbes Force -Flèche

Afin de faire une comparaison entre les différents modes de renforcement par rapport à la poutre témoin, on a représenté, sur la figure.5.29, les courbes comparatives force-flèche des différents types de renforcement. Cette figure montre l'effet bénéfique du renforcement sur la diminution de la flèche et l'augmentation de la capacité portante des poutres renforcées.

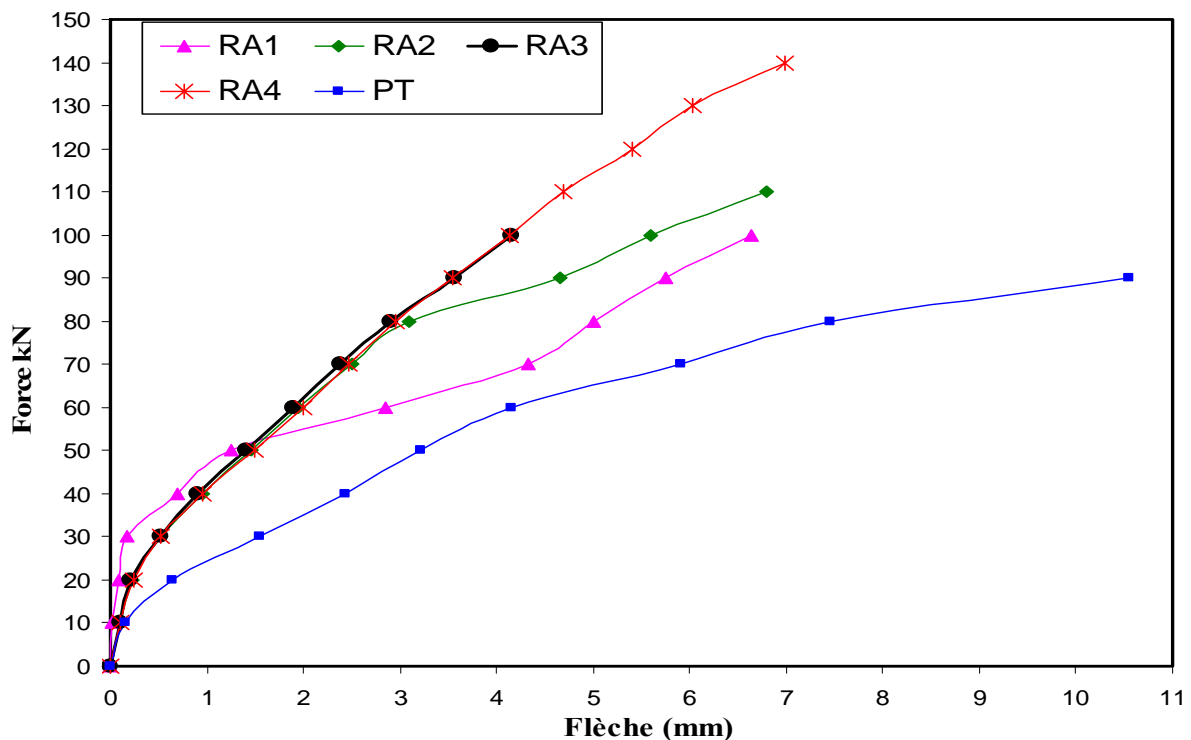


Fig.5.29. Comparaison des courbes force-flèche à mi-travée.

On remarque clairement que le double renforcement par une lamelle sur la face inférieure et des bandes de tissu collées sur les faces inférieure et latérales réduit sensiblement la flèche (37%) par rapport au témoin avec un gain significatif en terme de charge de rupture. Le mode de renforcement de type RA3 présente une diminution de la flèche considérable (140%) ce qui signifie un comportement très rigide de la poutre et cela est dû à l'effet du confinement par tissu Sikawrap.

Les autres types de renforcement réduisent sensiblement la flèche à la rupture, et présentent presque le même gain. Ceci est préjudiciable aux structures dans le cas du séisme car un comportement rigide ne permet pas une bonne dissipation de l'énergie ce qui engendre

une rupture brutale, et non ductile, malgré l'augmentation de la charge de rupture et l'apparition de fissures nettement retardée.

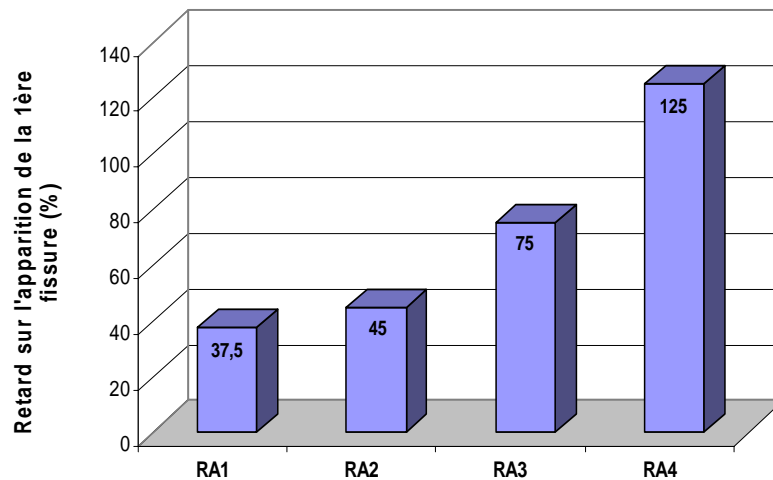


Fig.5.30. Effet du renforcement sur le retard de l'apparition de la 1^{ère} fissure.

Ces résultats montrent que le type de renforcement RA4 présente de meilleures performances. En effet, la lamelle joue un rôle de soulagement et d'aide aux aciers longitudinaux, ce qui réduit sensiblement la flèche, tandis que les bandes de tissu ont joué le rôle d'étriers et ont aidé ceux existants (internes) à reprendre les sollicitations de cisaillement (effort tranchant). Ceci engendre une augmentation de la charge ultime, un retard dans l'apparition des fissures (voir figure 5.30) et une redistribution des efforts dans les différentes sections tout en augmentant la rigidité de la poutre.

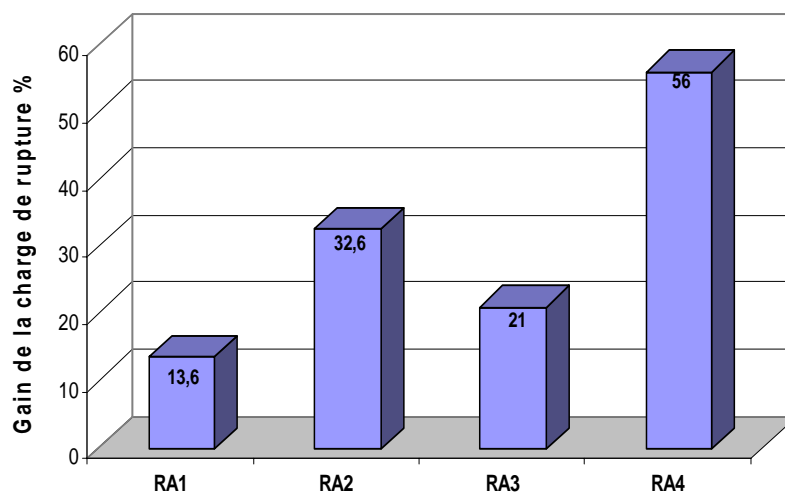


Fig.5.31. Effet du renforcement sur la charge ultime.

Le type de renforcement RA3 par son caractère non ductile a diminué considérablement la flèche des poutres renforcées (140%) car elles se comportent, grâce au confinement presque total de la poutre, comme un seul élément. Cette rigidité n'a pas permis à la poutre de dissiper convenablement son énergie emmagasinée comme le montre la figure 5.32. Ce qui se traduit par un gain en terme de charge de rupture moindre (comparativement aux résultats des poutres doublement renforcées) illustré sur la figure 5.31.

