

**UNIVERSITE DE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté des Sciences de l'Ingénieur**

Département de Génie Civil

# **MEMOIRE DE MAGISTER**

Spécialité : Construction

## **ÉVALUATION NUMÉRIQUE DU RENFORCEMENT DES NŒUDS DES STRUCTURES A PORTIQUE PAR LES MATÉRIAUX COMPOSITES**

Par

**ABADOU Yacine**

Devant le jury composé de :

A. BRAHMA	Professeur, U. de Blida	Président
A. BALI	Professeur, ENP, Alger	Examineur
S. KENAI	Professeur, U. de Blida	Examineur
M. ABED	Professeur, U. de Blida	Rapporteur

Blida 2008

## RÉSUMÉ

Cette étude concerne l'évaluation numérique relative à l'application des matériaux composites aux noeuds Poteau-poutre pour augmenter leur capacité de résistance à des forces latérales. Trois modèles de noeuds Poteau-poutre ont été examinés en utilisant des matériaux composites du type tissu de fibre unidirectionnel et des bandes d'ancrage, de diverses épaisseurs.

Les tissus et les bandes d'ancrage considérés ont été fabriqués à partir des matrices et des fibres telles que celles du carbone, et du verre.

Un modèle de noeud Poteau-poutre sans renforcement a été employé comme spécimen de contrôle pour la comparaison. Les autres modèles de noeuds sont renforcés par des matériaux composites aux faces de Poteau-poutre avec et sans bandes.

Les bandes d'ancrage ont été appliquées pour empêcher le décollement du tissu. Les résultats d'analyse d'éléments finis indiquent que le choix des matériaux composites, l'arrangement du tissu, de la bande d'ancrage et l'épaisseur ont amélioré d'une manière significative la performance du noeud structural.

Mots-clés : matériaux composites, simulation numérique, renforcement, analyse non linéaire, éléments finis.

## **Abstract**

This investigation involves parametric studies of the application of composite fiber reinforced polymer (CFRP) composites laminates to exterior joint beam-column to increase the capacity of resistance to lateral forces.

Three joint beam-column models were examined using various fiber composite laminates and wraps, and various thicknesses. Composites laminates and wraps considered were made of fibers such as E-glass, and carbon.

One joint beam-column model without FRP reinforcement was used as a control specimen for comparison. The other two joint beam-column models studied included bonded to the faces with and without wraps. The wraps were provided to prevent the peeling of the laminates. The finite element analysis results indicated that the choice of the fiber composite materials, the laminate and wraps arrangement and thickness affected the enhancement of the structural joint performance significantly.

Keywords: composite materials, reinforcement, numerical simulation, nonlinear analysis, finite element

## **REMERCIEMENTS**

Ce travail a été réalisé sous la direction de Monsieur le Professeur M<sup>ed</sup> ABED, qu'il me soit permis ici de lui exprimer ma profonde gratitude pour toute l'aide et les conseils judicieux qu'il m'a prodigués tout au long de ce travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements pour tous les enseignants du département de génie civil, spécialement à ceux qui ont contribué à ma formation.

Je remercie également les membres de jury (le Professeur A. BALI, le Professeur S. KENAI et le Professeur A. BRAHMA) qui ont eu la gentillesse d'assister à la soutenance et pour l'honneur qu'ils m'ont accordé d'avoir accepté l'évaluation de ce mémoire.

Je remercie tous les membres de ma famille pour leurs encouragements tout au long de mes études.

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

## **LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX**

Figure 1.1 Mécanisme de fonctionnement d'un nœud de rive	16
Figure 1.2 Mécanisme de fonctionnement d'un nœud central	17
Figure 1.3 Bielle de compression développée au nœud poutre poteau	18
Figure 1.4: formation de rotule en tête de poteau	19
Figure 1.5: éclatement des armatures transversales	19
Figure 1.6 : Absence d'armature transversale au nœud .Effondrement dû à cette absence au nœud et dans la zone critique du poteau	20
Figure 1.7 : Traces de papiers au droit du talon de 5cm	21
Figure 1.8 : Traces de papiers au droit du talon de 5cm	21
Figure 1.9 : Poutres endommagées (choc véhicules)	28
Figure 1.10 : Poutres traitées par mortier de réparation et renforcées par lamelles de fibres de carbone	28
Figure 1.11 : Renforcement par lamelle en fibres de carbone d'une poutre endommagée par le séisme du 21 mai 2003	29
Figure 1.12 : Pose de tissu en fibres de carbone sur la même poutre	29
Figure 1.13 : Aspect final de la poutre renforcée	29
Figure 1.14 : Renforcement des poteaux cisailé par procédé TFC	30
Figure 1.15 : Vue générale de l'ouvrage	30
Figure 1.16 : Modes de rupture des poutres renforcées par matériaux composites	31
Figure 1.17 : Renforcement type en flexion	33
Figure 1.18 : Renforcement type en cisaillement	36
Figure 1.19 : Schéma statique de chargement	38

Figure 1.20 : Différents mode de renforcement	38
Figure 1.21 : Comparaison des courbes force-flèche à mi-travée	39
Figure 1.22 : méthode d'ancrage	40
Figure 1.23: (a) Avant l'épreuve et (b) immédiatement après l'épreuve	41
Figure 2.1 Disposition des différents matériaux dans une section carrée	45
Figure 2.2 Diagramme contrainte – déformation de l'acier écroui	46
Figure 2.3 Diagramme contrainte – déformation des aciers	47
Figure 2.4 Courbe « Parabole - Rectangle » pour un béton de résistance 45N/mm <sup>2</sup>	48
Figure 2.5 Diagramme - pour le béton comprimé	50
Figure 2.6 Courbe «Parabole- Rectangle» pour un béton fretté / non fretté	51
Figure 2.7 Tissu de fibre unidirectionnel	52
Figure 2.8 Diagramme contrainte-déformation du matériau composite dans la direction des fibres	53
Figure 3.1 Solid65–3D béton armé	55
Figure 3.2 Link 8–3D spar acier	56
Figure 3.3 Solid46–3D matériau composite	56
Figure 3.4 Diagramme contrainte-déformation du béton	57
Figure 3.5 Diagramme contrainte-déformation du béton simplifié	58
Figure 3.6 Diagramme contrainte-déformation des aciers	60
Figure 3.7 Connectivité des éléments: (a) élément solide65 (béton) et éléments link8 (acier); (b) élément solide65 (béton) et les couches du matériau composite éléments solide46	61
Figure 3.8 Connectivité des éléments: élément solide65 (béton) et link8 (acier)	62
Figure 3.9 Connectivité des éléments: élément solide 65 (béton) et éléments solide 46	62
Figure 3.10 Dégradation des zones critiques des poteaux	64

Figure 3.11	Formation des rotules plastiques	66
Figure 3.12	Équilibre des moments autour du nœud	66
Figure 3.13	Les dimensions typiques du nœud avant le renforcement (NM1)	68
Figure 3.14	Les dimensions typiques du nœud avant le renforcement (NM2)	69
Figure 3.15	Configuration de renforcement des nœuds	71
Figure 3.16	Configuration de renforcement des nœuds avec double bande	72
Figure 4.1	Configuration de renforcement des nœuds par collage de tissu en fibres de (carbone/verre)	74
Figure 4.2	Configuration de renforcement des nœuds par collage de tissu en fibres de (carbone/verre) et double bande d'ancrage	74
Figure 4.3	Configuration de renforcement des nœuds par collage de tissu multicouches en fibres de carbone.	74
Figure 4.4	Densité du maillage	75
Figure 4.5	Résultats d'étude de convergence (déplacement)	76
Figure 4.6	Résultats d'étude de convergence (contrainte de compression du béton)	76
Figure 4.7	Solution par d'itération de Newton-Raphson (2 load incréments)	78
Figure 4.8	Comportement du nœud en béton armé	78
Figure 4.9	Variation de la déformation en fonction de la charge	81
Figure 4.10	Comportement global du nœud de référence et des nœuds renforcés par collage des tissus en forme de (L) (F=30Kn)	82
Figure 4.11	Comportement global du nœud de référence et des nœuds renforcés par collage des bandes et tissu en forme de (L) (F=40Kn)	83
Figure 4.12	Comportement global du nœud de référence et des nœuds renforcés par collage des multicouches de tissu en fibres de carbone	84
Figure 4.13	Contrainte de Von Mises sur le contour de composite (fibre de verre)	90

Figure 4.14	Contrainte de Von Mises sur le contour de composite (fibre de carbone)	90
Figure 4.15	Distribution des contraintes Von Mises dans la bande du matériau a base de fibre en verre	91
Figure 4.16	Distribution des contraintes Von Mises dans la bande du matériau a base de fibre en carbone	92
Figure 4.17	Distribution des contraintes Von Mises dans le modèle tissu en fibre de carbone/bande de fibre en verre	92
Tableau 3.1	Propriétés du béton utilisées dans la modélisation	59
Tableau 3.2	Propriétés des matériaux composite	61
Tableau 3.3	Dimensions et ferrailages des nœuds	67
Tableau 4.1	Nombre des éléments dans chaque modèle	77
Tableau 4.2	les déplacements ultimes	85
Tableau 4.3	Les résultats numériques du nœuds renforcé	87
Tableau 4.4	Les résultats numériques du nœuds renforcé (double épaisseur)	93



## LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

- $\rho_s$  : Pourcentage d'acier dans la section du béton
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier
- $f_y$  : La limite élastique de l'acier
- $f_c$  : Résistance du béton
- $\varepsilon_c$  : Déformation
- $\varepsilon_{c2}$  : Déformation atteinte pour la contrainte maximale
- $\rho_s$  : Rapport du volume de frettes à celui du béton non fretté.
- $b$  : Plus petite largeur du béton fretté.
- $s$  : Espacement des frettes.
- $\nu_{yx}$  : coefficient de Poisson mineur
- $E_x$  : module d'élasticité dans la direction x (direction de fibre)
- $E_y$  : module d'élasticité dans la direction y
- $\nu_{xy}$  : coefficient de Poisson major.
- $f'_c$  : Résistance à la compression simple finale
- $\nu$  : Le coefficient de Poisson.
- $\beta_\tau$  : Coefficient de transmission de l'effort tranchant.
- $G_{xy}$ : Module de cisaillement du composé de FRP dans le plan (xy).
- $G_{yz}$ : Module de cisaillement du composé de FRP dans le plan (yz).
- $G_{xz}$ : Module de cisaillement du composé de FRP dans le plan (xz).
- $d$  : la longueur utile
- $l_c$  : la distance au point d'inflexion du diagramme de moment.
- $M_w$  et  $M_e$  : les moments résistants ultimes mobilisables dans les extrémités des poutres.

# Table des matières

RESUME

REMERCIEMENTS

TABLE DES MATIERS

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

INTRODUCTION.....	13
1. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE.....	15
1.1 Généralité.....	15
1.2 Nœuds poteau – poutre.....	15
1.3 Les nœuds et leurs sollicitations.....	15
1.4 Les raisons principales du cisaillement des nœuds.....	19
1.4.1 Conception poutre forte - poteau faible.....	19
1.4.2 Eclatement et absence des armatures transversales.....	19
1.4.3 Conception d'armatures longitudinale.....	20
1.4.4 Mise en œuvre et qualité d'exécution.....	21
1.5 Les matériaux composites.....	21
1.6 Utilisations industrielles des composites à base de fibres de carbone dans le génie civil .....	23
1.7 Renforcement des structures en béton armé.....	30
1.7.1 Modes de rupture.....	31
1.7.2 Renforcement en flexion.....	32
1.7.3 Renforcement en cisaillement.....	36
1.7.4 Méthode d'ancrage.....	37
1.7.5. Résistance au feu.....	41
1.8 Conclusion.....	41
1.9 Historique.....	41
2. MODÈLE DE LOIS DE COMPORTEMENTS.....	45
2.1 Introduction.....	45
2.2 Lois simulant le matériau acier.....	46
2.3 Lois simulant le matériau béton en compression.....	47

2.3.1 Introduction.....	47
2.3.2 Pseudo lois de comportement pour la vérification des sections transversales.....	48
2.3.2.1 Loi de comportement « Parabole - Rectangle » .....	48
2.3.2.2 Loi de comportement « Parabole - Rectangle ».....	49
2.3.3 Lois de comportement du béton comprimé non fretté pour l'analyse structurale .....	49
2.3.4 Lois de comportement du béton comprimé fretté pour l'analyse structurale.....	50
2.4 Lois de comportement du matériau composite.....	51
3. MODÈLE POUR LA SIMULATION NUMÉRIQUE DES NŒUDS.....	55
3.1 Les types d'éléments.....	55
3.1.1 Béton armé.....	55
3.1.2 Les aciers.....	55
3.1.3 Matériau composite.....	56
3.2 Propriétés des matériaux.....	57
3.2.1 Béton.....	57
3.2.1.1 Données d'entrée de MEF.....	58
3.3 Acier.....	60
3.4 Matériau composite.....	60
3.5 Connectivité des éléments.....	61
3.6 Géométrie.....	63
3.7 Les différentes dispositions du matériau composite.....	70
4. PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS.....	73
4.1 Introduction.....	73
4.2 Moyens de calcul.....	73
4.3 Discrétisation d'éléments finis.....	75
4.3.1 Maillage.....	75
4.3.2 Densité du maillage.....	76
4.4 Solution Non-linéaire.....	77
4.5 Progression de la charge et définition de la rupture du modèle d'éléments finis.....	79
4.6 Représentation graphique des résultats obtenus par ANSYS.....	81
4.6.1 Variation de la déformation en fonction de la Charge.....	81
4.6.2 Courbe charge- déplacement.....	82
4.6.3 Comportement du nœud en béton armé renforcé par collage des bandes et tissu en forme de (L).....	83

4.6.4 Comportement du nœud en béton armé renforcé par collage de multicouches de tissu en fibres de carbone.....	84
4.7 Conclusion.....	73
4.8 Résultats des analyses d'éléments finis.....	86
4.8.1 Distribution des contraintes sur le contour des tissus.....	88
CONCLUSION.....	94
REFERENCE.....	95

## INTRODUCTION

Lors des différents séismes qu'a connus l'Algérie, il devient évident que les structures qui ont le plus souffert sont celles à portique. Les dommages se situent plus particulièrement au niveau des nœuds.

L'insuffisance des armatures transversales, et la conception de faible poteau / forte poutre, sont les raisons principales du cisaillement des nœuds observés pendant les séismes récents. Les normes et techniques qui ont été utilisées dans leur conception ont généralement été modifiées ou améliorées depuis la date de leur construction. Ainsi, certains éléments structuraux en service ne satisfont plus aux exigences normales de performance en matière de réponse aux charges.

Les séismes récents, tel que celui de l'année 2003, prouvent que les ruptures fragiles de cisaillement dans les nœuds ont pu causer l'effondrement de beaucoup de structures. Par conséquent, il ne faut donc plus se limiter à la réhabilitation, mais il faut aussi penser au renforcement de ces structures, afin d'empêcher une rupture fragile de cisaillement. Il y a lieu de décaler la rupture vers un mécanisme d'articulation de flexion de la poutre, qui est un type de comportement plus malléable.

Le renforcement des structures en béton armé représente un moyen avantageux de prolongement de leur durée de vie. En effet, il est souvent beaucoup moins onéreux de renforcer certains éléments structuraux que d'effectuer une reconstruction complète de l'ouvrage. Plusieurs techniques de renforcement sont disponibles, nous citons celles qui consistent au renforcement externe au moyen des matériaux composites.

Les matériaux composites présentent de nombreux avantages quant à leur utilisation, puisqu'ils offrent un rapport résistance-poids très élevé et ne se corrodent pas. Ainsi, ils peuvent à la fois servir au renforcement en flexion et en cisaillement de poutres en béton armé, qu'au confinement des colonnes de structures endommagées.

Le présent travail se propose d'étudier et d'analyser le comportement du nœud poteau-poutre avant et après le renforcement, de comparer la capacité de résistance à des forces latérales sismiques. Ensuite, il s'agira d'appliquer des matériaux composites, sur le nœud le plus vulnérable afin d'atteindre la capacité prescrite par le nouveau règlement. A cet effet, la méthode des éléments finis sera utilisée, avec le logiciel **ANSYS** (version 10) qui permet de prendre en compte le comportement non linéaire des différents matériaux.

Pour atteindre ce but, la démarche s'est articulée autour de quatre chapitres distincts, le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les sollicitations des nœuds, modes de ruptures et les méthodes de renforcement. Le second chapitre présente une synthèse sur la loi de comportement de différents matériaux. Nous présentons dans le troisième chapitre le modèle pour la simulation numérique des nœuds et les différentes configurations de renforcement des modèles étudiés, basés sur le logiciel **ANSYS** pour simuler le comportement non linéaire des nœuds en béton armé renforcée par matériaux composites soumise à des forces latérales sismiques jusqu'à la rupture. L'analyse et discussion des résultats numériques obtenus sont traitées dans le quatrième chapitre. Nous terminerons notre mémoire par une conclusion générale et quelques recommandations pour futurs travaux.

## **CHAPITRE 1**

### **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE**

#### 1.1 Généralité

L'étude du comportement pathologique des ouvrages d'art et des bâtiments en béton armé, met en évidence des phénomènes de dégradation des matériaux (vieillessement, corrosion...), des erreurs de conception ou de mise en œuvre et des désordres induits par des sollicitations à caractère accidentel (choc, séismes). Vis-à-vis des différentes causes de désordre, le renforcement et/ou réparation externe des ouvrages en béton armé par collage de composites semble une alternative possible pour améliorer la rigidité et augmenter la résistance des constructions existantes.

#### 1.2 Nœuds poteau – poutre

Les nœuds entre poutres et colonnes sont des zones d'une structure où il convient d'éviter tout endommagement, pour les raisons suivantes :

- Si les nœuds sont endommagés, la quantité d'énergie qui peut être dissipée par l'ossature devient extrêmement réduite et on se trouve rapidement en condition d'écroulement de la structure.
- Une intervention après séisme pour réparer des nœuds endommagés présente beaucoup de difficultés [1].