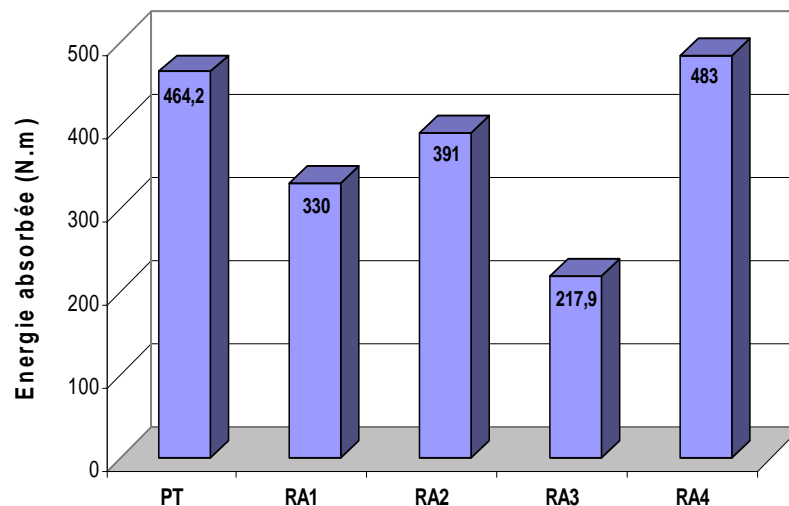


Fig.5.32. Effet du renforcement sur l'énergie absorbée.

Le type de renforcement RA2 présente une bonne performance et ce en terme d'augmentation de la charge de rupture (33%) et de diminution de la flèche (43%). Ce mode de renforcement réduit la flèche à la rupture et présente aussi un comportement ductile lors de son chargement qui se traduit par un rapport $P_{\text{ultime}} / P_{\text{fissure}}$ élevé (voir figure 5.33). Ces résultats sont dus au double renforcement par lamelle et tissu de fibre de carbone. La lamelle coud les fissures de flexion réduisant ainsi la flèche, et le Sikawrap ne confine pas la poutre et lui permet de dissiper son énergie qui est traduite par l'augmentation des déformations.

Concernant le mode du simple renforcement par plaque Sikacarbodur lamelle placée sur la face inférieure (RA1), et contrairement aux types en double renforcement, on constate un comportement plus ductile traduit par une énergie absorbée significative et un rapport $P_{\text{ultime}} / P_{\text{fissure}}$ important. Ceci est dû à l'apparition des fissures verticales qui ont été cousues par le tissu Sikawrap dans les autres types de renforcement cités auparavant. Par contre l'absence du tissu a influé aussi sur le taux du gain en charge de rupture. On a ainsi enregistré pour RA1, le gain le plus faible (13.6%).

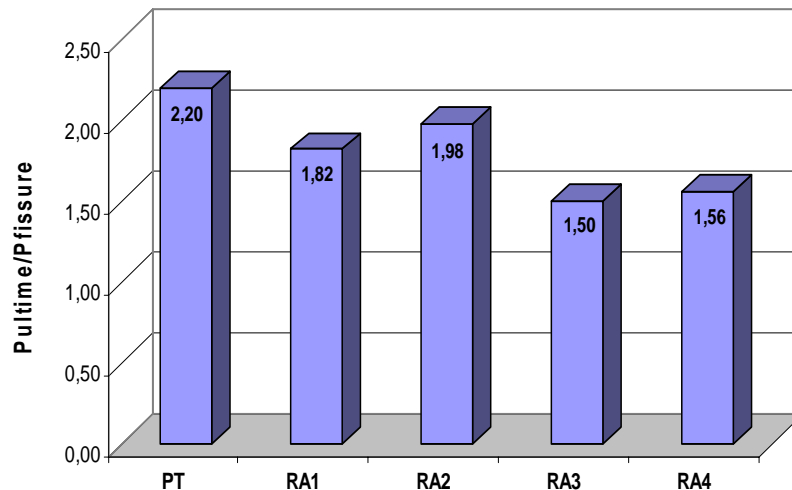


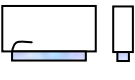



Fig.5.33. Variation du rapport $P_{ultime}/P_{fissure}$.

Le tableau.5.1 résume les résultats de l'étude comparative entre les différents modes de renforcements utilisés. A titre de comparaison, nous avons indiqué l'augmentation de la charge de rupture ainsi que la diminution de la flèche aux différents états limites (fissuration, état limite de service "ELS" et état limite ultime "ELU") par rapport aux poutres témoins, non-renforcées de composite, ainsi que les valeurs des gains enregistrées par les différents types de renforcement (augmentation ou diminution). De plus, nous avons présenté dans le tableau le mode de rupture observé.

V.4.2 Courbes Force –Déformation du Béton

La figure 5.34 présente les courbes qui donnent la variation de la charge en fonction de la déformation du béton comprimé pour les différents types de renforcement. On constate bien que le renforcement a augmenté la plage du domaine élastique des poutres renforcées presque de la même valeur (60% environ). Cette figure montre que le mode de renforcement RA4 présente la meilleure performance, qui se traduit par un gain de capacité portante de 56% par rapport aux poutres témoins, et par un retard dans l'apparition de la première fissure d'environ 125% (figure 5.30). Le béton s'est déformé davantage que lors des essais des poutres de référence. Ceci peut probablement s'expliquer par le fait que les étriers extérieurs (bandes de Sikawrap) par leur disposition régulière et uniforme ont permis aux poutres de dissiper leurs énergies absorbées au cours du chargement.

Tableau.5.1. Récapitulation des différents résultats du renforcement

Poutres		PT	RA1	RA2	RA3	RA4
Paramètres		PT	RA1	RA2	RA3	RA4
Type de renforcement		Témoin				
Charge 1 ^{ère} fissure (kN)		40	55	58	70	90
Charge ELS (kN)		60	80	75	85	120
Charge ELU (kN)		88	100	115	105	140
P ultime/P fissure		2.20	1.82	1.98	1.50	1.56
Flèche 1 ^{ère} fissure (mm)		2.23	2.15	2.50	2.35	3.4
Flèche ELS (mm)		4.22	4.80	3.31	3.17	5.5
Flèche ELU (mm)		10.55	6.60	6.80	4.15	6.9
Diminution de la flèche à la rupture en %		—	58	42.6	140	37
Energie absorbée (N.m)	à la 1 ^{ère} fissure	44.60	59.13	72.5	82.25	153
	à l'ELS	126.6	192	124.13	134.73	330
	à l'ELU	464.2	330	391	217.88	483
Gain en capacité portante en %		—	13.6	32.6	21	56
Gain en énergie absorbée à l'ELU en %		—	- 29.0	- 15.8	- 53.06	4.05
Mode de rupture		Rupture par effort tranchant	Rupture par effort tranchant	Décollement de la résine du tissu, délaminage de la lamelle et rupture par effort tranchant	Décollement de la résine du tissu et rupture par effort tranchant	Arrachement des bandes extrêmes puis rupture par effort tranchant

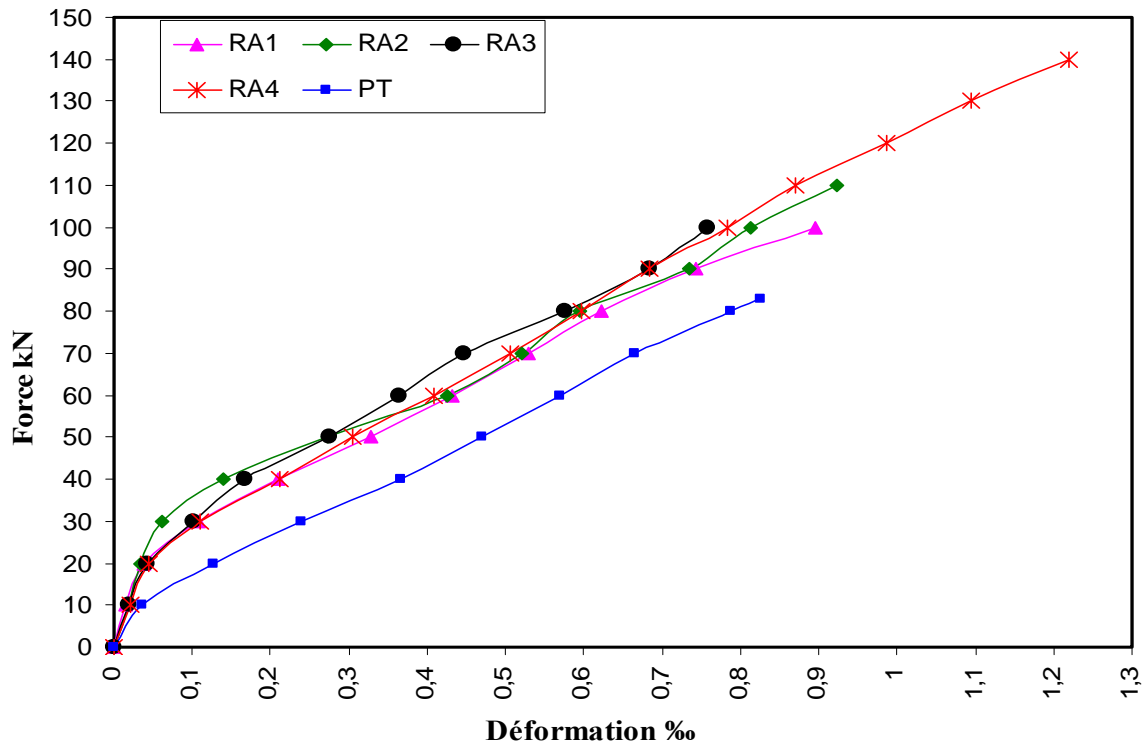


Fig.5.34. Comparaison des courbes force –déformation du béton.

On remarque que seul le type de renforcement RA3 a réduit légèrement la déformation du béton comprimé d'environ 5%. Ceci est dû au confinement de la poutre par le tissu Sikawrap qui joue un double rôle de soulagement des armatures longitudinales et d'augmentation de la rigidité de la poutre.

Pour les autres cas de renforcement, une augmentation de la déformation du béton de 9%, 12% et 48% pour les types RA1, RA2 et RA4 respectivement est observée (figure 5.35). Cette augmentation est justifiée par le surarmement des poutres par l'ajout du composite qui engendre un changement du type de rupture prévu (rupture par insuffisance d'acier à une rupture par insuffisance de béton). Le béton devient donc plus sollicité, à moins que la rupture ne se soit pas produite par écrasement du béton à cause d'une rupture prématurée par cisaillement. La figure.5.35 présente les valeurs de la réduction des déformations du béton pour chaque mode.

Le comportement fragile des poutres est en contraste avec la règle générale de sécurité pour la conception des structures en béton armé, surtout dans les zones sismiques, qui prévoit des éléments ayant une grande ductilité. Cependant, il peut parfois être intéressant de sacrifier une partie de cette ductilité au profit d'une augmentation de la charge totale pouvant être appliquée. [17]

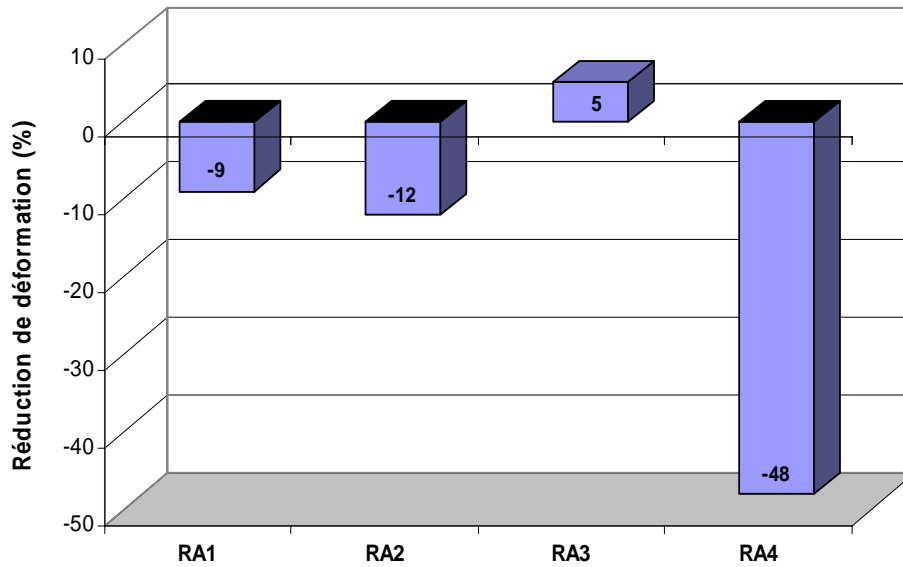


Fig.5.35. Effet du renforcement sur la réduction des déformations du béton.

V.4.3 Courbes Force -Déformation de l'Acier

Les courbes représentatives et comparatives de la variation de la charge appliquée en fonction des déformations des aciers des poutres testées sont données à la figure.5.36.

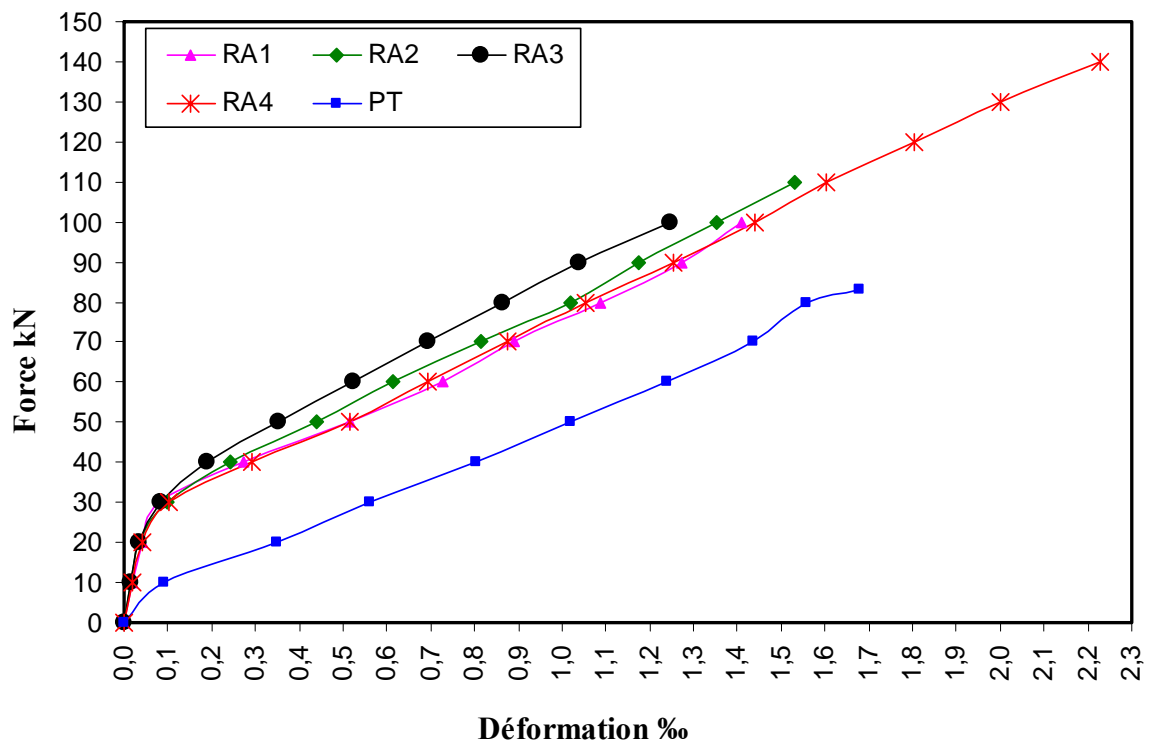


Fig.5.36. Comparaison des courbes force-déformation de l'acier.