#### 1.3 Les nœuds et leurs sollicitations

Habituellement, on se préoccupe plus des éléments qui sont disposés autour des nœuds (poutres-poteaux) que des nœuds eux-mêmes. La concentration des efforts au droit des nœuds et leur capacité à assurer une bonne transmission des efforts conditionnent bien le comportement des structures [1].

En effet, l'expérience montre que les nœuds sont les parties de l'ossature les plus vulnérables en cas de séisme; l'on note que:

- La fissuration du béton du nœud et l'atteinte de la limite élastique des aciers pourraient entamer la capacité de transfert de la charge verticale ;
- L'endommagement du nœud peut diminuer la capacité de dissipation de l'énergie du portique ;
- le confortement d'un nœud est techniquement difficile, et d'une efficacité douteuse.

Les structures doivent posséder une large capacité de dissipation d'énergie. L'intégrité des nœuds est un maillon essentiel dont le fonctionnement exige des vérifications spécifiques :

- Le nœud doit posséder des résistances aux efforts alternés équivalents aux éléments concurrents;
- La résistance des nœuds doit contrôler la résistance de l'ossature, c'est-à-dire permettre à chaque élément de l'assemblage (poutres et poteaux) de développer les sollicitations pour lesquelles ils ont été calculés.
- la conception du nœud doit être telle que l'on puisse effectivement procéder à sa réalisation : il faut pouvoir mettre en place les armatures et couler le béton.

La transmission des efforts à travers le nœud de rive est détaillée sur la figure (1.1) :

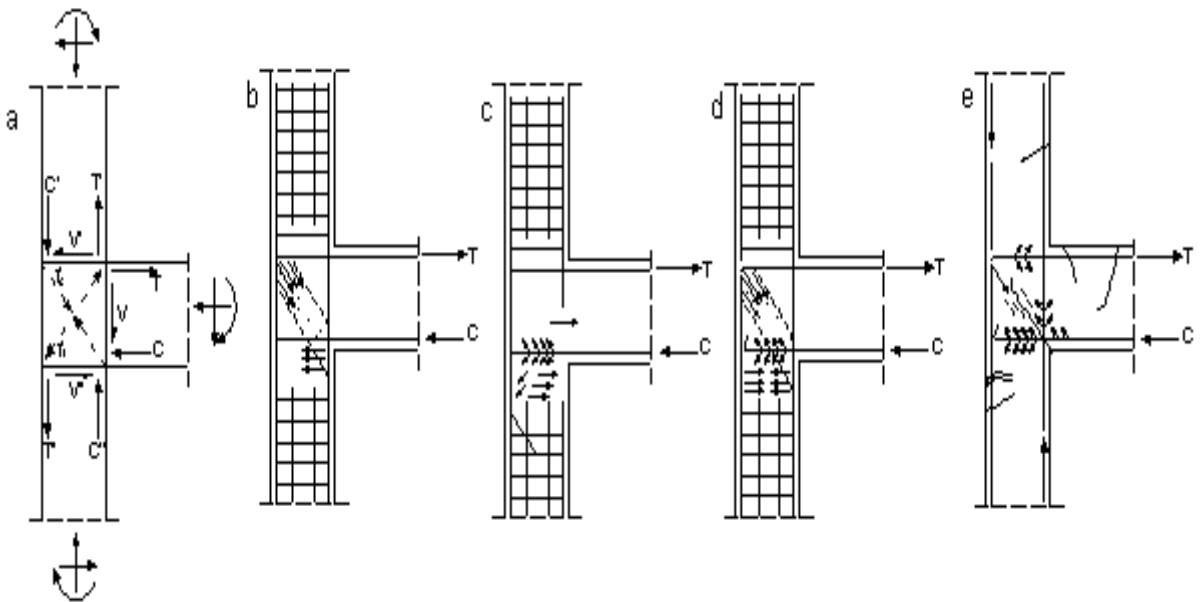


Figure 1.1. : Mécanisme de fonctionnement d'un nœud de rive [1].



- L'effort de traction  $T$  à la partie supérieure Figure (1.1) (b), à cause de l'enclavement par courbure de la barre, produit des bielles de compression dans le nœud et sollicite les armatures transversales situées dans le poteau, sous la poutre.
- L'effort de compression  $C$  à la partie inférieure Figure (1.1) (c) est transmis par les bielles formées par l'appui de la barre sur béton
- Les efforts générés par la traction  $T$  et la compression  $C$  s'équilibrent au droit et en dessous du nœud Figure (1.1) (d)
- La destruction du nœud et des zones proches, survient en cas d'insuffisance des dispositions constructives Figure (1.1) (e).

La transmission des efforts à travers le nœud central est détaillée sur la figure (1.2) :

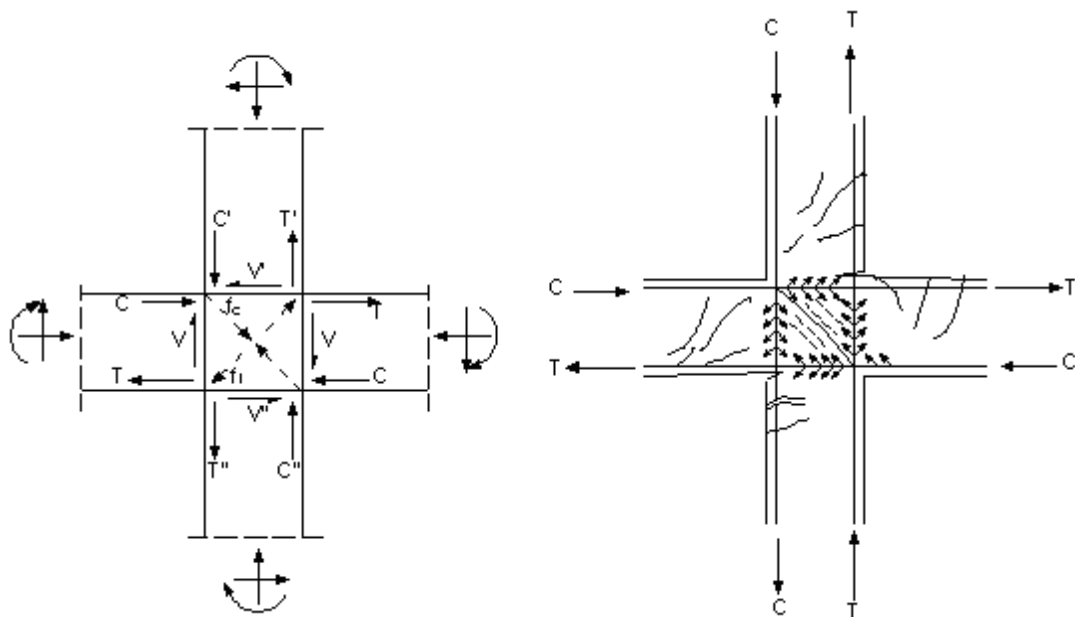


Figure 1.2 : Mécanisme de fonctionnement d'un nœud central [1].

- Les efforts de traction  $T$  et de compression  $C$  produisent des bielles de compression et de traction dans le nœud Figure (1.2) (a) ;
- La ruine du nœud et des zones adjacentes peut intervenir en cas d'insuffisance des dispositions constructives Figure (1.2) (b)

Le transfert des forces de cisaillement à travers le cœur du nœud implique un mécanisme de bielles diagonales comprimées et d'armatures tendues. La compression des bielles est équilibrée en partie par les armatures longitudinales des poutres et poteaux. Des armatures au cœur du nœud sont aussi nécessaires pour empêcher l'ouverture de fissures

parallèles à ces bielles, car sous l'alternance du mouvement sismique, un ensemble de fissures entrecroisées se formerait, qui conduirait à la désagrégation du nœud [46].

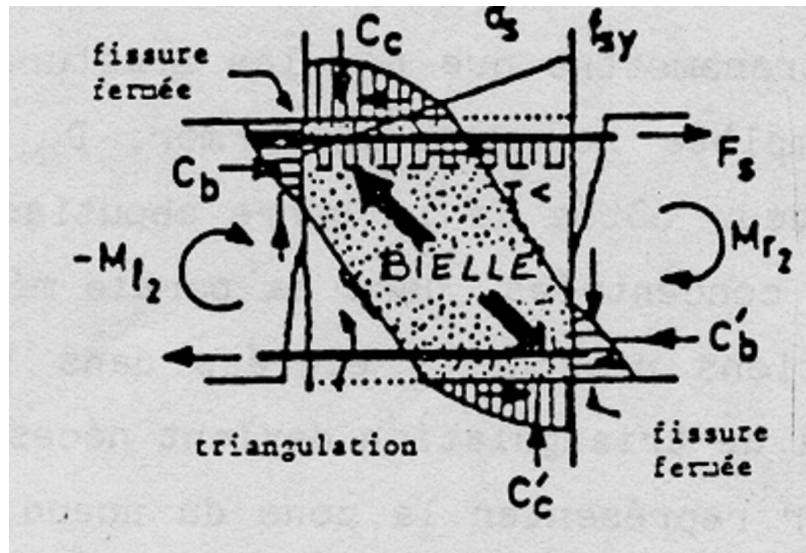


Figure 1.3 Bielle de compression développée au nœud poteau poteau [46].