Concernant les déformations de l'acier, tous les types de renforcement ont joué un rôle bénéfique dans la réduction de celles-ci. On a pu ainsi enregistrer des gains de 16%, 9% et 26% pour les cas de renforcement RA1, RA2 et RA3 respectivement. Par contre dans le cas du mode de renforcement RA4 on n'a pas obtenu de réduction par rapport au témoin et ceci s'explique par l'importance de la charge ultime obtenue 140 kN (un gain de 56%), la déformation a plutôt été augmentée d'environ 33% comparativement au témoin (figure.5.37).

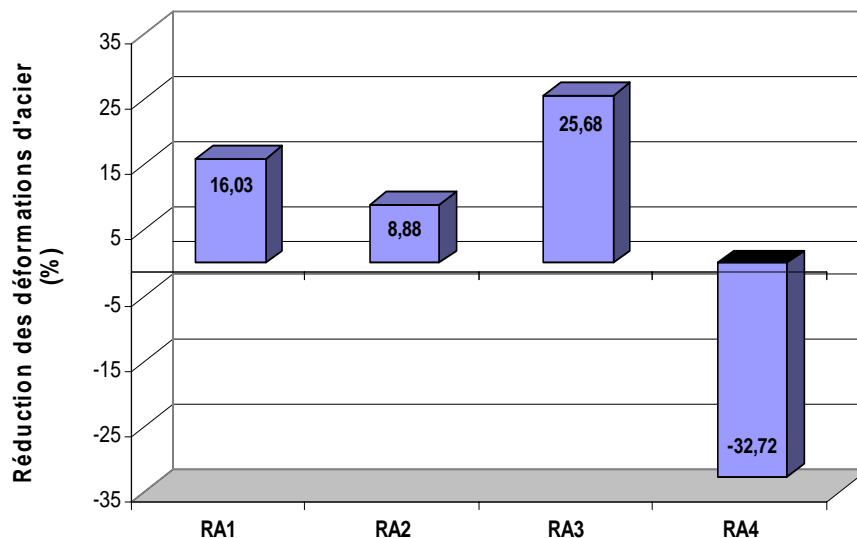


Fig.5.37. Effet du renforcement sur la réduction des déformations de l'acier.

En analysant les résultats de la figure.5.36 on observe le changement appréciable de pente des courbes des poutres renforcées se traduisant par l'augmentation de la plage élastique de celles-ci. On remarque aussi que les courbes des modes RA1, RA2 et RA4 ont presque la même allure, ce qui signifie que les bandes du tissu collées sur les faces latérales (verticalement ou horizontalement) n'ont joué qu'un seul rôle, celui d'empêcher le développement d'une rupture par délaminage de la lamelle (peeling-off). Pour les types RA1 et RA4 on constate une parfaite coïncidence des courbes qui s'explique par le rôle d'étriers extérieurs joué par les bandes posées extérieurement.

En ce qui concerne le mode RA3, la courbe de déformation est au dessus de celles des autres types, due au fait que la bande de tissu de 52 cm de large collée sur les faces latérales ainsi que sur la face inférieure a, non seulement empêché le délaminage de la lamelle mais aussi joué le rôle de soulagement des aciers tendus en partageant la reprise d'une partie des efforts de traction avec la plaque de composite, surtout lorsque les armatures ont commencé à se plastifier.

V.4.4 Courbes Force -Déformation du Composite

La figure.5.38 présente une comparaison graphique entre les courbes de déformation du composite pour les modes de renforcement étudiés.

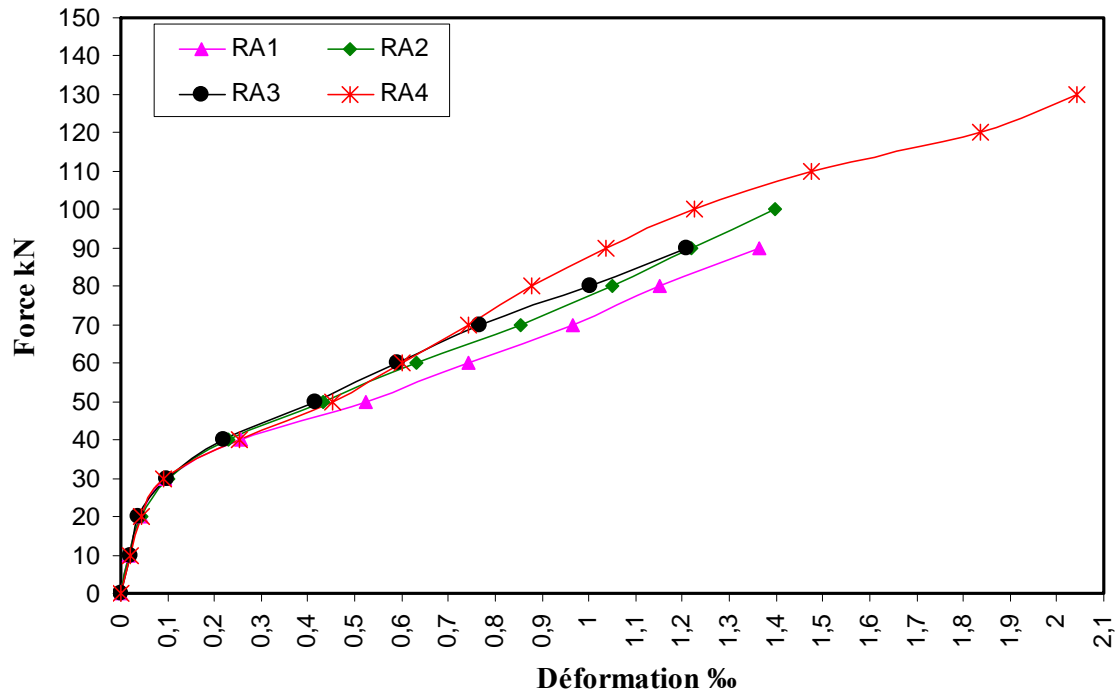


Fig.5.38. Comparaison des courbes force –déformation du composites.

En analysant les résultats de la figure.5.38, on remarque que jusqu'à un chargement de 40kN les courbes coïncident d'une façon parfaite. Ceci peut être expliqué par le fait qu'à ce stade les poutres ne sont même pas fissurées et le composite n'étant pas encore sollicité car les efforts de traction sont repris par les armatures et même par le béton tendu (non encore fissuré). Concernant l'apport du double renforcement seul le mode RA3 a enregistré une réduction des déformations du composite (figure.5.39). Ceci peut être justifié par la contribution du tissu, posé selon la direction des efforts, à reprendre une partie de ceux-là.

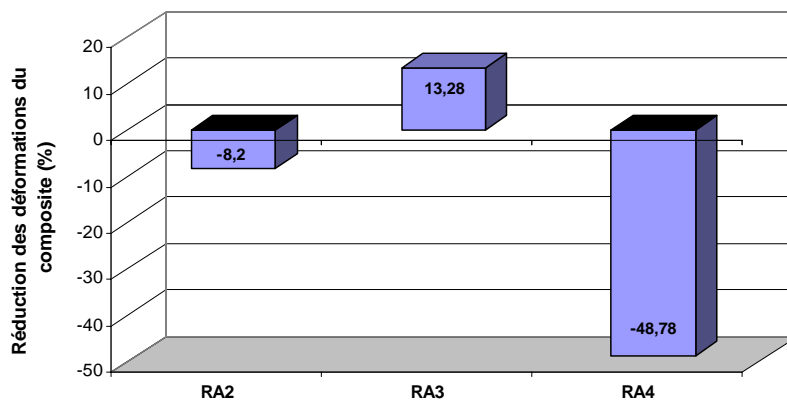






Fig.5.39. Effet du renforcement sur la réduction des déformations du composite.

Tableau.5.2. Récapitulation des résultats apportés par le renforcement sur les déformations

Poutres		PT	RA1	RA2	RA3	RA4
Paramètres		PT	RA1	RA2	RA3	RA4
Type de renforcement		Témoïn				
Déformation du Béton (%)	1 ^{ère} fissure	0.366	0.415	0.420	0.450	0.684
	ELS	0.570	0.622	0.550	0.680	0.987
	ELU	0.825	0.899	0.923	0.785	1.220
	Gain à l'ELU (diminution)	—	8.97	11.88	- 4.85	47.88
Déformation de l'Aciers (%)	1 ^{ère} fissure	0.802	0.517	0.607	0.692	1.255
	ELS	1.238	1.100	1.021	1.039	1.803
	ELU	1.678	1.409	1.529	1.247	2.227
	Gain à l'ELU (diminution)	—	- 16.03	- 8.88	- 25.68	32.72
Déformation du Composite (%)	1 ^{ère} fissure	—	0.524	0.633	0.767	1.035
	ELS	—	1.151	1.049	1.207	1.835
	ELU	—	1.513	1.595	1.312	2.251
	Gain à l'ELU / RA1	—	—	8.20	- 13.28	48.78

V.5 COMPARAISON AVEC LES PREVISIONS THEORIQUES

Les travaux de recherche de Meier (1991, 1992, 1993) ont indiqué que le calcul du comportement des éléments en béton armé renforcés extérieurement avec des plaques de FRP, peut s'effectuer de la même façon que le béton armé conventionnel ou le béton précontraint [17].

V.5.1. Prévisions Théoriques

Cas des Poutres Témoins

La position de l'axe neutre est obtenue pour :

$$N_b + N'_a = N_a \quad \Leftrightarrow \quad 0.8 \times f_{bu} \times b \times \alpha \times d + A'_s \times f_{su} = A_s \times f_{su}.$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{A \times f_{su}}{0.8 \times f_{bu} \times b \times d + A'_s \times f_{su}} = 0.283.$$

Avec : $f_{su} = 348 \text{ MPa}$.

Il vient : $\alpha = 0.283$. La déformation dans les aciers est alors : $\varepsilon_a = \frac{0.003 \cdot (1 - \alpha)}{\alpha} = 7.6 \text{ ‰}$.

- Moment de rupture théorique

$$N_a = A_s \cdot \sigma_a = 4.9 \cdot 4000 = 196 \text{ kN}.$$

$$\begin{aligned} \text{Et } Z &= d \cdot (1 - \alpha/2) = 16 \cdot (1 - 0.283/2) \\ &= 5.74 \text{ cm}. \end{aligned}$$

$$\text{Soit : } M_{rupt} = N_a \cdot Z = 11.25 \text{ kN.m}$$

- Charge de ruine

$$P_{rupt} / 2 = \frac{M_r}{0.45} = 25 \text{ kN}.$$

Donc la charge de rupture par vérin est de **50 kN**.

Cas du mode renforcement RA1 RA2 et RA4

On utilise pour le renforcement une bande de SIKACARBODUR d'épaisseur 1.2 mm et de 80 mm de largeur sur une longueur de 120 cm. Le tissu SIKAWRAP, comme il est indiqué dans la littérature, s'il est posé sur les faces latérales ou sous forme de bandes, il ne contribue pas à la reprise des efforts normaux dus au moment fléchissant, par contre il joue un rôle dans la couture des fissures verticales, ainsi que dans le freinage des fissures dues aux efforts tranchants [12,17 et 24-26]. On a :

$$F_c = A_c \cdot f_{cu}$$

$$A_c = 8 \cdot 0.12 = 0.96 \text{ cm}^2.$$

$$f_{cu} = 1485 \text{ MPa}.$$

$$F_c = 142.56 \text{ kN}.$$

Équation d'équilibre :

$$F_b - F_s - F_c = 0 \quad \text{avec } F_s = A_s \cdot f_{su} = 196 \text{ kN.}$$

$$F_b = F_s + F_c.$$

$$F_b = b \cdot y_u \cdot f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \quad \text{avec : } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$y_u = \frac{F_b}{0.8 \times b \times f_{bu}} \Rightarrow y_u = 17.2 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc: } M_{soll} = \{0.8 \cdot y_u \cdot b \cdot f_{bu} \cdot Z_b\}.$$

$$M_{soll} = 23.3 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Alors } F_{soll} / 2 = 51.8 \text{ kN.}$$

$$\mathbf{F_{soll} = 103.6 \text{ kN.}}$$

Cas du mode renforcement RA3

$$F_c = A_c \cdot f_{cu}$$

$$A_c = (8 + 16) \cdot 0.12 = 2.88 \text{ cm}^2.$$

$$f_{cu} = 1485 \text{ MPa.}$$

$$F_c = 427.7 \text{ kN.}$$

Équation d'équilibre :

$$F_b - F_s - F_c = 0 \quad \text{avec } F_s = A_s \cdot f_{su} = 196 \text{ kN.}$$

$$F_b = F_s + F_c$$

$$F_b = b \cdot y_u \cdot f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \quad \text{avec : } f_{c28} = 27 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$y_u = \frac{F_b}{0.8 \times b \times f_{bu}} \Rightarrow y_u = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc: } M_{soll} = \{0.8 \cdot y_u \cdot b \cdot f_{bu} \cdot Z_b\}.$$

$$M_{soll} = 25.22 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Alors } F_{soll} / 2 = 56.04 \text{ kN.}$$

$$\mathbf{F_{soll} = 112.1 \text{ kN.}}$$

V.5.2. Discussion

En ce qui concerne les poutres témoins les valeurs de l'expérimentation sont élevées par rapport à celles du calcul théorique, en raison de la non prise en compte de certains paramètres qui influent sur la charge de rupture. Pour le mode de renforcement RA1, les résultats expérimentaux et ceux de la théorie se confondent, ceci confirme la règle qui annonce qu'un calcul d'une poutre renforcée en flexion par un matériau composite, ce n'est qu'un simple calcul de béton armé [17, 24-26]. Les modes RA2 et RA4 leurs résultats sont beaucoup plus grands que ceux du mode RA1 en raison du rôle joué par les bandes de tissu qu'on peut l'évaluer pour la simple raison de l'absence d'un modèle de calcul qui quantifié la contribution de tissu dans la prise des efforts tranchants. Arrivant au mode RA3 où on a constaté une charge de rupture moindre à celle obtenue théoriquement, ceci est justifié en raison que le confinement rigidifié la poutre où elle l'a fait perdre sa ductilité et elle ne l'a pas laissée dissiper son énergie absorbée.

V.6 POSITION DE L'AXE NEUTRE

Les diagrammes de variation des déformations (position de l'axe neutre) au niveau de la section centrale de la poutre témoin sont montrés sur la figure 5.40, pour des paliers de chargement différents.