#### 1.4 Les raisons principales du cisaillement des nœuds

##### 1.4 .1 Conception poteau forte - poteau faible

Dans les ossatures a contreventement poteaux – poutres, ce sont les nœuds qui en premier lieu, auront la mission de résister sous l'action de la force horizontale. Donc tout dépendra de la conception de l'assemblage du nœud. Evidemment si les nœuds sont faibles et mal réalisés; ils constitueront ainsi un maillon faible.

Les règlements parasismiques accordent une importante capitale à la conception et à la réalisation des nœuds. Et admettent éventuellement des dommages structuraux dans des éléments tels que les poutres mais surtout pas au niveau des poteaux.

Évidemment dans plusieurs cas, la grande hauteur de la poutre est nécessaire pour traverser la grande distance sans poteaux intermédiaires. Dans le cas lorsqu'on réalise une poutre forte et poteaux faibles, les désordres commencent par la dégradation des nœuds (zone de concentration des contraintes), il y a formation de rotule dans les poteaux lors du séisme. Ce système instable favorise l'effondrement. Au contraire dans le cas où on réalise une poutre faible et poteau fort, il y a formation de rotule dans les poutres. On peut voir sur

la figure ci-dessus la rupture en tête et du poteau sous l'action sismique. Ainsi ces rotules aux deux extrémités du poteau en ont fait un élément articulé au deux bouts. Est donc instable [46].



Figure 1.4: formation de rotule en tête de poteau [47].

#### 1.4.2 Eclatement et absence des armatures transversales

L'éclatement des armatures transversales dans la zone critique du poteau de la figure 1.5, ayant entraîné le flambement des barres longitudinales et la dislocation du béton qui n'était plus confiné.



Figure 1.5: éclatement des armatures transversales [47].

Le rôle des armatures transversales est fondamental dans la détermination de la ductilité de l'ossature. Les bonnes ou mauvaises conception et mise en œuvre des cadres d'armatures transversales vont conditionner le type de rupture de l'élément s'il est déformé au point d'avoir des dommages. Chaque cadre doit alors pouvoir résister à l'éclatement lors du gonflement du béton en compression. Pour ce faire, il doit être constitué d'une seule barre dont les extrémités doivent se croiser autour d'une barre longitudinale d'angle et être correctement ancrées dans le volume de béton. Le rapprochement des cadres dans les zones critiques réduit les efforts sur chaque cadre et permet de contenir plus efficacement les barres longitudinales et éviter leur flambement. Ainsi l'ancrage correct des extrémités de la barre qui constitue chaque cadre réduit le risque d'arrachement [46].

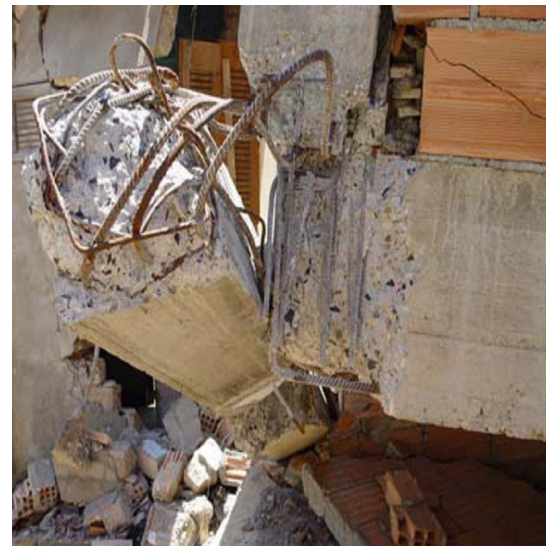


Figure 1.6 : Absence d'armature transversale au nœud .Effondrement dû à cette absence au nœud et dans la zone critique du poteau [47].

#### 1.4.3 Conception d'armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poteaux et des poutres doivent pouvoir résister sans rompre aux sollicitations en traction et en compression qui peuvent survenir lors des différentes déformations possibles de la structure.

La résistance mécanique des armatures longitudinales doit être effective des fondations jusqu'à la toiture. Elles doivent constituer un réseau continu. Elles doivent en outre

pouvoir se déformer avec le poteau ou la poutre sans que la perte d'adhérence béton - aciers soit trop rapide la figure 11 explique bien se sens [46].

#### 1.4.4 Mise en œuvre et qualité d'exécution

Le béton armé peut présenter certains défauts qui restent cachés tant qu'il ne reçoit que les charges permanentes. Dès qu'il est secoué par un séisme, tous ces défauts sont causes de dégradations accélérées qui peut se propage parfois jusqu'à la ruine. Il est indispensable alors de respecter les dispositions qui permettent d'obtenir un endommagement progressif sans perte de résistance significative, plutôt que la rupture brutale. En effet la résistance seule ne peut expliquer la tenue des ouvrages. Ainsi la ductilité des matériaux (aptitude des matériaux ou des structures à se déformer de façon irréversible sans arriver à la dislocation) permet d'éviter l'effondrement de l'ouvrage. En fait les déformations importantes des matériaux dans le domaine inélastique limitent les forces et contraintes s'exerçant sur la structure mais en contre partie les déformations et déplacements sont très importants [46].



Figure 1.7 : Traces de papiers au droit du talon de 5cm [47].



Figure 1.8 : Traces de papiers au droit du talon de 5cm [47].

#### 1.5 Les matériaux composites

Depuis plus de vingt-cinq ans, les ingénieurs utilisent divers moyens pour renforcer les poutres et poteaux en béton armé. En effet, il est possible d'améliorer la capacité des poutres en utilisant des techniques telles que le béton projeté, et les plaques d'acier ancrées sur les faces extérieures.

Par contre dans plusieurs cas, ces techniques ne sont pas efficaces, ou encore trop coûteuses, à cause des limites inhérentes aux matériaux de construction classiques comme le béton et l'acier. Pourtant, il existe une alternative de taille qui est l'utilisation de matériaux composites.

En effet, l'utilisation des laminés de matériaux composites constitue en quelque sorte un remplacement des plaques d'acier, dans le rôle de renforcement. Ainsi, les matériaux composites peuvent servir à renforcer en flexion et en cisaillement des poutres et poteaux en béton armé à l'aide de laminés collés sur leurs différentes surfaces [2].

Un matériau composite est une combinaison de deux ou plusieurs matériaux distincts à l'échelle macroscopique, capable de produire un matériau possédant des propriétés qui excèdent celles de ses constituants [3].

En fait, un matériau composite est constitué de deux phases inertes l'une par rapport à l'autre: la matrice et le matériau de renfort, lequel se présente le plus souvent sous forme de fibres. La matrice, généralement ductile mais possédant une résistance et une rigidité faibles, sert de milieu de transfert des efforts vers les fibres, plus rigides et plus résistantes [4].

En utilisant un ensemble de fibres plutôt qu'un seul élément de dimension équivalente, on obtient une meilleure résistance, puisqu'on a moins de chance de faire face à une rupture soudaine causée par un défaut. On y observe de plus une diminution de la propagation des fissures en comparaison avec à une tige constituée d'un seul élément [5].

Les matériaux composites se caractérisent par le fait que leur comportement est linéaire élastique jusqu'à la rupture, c'est-à-dire qu'ils ne subissent pas de déformations plastiques irréversibles avant la rupture. Ceux-ci ne présentent donc pas un comportement ductile, que l'on définit comme étant l'aptitude d'un matériau à subir de grandes déformations plastiques avant la rupture.

En général, les matériaux composites présentent une excellente résistance en tension et une grande rigidité. Ces propriétés mécaniques peuvent toutefois être variables, puisqu'elles sont étroitement liées aux caractéristiques propres des fibres et de la matrice du composite ainsi qu'à leurs proportions respectives.

D'autre part, leur masse volumique est environ quatre fois inférieure à celle de l'acier, ce qui en facilite la manipulation et l'installation en chantier. Se surcroît, le problème de corrosion ne se pose pas [6].

Voici un bref résumé des avantages et des inconvénients liés à l'utilisation des composites comme matériaux de construction.

**Avantage :**

- Rapport résistance - poids très élevé.
- Très grande rigidité.
- Résistance à la fatigue.
- Résistance à la corrosion.
- Facilité de mise en place.
- Possibilité d'optimisation (choix de renforcement, direction).
- Multifonctionnalité (résistance mécanique, résistance à l'eau et à la corrosion, etc.).

**Inconvénients:**

- Coût élevé du produit de base jusqu'à 10 fois le coût de l'acier, pour une masse identique.
- Connaissances limitées sur leurs propriétés à long terme, notamment en ce qui concerne l'adhérence à l'interface béton-composite.
- Manque de ductilité.
- Absence de normes de design.

Le choix de l'un ou l'autre des types de laminés dépend généralement des considérations pratiques liées précisément à l'élément qui doit être renforcé. Étant donné leurs nombreuses qualités, les matériaux composites représentent probablement le produit de l'avenir dans le cas du renforcement des ouvrages en béton armé, où les quelques désavantages mentionnés pourront être compensés par une utilisation judicieuse des caractéristiques les plus favorables.