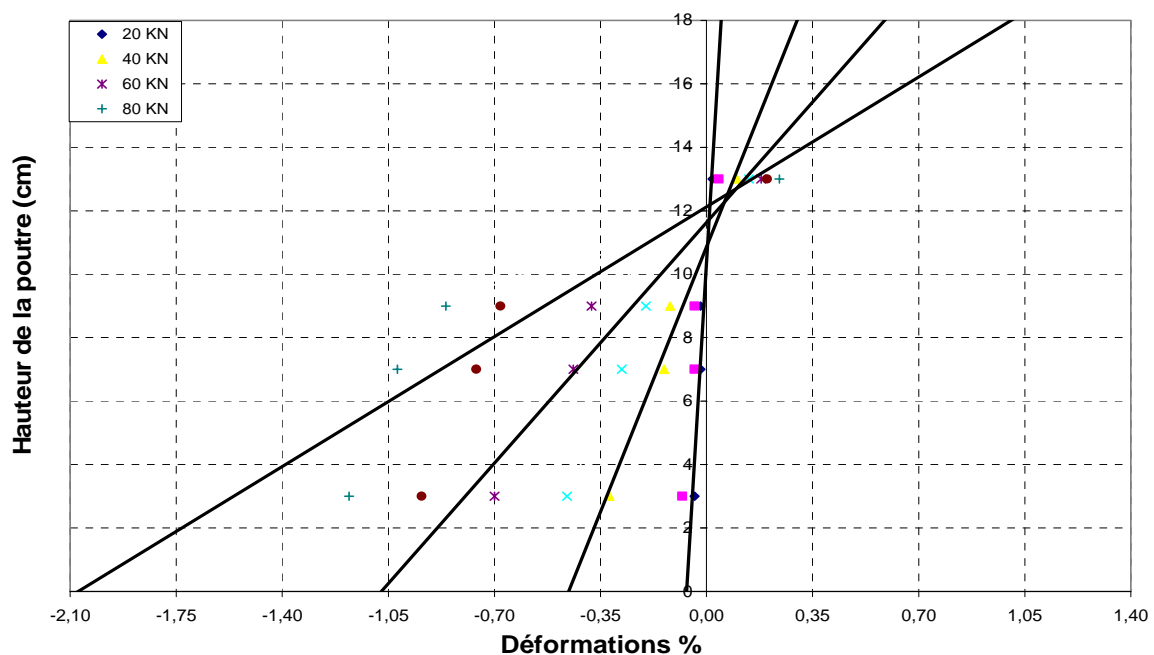


Fig.5.40. Distribution des déformations au niveau de la section médiane de la poutre témoin

L'axe des ordonnées représente la hauteur de la poutre où le zéro est la face tendue de celle-ci, par contre l'axe des abscisses indique les valeurs de la déformation latérale à des endroits différents et à pour des chargements aussi différents. Comme prévu, l'endroit de l'axe neutre déplacé vers le haut à mesure que la charge appliquée était augmenté et en raison de la propagation des fissures dans la partie tendue qui a engendré une dégradation de la rigidité flexionnelle des poutres. Auprès de la charge de rupture de 80 kN, l'axe neutre était à 6 cm à partir du dessus de la poutre, la déformation maximale du béton comprimé était de 1.72‰, celle de la fibre tendue est de 3.26‰.

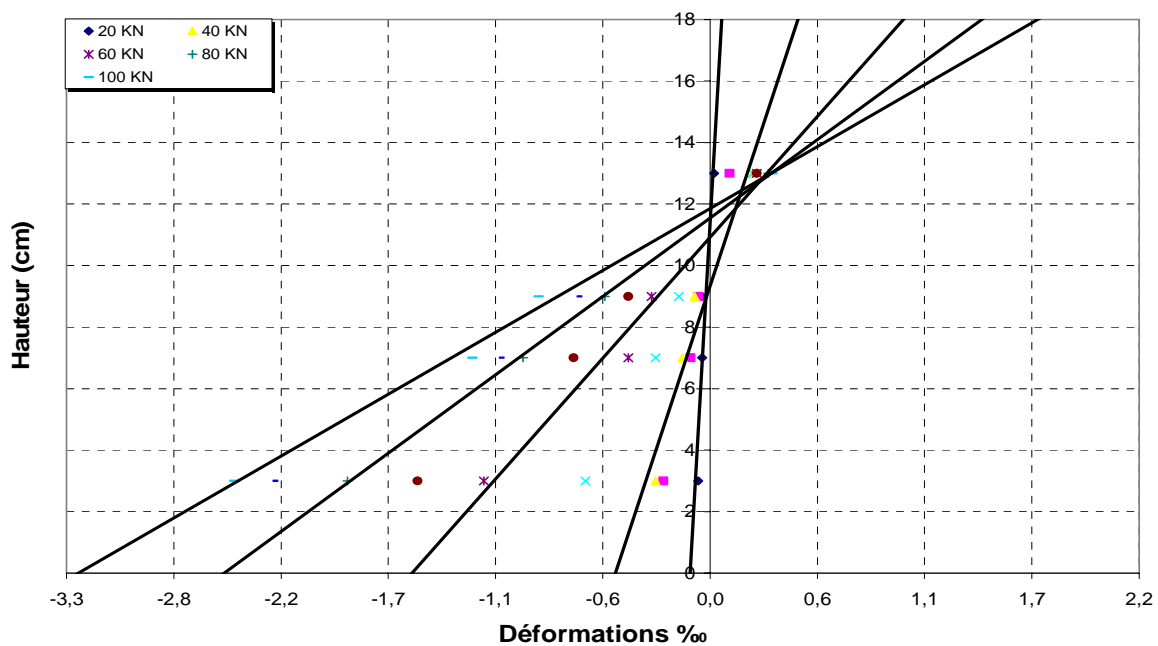


Fig.5.41. Distribution des déformations au niveau de la section médiane de la poutre RA1

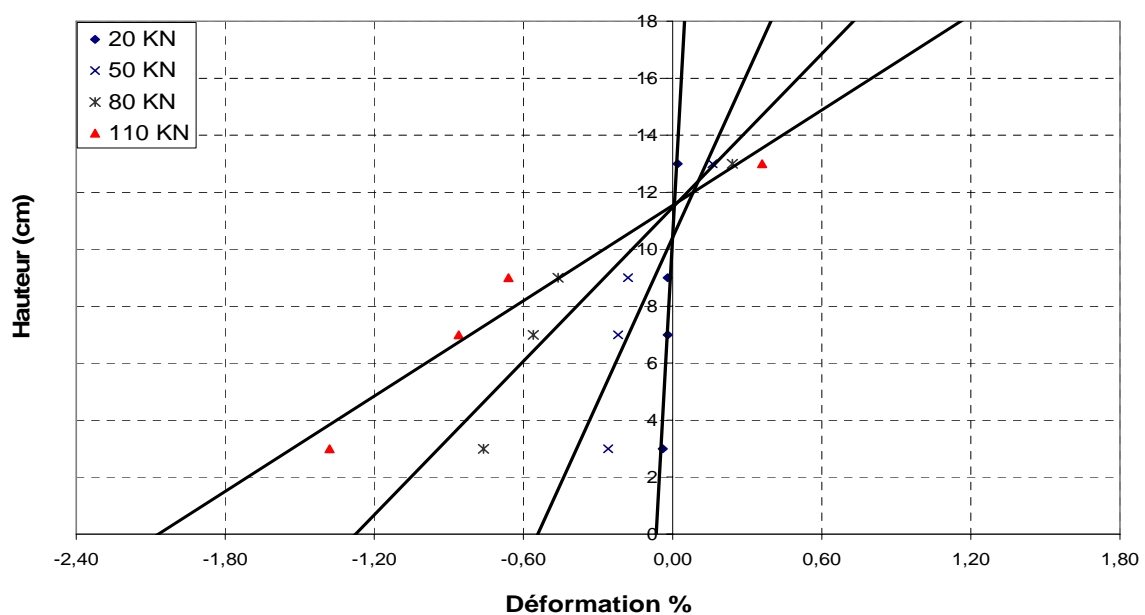


Fig.5.42. Distribution des déformations au niveau de la section médiane de la poutre RA2

La distribution des déformations en fonction de la profondeur des poutres renforcées par matériaux composites selon les différents modes (RA1, RA2, RA3, et RA4) est montrée sur les figures 5.41–5.44. Les constatations concernant la poutre témoin ont été aussi observées pour les poutres renforcées.