1.6 Utilisations industrielles des composites à base de fibres de carbone dans le génie civil

Par rapport aux autres fibres telles que: les fibres de verre; les fibres aramides; les fibres de polyéthylène; les fibres de carbone 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. A partir

des débuts des années 90, plusieurs travaux de recherches ont été effectués et plusieurs ouvrages ont été renforcés par cette technique dans plusieurs pays. Au Japon et en Europe, les renforcements de colonnes et des piles de ponts se font aussi bien avec des fibres de carbone qu'à l'aide de fibres de verre ou d'aramide. Cependant, pour des raisons de durabilité et de résistance à la fatigue, les fibres de carbone commencent à dominer ce marché naissant [48].

L'utilisation de fibres de carbone en génie civil représentait aux États-Unis et au Canada environ 30 tonnes en 1996 et un peu moins de 50 tonnes en 1997. Un résumé de l'utilisation de cette technique dans différents pays est donné dans ce qui suit :

#### a) 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'Hermitte 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 et Waterloo) commencèrent à travailler sur les renforcements et les frettings des piles de ponts et des colonnes de bâtiments. Les matériaux de base principalement utilisés étaient les fibres de verre, d'aramide et de carbone. Des exemples de « chantiers expérimentaux » sont résumés dans ce qui suit [48] :

#### 1) Ponts

- En 1993, renforcement du pont de Calgary (Alberta) par des câbles de 6 m de long.
- En 1996, renforcement par l'équipe de recherche de l'université de Sherbrooke de 12 colonnes (sur un total de 18) d'un pont de l'autoroute A10 à Saint Etienne de Bolton (Québec) par des tissus à base de fibres de verre, d'aramide et de carbone, et instrumentation de l'ensemble pour suivi dans le temps ;
- En 1996, renforcement des bases des ponts Jacques Cartier et Champlain qui enjambent le Saint-Laurent à Montréal.



- En 1997, renforcement d'un pont âgé de 27 ans à Winnipeg (Manitoba) par pose de tissus de fibres de carbone.
- En 1997, renforcement et instrumentalisation d'un pont autoroutier, traversant l'Assiniboine River à Headlingley (Manitoba) à l'aide de tissus et de câbles en fibres de carbone.

## 2) Bâtiments

- En 1995, à Sherbrooke, renforcement par frettage à l'aide de tissu pré imprégné de plusieurs colonnes de bâtiment dans l'enceinte de l'Université ;
- En 1996, développement d'un programme spécifique de réhabilitation des bâtiments par les gouvernements fédéral, provincial et municipal de sherbrooke. A ce titre, le premier bâtiment renforcé fut un garage en sous-sol (Webster parking garage), en utilisant des produits pultrudés ;
- En 1997, dans le centre de Winnipeg (Manitoba), une structure de toiture a été renforcée par le même procédé.

### b) Aux Etats-Unis

Aux Etats-Unis, un intérêt particulier au renforcement par composites s'est développé suite à l'effondrement de plusieurs ponts après le séisme de Loma en 1989.

### c) En Europe

En Europe, de nombreuses universités ont travaillé sur les renforcements à base de matériaux composites dans le cadre du projet « Brite » qui a réuni plusieurs pays sur ce sujet. En Europe, les applications industrielles sont apparues plus rapidement qu'aux Etats-Unis et qu'au Canada, grâce à des groupes de travail plus restreints et, en particulier, grâce au professeur MEIER de l'EMPA de Dübendorf (Suisse) [48].

Le premier test en vraie grandeur fut 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 Ludwigshaf-fen.

Parallèlement à ce travail, U.MEIER a travaillé sur la conception des haubans sous forme de câbles en fibres de carbone et sur les ancrages. Il avait déjà publié, dans les

années 1989-1990, des articles qui faisaient état de la possibilité de relier l'Europe à l'Afrique sous la forme d'un pont à haubans, passant au-dessus du détroit de Gibraltar, d'une portée de plus de 8 km en utilisant des câbles à base de composites de carbone.

En 1998, au Danemark, un projet de construction d'une passerelle (longueur 80 m, largeur 3.5 m) munie de haubans et de torons de précontrainte, le tout en composite époxyde-fibres de carbone a été réalisé.

Fin 1997, plus d'une centaine de ponts ont été renforcés en utilisant des produits pultrudés comme renforcement externe, dont le premier pont anglais, à Dales town of Skipton, au nord du Yorkshire, en octobre 1997.

#### d) Au Japon

Les japonais vivent dans une région particulièrement touchée par les tremblements de terre et possèdent la grande majorité des lignes de fabrication des fibres de carbone. Il était donc normal que, dans un souci de développement, ils s'intéressent un jour au renforcement des bâtiments. Dans ce but, ils formèrent une association (ACC club) qui regroupe aujourd'hui les principaux producteurs de fibres et les utilisateurs potentiels [48].

Après les premiers tests dans les laboratoires des universités spécialisées dans le génie civil, à partir de 1988, des ponts contenant des câbles à base de composites en fibres de carbone furent construits. Si les premiers ponts étaient relativement étroits et à usage piétonnier, petit à petit, avec l'expérience acquise, dès 1990, les japonais furent capables de construire des ponts de plusieurs kilomètres de long, sous forme d'assemblage d'éléments contenant de plus en plus de câbles de précontrainte en fibres de carbone.

En 1977, pour la construction du pont suspendu de Kurushima (longueur totale 1307 m), 4 haubans de plus de 500 m de longueur en fibres de carbone ont été utilisés pour stabiliser la passerelle de montage des câbles de suspension en acier.

Au Japon, pays qui regroupe plus de 1000 îles dont quatre principales, les phénomènes de corrosion saline sont souvent observés. Dans les trois dernières années, 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 pré-imprégnés à base de fibres de carbone comme renfort, et suivant le même principe que le procédé L'HERMITE.

#### e) En Algérie

L'application du procédé de renforcement par matériaux composites a commencé en 1999, dans la réhabilitation de quelques ouvrages d'art tels que le pont routier voûté sidi Rached et l'ouvrage rail PK 459 sur oued Bill Braguettz (Constantine), avec le partenariat SAPTA-Freyssinet-France (fourniture et pose de TFC) d'une part, et la sous-traitance avec SIKA-outr-mer d'autre part avec l'application des produits de colmatage et d'injection des fissures sur la maçonnerie et le béton [49].

D'autres projets ont été aussi réparé et renforcé récemment par les matériaux composites, comme le renforcement d'un pont en béton armé à Laghouat. Le pont est situé sur la route nationale reliant LAGHOUAT à AFLOU. Il est constitué de 3 travées identiques de 15.5 m chacune. Le tablier est constitué de poutres en béton armé (4 à chaque travée), et d'une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur [50]. Cet axe routier devenu stratégique est très fréquenté par les poids lourds et les convois exceptionnels à causes des nouvelles installations pétrolières réalisées dans cette zone. Cette nouvelle surexploitation et l'étanchéité défectueuse de l'ouvrage ont engendré des désordres sur toute la structure parmi lesquelles: la fissuration au niveau de la dalle; la fissuration des poutres; la corrosion avancée des armatures; et l'éclatement des bétons; etc. Des réparations ont été effectuées d'après le mode opératoire suivant :

- Dépose de toutes les parties non adhérentes des bétons et des enduits ;
- Sablage de toute la structure (poteaux, poutres, dalle) et de toutes les armatures corrodées ;
- Injection des fissures par une résine époxydique (SIKADUR 52 INJECTION) afin de reconstituer le monolithisme des éléments ;
- Protection des armatures sablées par un inhibiteur (SIKA MONOTOP 610 AC) de corrosion ;
- Réparation et profilage des bétons par un mortier (SIKATOP SF 126) de réparation à haute performance et avec fumée de silice ;
- Renforcement des poutres soumises aux efforts de la flexion par les lamelles SIKA SIKA CARBODUR® : 540 ml ;

- Renforcement des poutres soumises aux efforts tranchants par les tissus SIKAGARD WRAP HEX 230C<sup>®</sup> :120 m<sup>2</sup> ;
- Protection des bétons par un revêtement (SIKAGARD 680S) méthacrylates contre les agressions atmosphériques.

Des réparations et renforcement des ponts par le tissu en fibres de carbone (TFC) ont été effectués, suite aux conséquences du dernier séisme de Boumerdes, de mai 2003, qui avait détruit les poutres et les poteaux de ponts. Les figures 1.9 à 14 montrent l'état de désordres et le mode de renforcement de quelques ponts [51].

- Pont sur échangeur Tidjelabine (DTP Boumerdes)

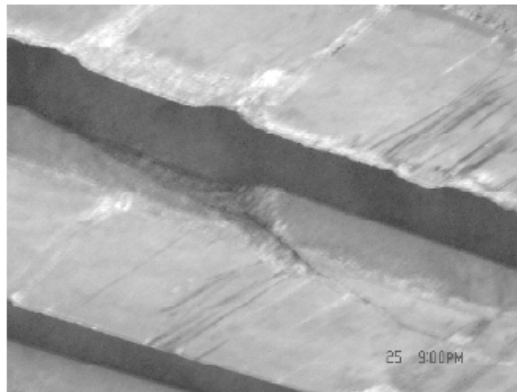


Figure 1.9 : Poutres endommagées (choc véhicules) [51].



Figure 1.10 : Poutres traitées par mortier de réparation et renforcées par lamelles de fibres de carbone [51].