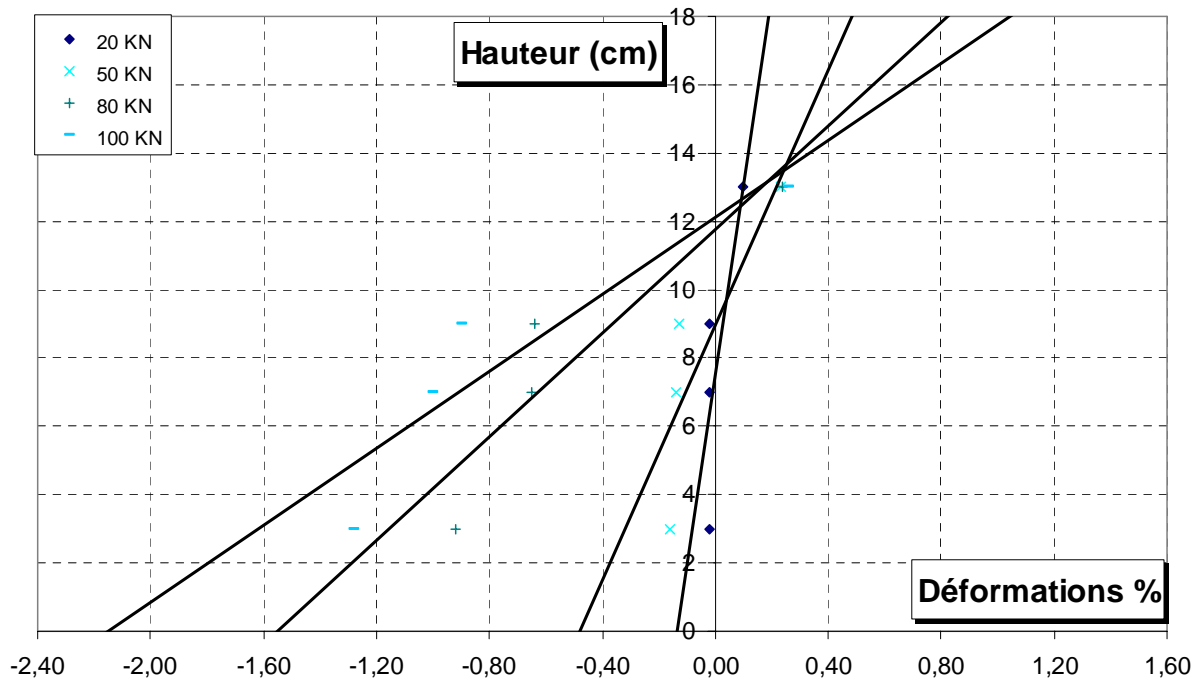


Fig.5.43. Distribution des déformations au niveau de la section médiane de la poutre RA3

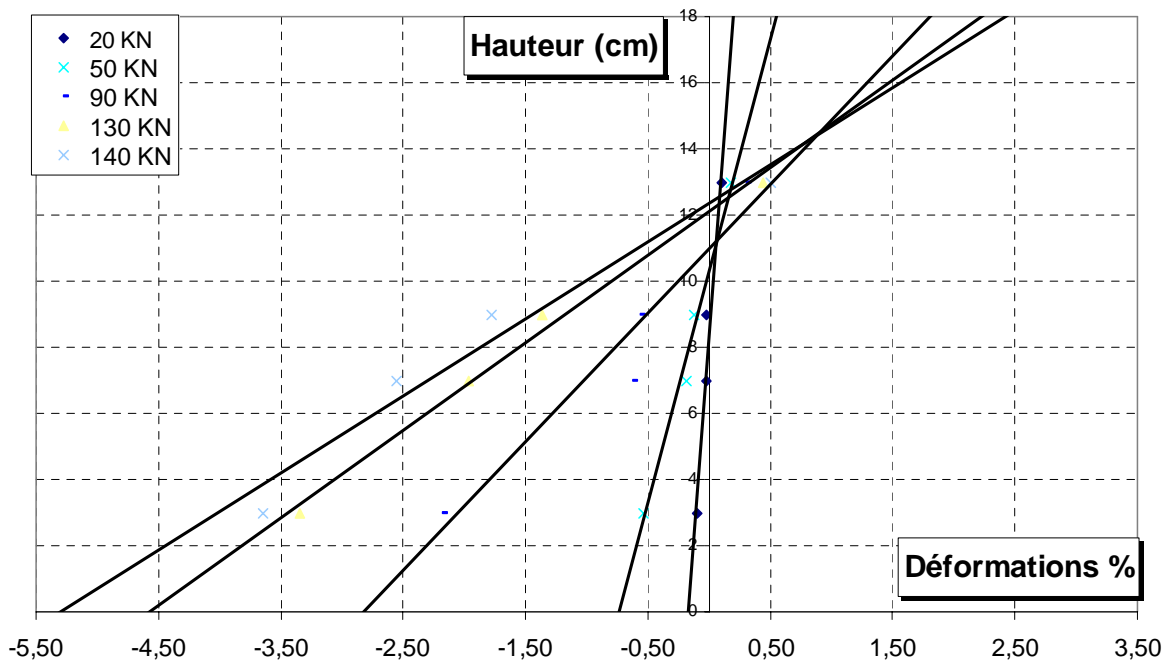


Fig.5.44. Distribution des déformations au niveau de la section médiane de la poutre RA4

V.7 CONCLUSION

L'analyse des résultats expérimentaux nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- La plaque de renforcement longitudinale est destinée à améliorer la résistance de la poutre vis-à-vis de la flexion. Donc elle n'améliore pas beaucoup la résistance de la poutre aux efforts tranchants.
- L'utilisation des lamelles et de tissu de fibres de carbone collés sur la face inférieure d'une poutre permet de la renforcer et de la rigidifier. Des gains de résistance significatifs de 21 à 56 % ont été enregistrés sur les poutres.
- Le renforcement permet également de maintenir une certaine rigidité après la plastification des barres d'acier longitudinales. Cette plastification a été observée sur toutes les poutres testées.
- Les ancrages utilisés sur les poutres RA3 et RA4 ont permis d'éviter tout délaminage des plaques de renforcement à leurs extrémités.
- Les étriers en tissu de fibres de carbone utilisés, en forme de U, ont retardé les fissures diagonales et augmenté la résistance aux efforts tranchants. Pourtant, il demeure difficile d'évaluer la contribution réelle des étriers en composites sur la section.
- L'utilisation des matériaux composites comme renforcement selon les modes utilisés dans notre étude, permet tout de même de réduire les valeurs des flèches à la rupture finale. Le mode de rupture fragile peut constituer un obstacle concernant le mode RA3.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSIONS & RECOMMANDATIONS

1. GENERALITES

L'étude expérimentale avait pour objectif de renforcer des poutres de type béton armé en utilisant divers modes de renforcement par matériaux composites. Des poutres de section rectangulaire ont été fabriquées et testées au sein du Laboratoire Construction et Environnement du département de génie civil de l'ENP, afin d'analyser leurs comportement en flexion quatre points. Une comparaison des résultats expérimentaux à ceux issus du modèle théorique et trouvés par d'autres chercheurs, a été entreprise.

Ce chapitre contient les principales conclusions concernant l'expérimentation. De plus, quelques recommandations sont proposées pour les travaux futurs.

2. CONCLUSIONS

L'étude expérimentale et ses résultats présentés aux chapitres IV et V, ont permis d'analyser le comportement d'une poutre en béton renforcée intérieurement par des armatures conventionnelles en acier et extérieurement par un tissu et/ou une plaque en matériau composite.