- Pont du 11 décembre Boumerdes (DTP Boumerdes)



Figure 1.11 : Renforcement par lamelle en fibres de carbone d'une poutre endommagée par le séisme du 21 mai 2003 [51].



Figure 1.12 : Pose de tissu en fibres de carbone sur la même poutre [51].

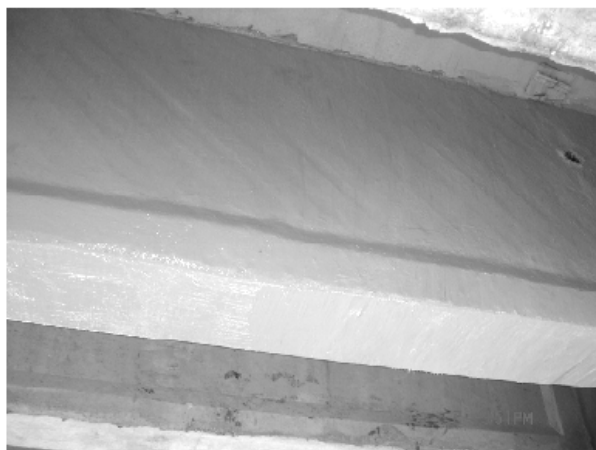


Figure 1.13 : Aspect final de la poutre renforcée [51].

- Pont sur voie ferrée Tidjelabine (DTP Boumerdes)



Figure 1.14 : Renforcement des poteaux cisailé par procédé TFC [51].

Le Pont Blanc d'EL Harrach a été aussi réparé et renforcé par le procédé (TFC). L'ouvrage permet le franchissement au niveau du centre ville, de l'oued EL HARRACH, construit au début du siècle (Fig.1.15) [52].

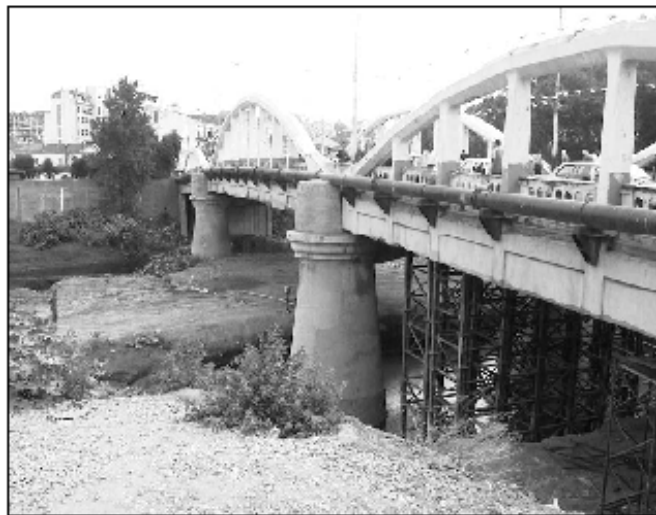


Figure 1.15 : Vue générale de l'ouvrage [52].

### 1.7 Renforcement des structures en béton armé

Plusieurs structures en béton armé comme les nœuds d'un portique, présentent une résistance inadéquate aux charges prescrites par les normes les plus récentes. En raison de la nécessité d'augmenter ou de récupérer la capacité de certaines structures en béton armé,

il devient nécessaire de renforcer certains éléments poteaux, poutres à l'aide de matériaux composites.

De nombreuses études ont démontré le potentiel des composites comme élément de renforcement externe. On présente ici un court inventaire des recherches sur le renforcement en flexion et en cisaillement des éléments en béton armé.

### 1.7.1 Modes de rupture

La combinaison des matériaux composites comme renforcement de poutres en béton armé produit de nouveaux modes de rupture. D'après [5], ces ruptures peuvent se situer à différents niveaux : dans le béton armé, dans le composite ou dans l'interface béton-composite.

Les principaux modes de rupture susceptibles d'être observés dans les poutres en béton armé, et renforcés extérieurement avec des lamelles ou plaques en matériaux composites, sont les suivants :

- Rupture fragile en tension de la plaque de composite. Dans ce cas, la plaque se rompt plus ou moins soudainement avec un claquement. Même si la rupture du composite se produit de manière fragile, les déformations atteintes sont très importantes, ce qui se traduit au niveau de la flèche observée. Dans des conditions de service normal, les flèches correspondant à cet état de rupture auraient depuis longtemps dépassé les limites admissibles.
- Rupture classique du béton de la poutre dans la zone en compression. Ce mode de rupture correspond essentiellement à ce qui se produirait dans une poutre en béton armé qui contiendrait une quantité d'armature en flexion supérieure au rapport maximum autorisé par les normes actuelles.
- Rupture continue par décollement de la plaque de composite. Ceci se produit généralement aux extrémités de la plaque de renforcement. Elle peut être favorisée par la non uniformité de la surface de contact.
- Rupture continue par décollement de la plaque par cisaillement durant l'essai, suite à l'apparition de fissures de cisaillement dans le béton. Cette rupture est causée par un déplacement relatif vertical de la face fissurée. Le décollement peut être amorcé à n'importe quel point le long de la poutre, mais surtout à proximité des charges concentrées.

- Rupture interlaminaire en cisaillement. Celle-ci peut survenir, soit à l'intérieur de la couche de composite, soit à l'interface composite-adhésif ou à l'interface béton adhésif. De ces trois situations, la rupture dans le béton est la plus fréquente.
- Rupture par décollement de l'adhésif, causée par un effort de tension perpendiculaire à la surface.
- Rupture des barres d'acier en tension. Compte tenu de la répartition des contraintes dans les sections des poutres renforcées de composites, on n'observe ce mode que lors de tests de fatigue.

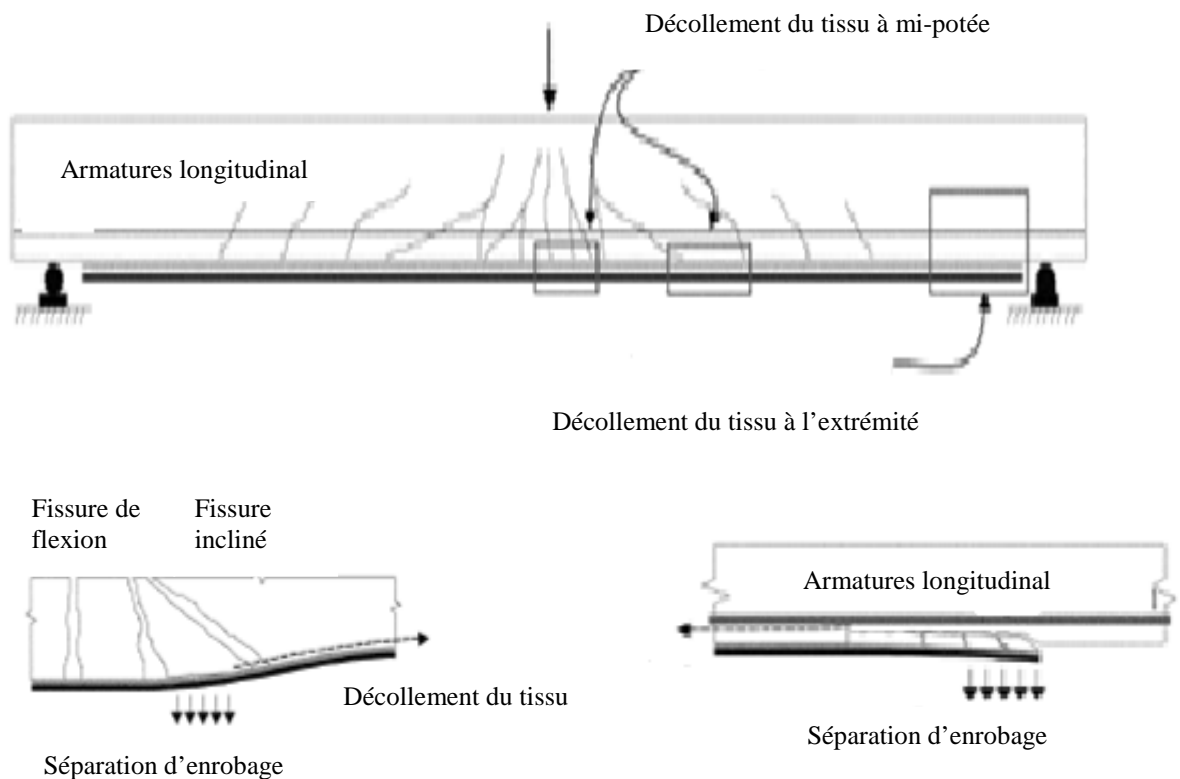


Figure 1.16 : Modes de rupture des poutres renforcées par matériaux composites [5].

### 1.7.2 Renforcement en flexion

Plusieurs études ont été effectuées sur le renforcement en flexion avec des composites, dans le but d'augmenter la charge en service, la charge ultime et la rigidité de poutres en béton armé.