Cette étude expérimentale a montré les effets bénéfiques des matériaux composites sur le comportement des poutres renforcées soumises à la flexion. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette étude :

- ➡ D'après les courbes charge-flèche, le comportement des poutres renforcées se décompose en trois domaines : **i)** la poutre est très rigide et élastique jusqu'à la fissuration, **ii)** jusqu'à la plastification, l'acier et le composite se déforment au même rythme, **iii)** après plastification des aciers, le composite reprend toute la tension additionnelle induite par l'augmentation du moment.
- ➡ Le renforcement des poutres isostatiques testées en flexion quatre points a montré :
 - L'accroissement et la nette amélioration de la capacité portante des poutres renforcées (13 % à 56 % selon les cas).
 - Une diminution de la flèche à la rupture allant jusqu'à 140 %.
 - L'apparition des fissures est considérablement retardée.

- La réduction des déformations du béton comprimé n'est pas appréciable. Ces réductions ont été observées uniquement avec le mode de renforcement RA3 (6% par rapport au témoin). Tandis que dans les autres types de renforcement on a enregistré des augmentations de déformations de 9%, 12% et 48% pour RA1, RA2 et RA4 respectivement.
- L'effet du renforcement est bénéfique sur les déformations des aciers pour les modes de renforcement RA1, RA2 et RA3 de 16%, 9% et 26% respectivement. L'importance de la charge de rupture pour le mode RA4 a été la cause de la plastification des aciers au delà de la valeur enregistrée pour les poutres de référence.
- Le renforcement d'une pièce à l'aide d'un tel matériau fragile a pour effet d'en diminuer la ductilité. L'utilisation de ces matériaux doit se faire avec soin et dans des conditions pour lesquelles il est permis de sacrifier la ductilité au profit d'une augmentation de la résistance, sans pour autant diminuer la sécurité. Les valeurs enregistrées pour le rapport $P_{ultime} / P_{fissure}$ pour tous les modes sont faibles comparativement aux poutres de référence. Il en est de même pour l'énergie absorbée.
- L'amélioration de la résistance aux efforts tranchants est possible en ajoutant des étriers en matériaux composites, en forme de U, autour de la section (le cas RA4), qui s'avère une bonne pratique. Cependant, même si les essais montrent sans aucun doute qu'il y a une augmentation de résistance, il demeure difficile d'établir complètement quelle est la contribution des composites proprement dit sur la section. En effet, la sollicitation des étriers externes est grandement tributaire de la distribution des fissures dans le béton et de leur séquence d'apparition.
- La lamelle doit toujours être ancrée sur toute la longueur de la poutre afin d'empêcher le décollement et le glissement, et de permettre une participation totale du renforcement. La configuration d'ancrages du type RA4 a présenté la meilleure performance.
- Une méthode de calcul théorique basée sur les règles du béton armé est proposée. La corrélation entre les résultats du calcul théorique et les résultats de l'étude expérimentale est assez bonne.

3. RECOMMANDATIONS

- D'autres essais devraient être réalisés en variant le pourcentage d'acier longitudinal et le pourcentage de composite, et de réduire ainsi l'espacement entre les étriers surtout au niveau des zones où l'effort tranchant est maximal.
- Elaborer des projets de recherches qui prennent en charge la modélisation théorique et même numérique des éléments structuraux (poutres, poteaux, dalles, etc...), dans le souci de prédire leur comportement.
- Procéder à des études de cas réels sur les renforcements de structures ou éléments de structure pour évaluer leur durabilité en service.

**RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] **H. CHALAYE**, « *Les matériaux composites* », Edition Hermes, 1994.
- [02] **M. REYNE**, « *Technologie des composite* », Edition Hermes, 1995.
- [03] **J. LUYCKY**, "*Composites à fibre de carbone dans le génie civil*", Technique de l'ingénieur, Vol C5, 2000.
- [04] **C. CANCEIL, M. KHEMAKHEM et A. BOULILA**, « *Le renforcement des ouvrages à risques par des lamelles et tissus en fibres de carbone* », Colloque international : les risques en génie civil, ISET de Sfax et AIT, Tunisie, pp 70-80, Mars 2004.
- [05] **A. BOUDJAKDJI et A. LAICHAOUI**, « *Renforcement des poutres en béton armé soumises à la flexion par matériaux composites* », Mémoire de fin d'études, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, Juin 2003.
- [06] **J. PERCHAT**, « *Béton Armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales* », Techniques de l'Ingénieur, Vol C2, 1991.
- [07] **P. HAMELIN**, « *Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites* », Technique de l'ingénieur, Vol AM5, 2000.
- [08] **C.G.S**, *Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages*, Alger – 2^{ème} Semestre 1992.
- [09] **J A. GALGARO et R. LACROIX**, « *Projet de renforcement ou de réparation d'un pont* », Vol C4, Technique de l'ingénieur, 2000.
- [10] **A. FUENTES**, « *Le béton armé après fissuration* », Edition Eyrolles, 1987.
- [11] **M. ABDESSEMED**, « *Comportement des poutres isostatiques en béton armé renforcées par tissu et lamelle de fibre de carbone* », Mémoire de magister, Université de Blida, 2003.
- [12] **T. CHICOINE**, « *Analyse et conception d'ancrages sur les poutres renforcées en flexion à l'aide de matériaux composites* », Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, Université de Sherbrooke, 1997.
- [13] **M. BENMILOUD, M. BOUHICHA et M.F. LAKHDARI**, « *Application de la mécanique de la rupture sur le comportement des poutres renforcées par collage des plaques d'aciers* », Université de Laghouat.

- [14] **J-M. BERTHELOT**, « *Matériaux composites : Comportement mécanique et analyse des structures* », Edition Masson, 1992.
- [15] **M. CHATAIN**, « *Matériaux composites présentation générale* », Techniques de l'ingénieur, Vol AM5, 2000.
- [16] **M. ASSARAR, A. ELMAHI, M.K. FAROOQ et J-M. BERTHELOT**, « *Comportement en flexion des poutres en matériaux sandwichs* », Mécanique et Industries, V 6, pp 589-593, 2006.
- [17] **P. DUQUETTE**, « *Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de plaques en matériaux composites réalisées in-situ* », Mémoire de maître ès sciences, Université Laval, 1998.
- [18] **J. BLEVOT et J. PERCHAT**, « *Comportement expérimental des éléments en béton armé soumis à différents modes de sollicitations* », Technique de l'ingénieur, Vol C2, 2000.
- [19] **FREYSSINET INTERNATIONAL**, *Fiche technique, référence FTF 0021*, « *Renforcement structurel avec du TFC* », 2001.
- [20] **CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES-SIKA**, « *SIKACARBODUR- SIKAWRAP –CCT n°37* », enquête technique SOCOTEC n° HX 0823, Février 2006.
- [21] **COMPODEX C12**, *Guide de dimensionnement des renforts composites pour béton armé* », pp 2-22, Février 2001.
- [22] **C. DJELAL, E. DAVID, F. BUYLE-BODIN et Y. GICQUEL**, « *Renforcement des poutres en béton armé à l'aide de lamelle composites* », Annales du bâtiment et des travaux publics, pp 39-47, Février 1998.
- [23] **O. CHAALLAL, M-J. NOLLET et D. PERRATON**, « *Renforcement au cisaillement de poutres en béton armé par des lamelles composites collées à l'aide de résine époxy* », Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, N° 212, pp 87-93, 1997.
- [24] **V.S. RUIZ**, « *Renforcement d'éléments structuraux en béton armé à l'aide de matériaux composites : analyse fine de la zone d'encrage* », XXI^{èmes} rencontres universitaires de génie civil, Université Blaise Pascal, 2003.
- [25] **A. APRILE et A. BENEDETTI**, « *Coupled flexural-shear design of RC beams strengthened with FRP* », Composites, part B 35, pp 1-25, 2004.
- [26] **H.A. RASHEED, S. PERVAIZ**, « *Closed form equations for FRP flexural strengthening design of RC beams* », Composites, part B 34, pp 539-550, 2003.