De façon générale, le renfort de composite en flexion est appliqué sur la face inférieure tendue d'une poutre. Ceci permet d'augmenter la résistance en tension dans la partie



inférieure de la poutre qui sera contrebalancée par le béton en compression dans la partie supérieure. Par conséquent, le moment résistant est amélioré. Dans la figure 1.17, on peut voir un renforcement typique d'une poutre en béton armé en utilisant une plaque de composite

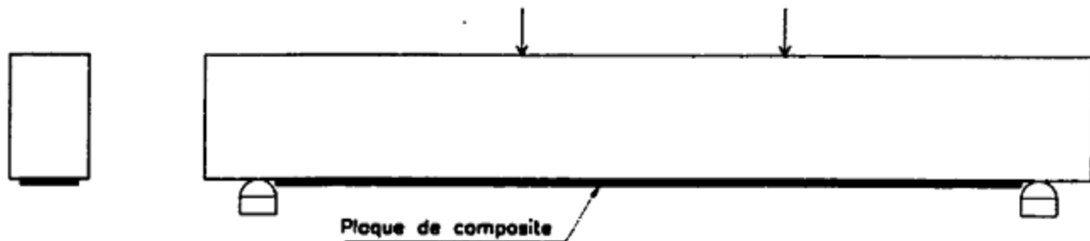


Figure 1.17 : Renforcement type en flexion [7].

Les études ont démontré que l'utilisation de laminés de carbone - époxyde pour le post renforcement de structures en béton armé améliore le comportement en service par une augmentation de la résistance en flexion.

Des poutres en béton armé ( $\rho_s = 0,35\%$ ) de deux mètres de portée ont été testées sans renforcement externe, conjointement avec des poutres en béton armé renforcées de composites. En renforçant ces poutres en flexion avec des composites, celles-ci ont doublé leur charge ultime tout en diminuant de moitié leur flèche [7].

De plus, l'utilisation d'une lamelle de composite a permis de réduire la progression des fissures dans la poutre, puisque la charge lui a été transférée après leur apparition. Afin d'étudier cette méthode de renforcement de manière plus réaliste, un essai a été effectué sur une poutre en béton armé typique de sept mètres de portée renforcée à l'aide d'une lamelle de carbone - époxyde. Cette poutre renforcée a atteint une charge ultime en flexion majorée de 22 %. La rupture survenant dans la lamelle de composite en tension. En conséquence, le renforcement d'une poutre en béton armé avec une lamelle de carbone - époxyde s'avère efficace puisque cette dernière a permis d'augmenter substantiellement la charge suite à la plastification des barres d'acier [7].

Des recherches sur le comportement en flexion de poutres en béton armé endommagées et renforcées ultérieurement avec des composites à base de fibres de verre. Cinq poutres en

béton armé ( $\rho_s = 0,7 \%$ ) de trois mètres de portée ont fait l'objet de cette étude expérimentale. Comme l'objectif premier de cette étude était de tester l'efficacité d'une technique de réparation, trois poutres ont été endommagées puis réhabilitées avec des plaques de composites. Pour déterminer leur degré d'endommagement, deux poutres témoins ont été amenées jusqu'à la rupture afin de mieux connaître les motifs de fissuration, les déformations et la capacité ultime [2].

Les trois poutres renforcées ont pour leur part été endommagées avec une charge qui correspondait à 93 % de la charge ultime d'une poutre non renforcée. Deux ont été réhabilitées avec des plaques de 3 mm d'épaisseur et ont enregistré des gains de résistance de 12 %, alors que la poutre réhabilitée avec une plaque de 6 mm d'épaisseur a affiché un gain de résistance en flexion de près de 30 % par rapport à une poutre non renforcée. C'est donc dire que même des plaques de composites ne présentant pas les meilleures propriétés mécaniques peuvent suffire à réhabiliter des poutres fissurées [2].

Enfin, l'utilisation de plaques de composites pour réhabiliter en flexion des poutres endommagées peut conduire à des poutres réparées présentant des caractéristiques mécaniques supérieures à celles d'origine [2].

Par ailleurs, Des recherches ont été réalisées sur le comportement en fatigue des matériaux composites, ce qui a permis de conclure que ces derniers présentent généralement un bon comportement. Au-dessus de dix millions de cycles, les fibres de carbone maintiennent 80 % de leur résistance totale, les fibres d'aramide 40 %, et les fibres de verre 25 % [8].

Pour cette raison, il serait avantageux d'utiliser des matériaux composites à base de fibres de carbone pour renforcer des poutres soumises à des chargements cycliques.

Dans un autre ordre d'idées, et dans le but de réduire les coûts d'utilisation des matériaux composites, il y a lieu d'optimiser le renforcement en flexion sur une poutre en béton armé. On peut ainsi envisager de faire varier la longueur et l'orientation des lamelles de composites sur les différentes couches appliquées.

D'autres recherches ont été effectuées sur l'influence de l'orientation des fibres d'un composite sur le renforcement d'une poutre en béton armé [9]. Bien que la plupart du temps les fibres soient orientées dans le sens longitudinal de la poutre, il a été jugé intéressant par certains auteurs d'observer le comportement d'un renforcement de poutres avec un laminé possédant des couches de fibres d'orientations différentes. Ceci pourrait permettre de contrebalancer les effets de torsion dans la plaque de composite.

Il a été réalisé des essais sur quatre poutres en béton armé de trois mètres de portée, renforcées avec une plaque de composite, dont les fibres étaient orientées de différentes façons, c'est-à-dire trois lamelles à  $0^0$ ,  $6^0$ ,  $9^0$  et  $12^0$ . Des gains de charge importants ont été enregistrés sur les poutres renforcées, mais celles-ci se sont toutes brisées à la suite d'une rupture prématurée. Cette étude n'a pas permis de confirmer ou d'infirmer la validité de faire varier l'orientation des fibres pour un renforcement en flexion, puisque toutes les poutres se sont rompues avec la même charge [10].

D'après les études décrites précédemment, diverses conclusions peuvent être tirées concernant le comportement général d'une poutre en béton armé renforcée en flexion avec des composites.

En effet, le coulage d'une plaque en composite sur la face tendue d'une poutre permet d'améliorer sa résistance en flexion de façon significative.

En résumé, les travaux de recherche ont démontré ce qui suit :

- Une augmentation de résistance en flexion peut être atteinte par collage d'une plaque de matériaux composites sur la face tendue d'une poutre en béton armé.
- Le gain possible de résistance en flexion dépend en grande partie du pourcentage d'armature présent dans la section.
- Le composite contribue à augmenter la rigidité de la poutre et à diminuer les flèches.
- Une attention particulière doit être apportée à l'ancrage des plaques de composite, afin d'éviter un mode de rupture soudain et de garantir une ductilité suffisante à l'élément structural renforcé.

### 1.7.3 Renforcement en cisaillement

Une poutre en béton armé doit être dimensionnée pour développer sa pleine capacité en flexion et ainsi assurer une rupture ductile sous une charge extrême. En effet, si une poutre déficiente en cisaillement est surchargée, une rupture soudaine en cisaillement pourrait survenir, ce qui s'avérerait très dangereux. Plusieurs techniques de renforcement externe en cisaillement ont été utilisées sur des poutres en béton armé. Deux techniques principales pour renforcer une poutre en cisaillement font appel aux matériaux composites, à savoir l'installation de bandes sur ses parois verticales, ou de bandes en forme de U autour de la section. Ces renforts de composite, qui peuvent être continus ou discontinus, sont illustrés à la figure 1.18.

CHAJES et al [11] ont étudié l'efficacité de différents types de renforcement en cisaillement de poutres en béton armé en utilisant des matériaux composites. Douze poutres de 1,2 m de portée ont été fabriquées avec une déficience en cisaillement. Elles ont ensuite été renforcées avec des bandes continues de composite en forme de U sur toute leur longueur. Différents matériaux composites à base de fibres de verre ( $0^0$ - $90^0$ ) d'aramide ( $0^0$ - $90^0$ ), ou de carbone ( $0^0$ - $90^0$  et  $45^0$ - $135^0$ ) et imprégnés de résine époxyde ont été employés comme renfort. Toutes les poutres se sont brisées en cisaillement à la suite du développement de sévères fissures diagonales en cisaillement. Les poutres renforcées ont pourtant obtenu des gains de résistance, allant de 60 à 150 % par rapport à celles non renforcées.

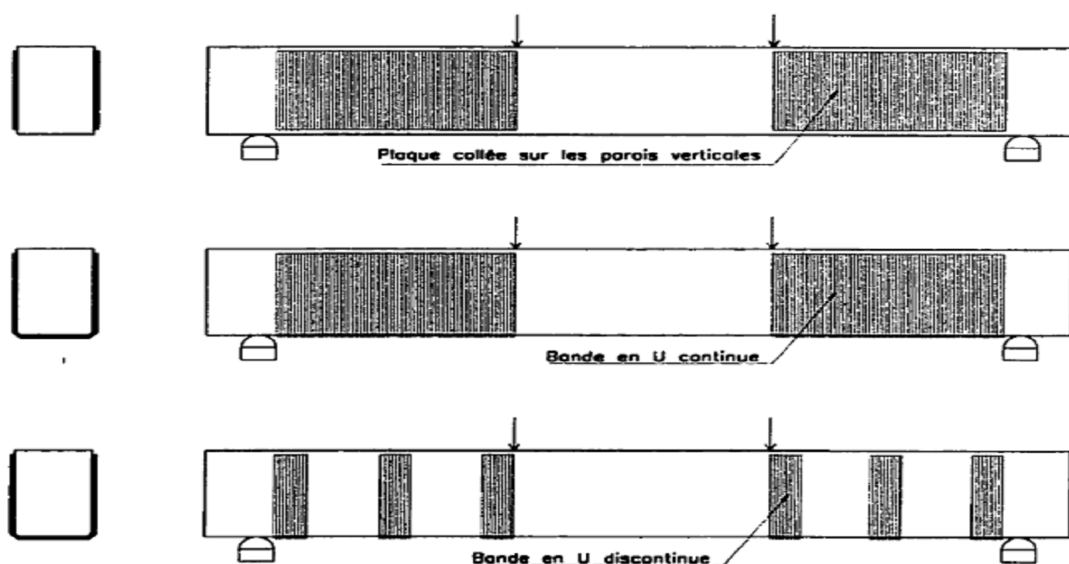


Figure 1.18 : Renforcement type en cisaillement [11].

D'autres travaux ont confirmé les grandes lignes des résultats obtenus par les auteurs cités précédemment.

SATO et al [12] ont effectué des essais sur des poutres renforcées par des bandes en U uniformément espacées, ce qui a aussi permis d'identifier divers modes de rupture lors du développement de fissures de cisaillement.

TAUSTEN [13] a expérimenté différentes techniques de collage sous pression, ainsi que l'effet de l'angle de collage des bandes de renforcement.

UMEZU et al [14] ont étudié le renforcement en utilisant des bandes d'aramide.

#### 1.7.4 Méthode d'ancrage

Afin de développer la pleine capacité en flexion du renforcement des poutres en béton armé à l'aide de plaques de matériaux composites, il est nécessaire de trouver des moyens techniques pour optimiser l'ancrage de ces plaques sur le béton.

En effet, il survient trop souvent un décollement prématuré des plaques avant même que celles-ci n'aient atteint leur résistance ultime en tension.

Des recherches concernant le renforcement de poutres ont permis de répertorier de multiples cas de rupture du renfort de composite en flexion : RITCHIE et al [9], TRIANTAFILLOU et al [15], TRIANTAFILLOU et PLEVRIS [16], M'BAZAA [17], MISSIHOUN [10],

Ces travaux ont permis d'identifier deux modes principaux de décollement:

- a-) le décollement aux extrémités de la plaque, causé par une trop grande contrainte de cisaillement dans la colle.
- b-) le décollement au centre de la plaque, causé par le déplacement relatif des parois d'une fissure dans le béton. Pour que l'utilisation des matériaux composites soit économique et pratique, il est essentiel de trouver un moyen d'ancrer efficacement les lamelles de composites.

Des essais réalisés par A.LAICHAOUI [53] consistent à soumettre dix poutres isostatiques en béton armé, à un essai de flexion à quatre points. Les poutres ont une

longueur de 170 cm et 150 cm de portée et de section (16\*18) cm<sup>2</sup>. La figure 1.19 donne une illustration du schéma statique équivalent des poutres d'essai.

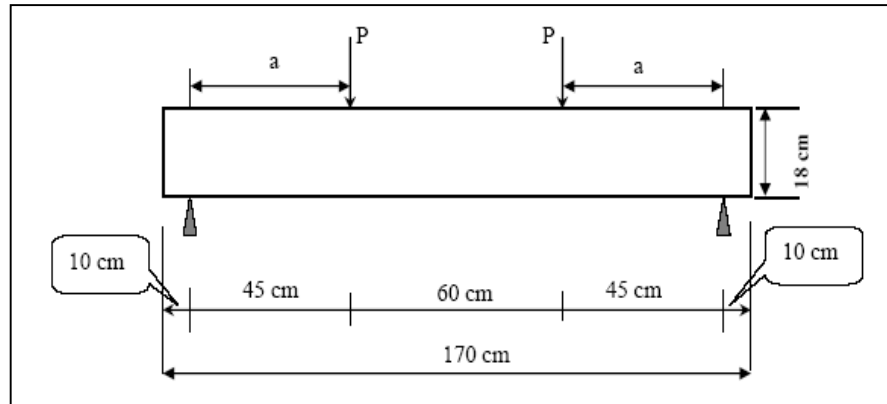


Figure 1.19 : Schéma statique de chargement [53]

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 6 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 autres sont renforcées avant chargement par collage de composites différents : lamelle Sika Carbodur, lamelle Sikacarbodur et Sika Wrap (figure 1.20).

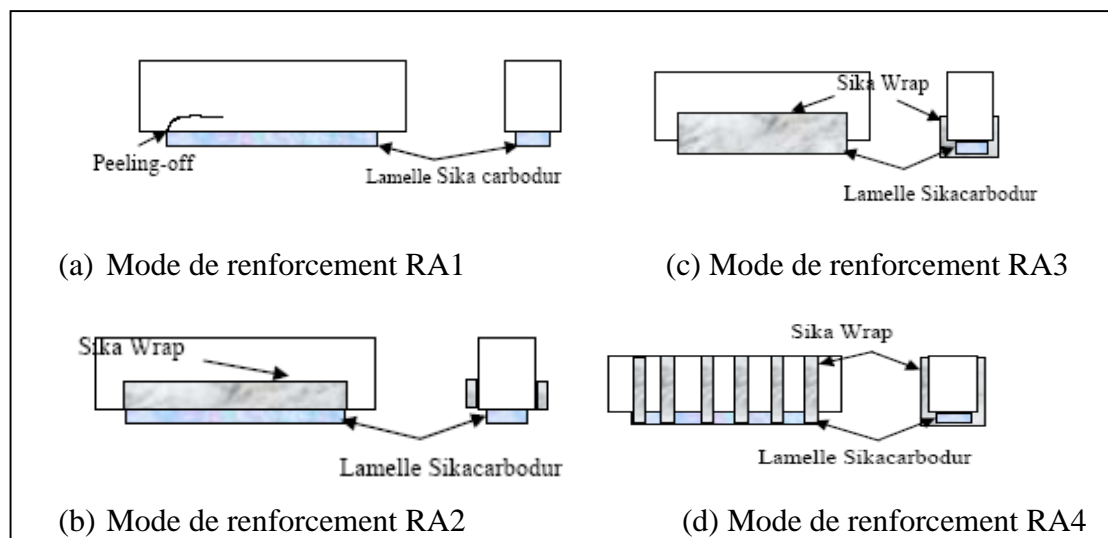


Figure 1.20 : Différents mode de renforcement [53].

La figure 1.21 montre l'effet bénéfique du renforcement sur la diminution de la flèche et l'augmentation de la capacité portante des poutres renforcées.

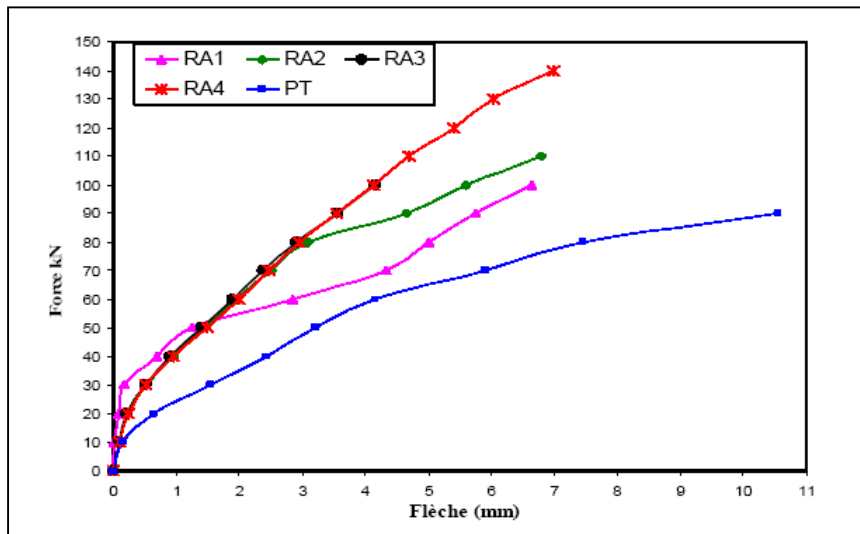


Figure 1.21 : Comparaison des courbes force-flèche à mi-travée [53].

Les résultats ont montré que :

- 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 cette 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.

CHICOINE [19] a effectué des essais à l'université de Sherbrooke dans le cadre d'une recherche sur des poutres renforcées à l'aide de matériaux composites. L'étude avait pour but de déterminer la cause de la rupture prématurée des poutres testées par MISSIHOUN

[10] et M'BAZAA [17] et de concevoir des ancrages adéquats pour imposer la rupture en flexion. Quatre poutres en béton armé ( $\rho_s = 0,35\%$ ) de trois mètres de portée ont été construites et renforcées avec des plaques en composites de carbone - époxyde. Trois poutres ont été ancrées avec les bandes en U de composite verre - époxyde collé sur les faces verticales, selon les diverses configurations illustrées à la figure 1.22.

D'après les résultats obtenus, on peut conclure que l'utilisation de bandes d'ancrages en U, équidistantes sur toute la longueur de la poutre, permet d'empêcher une rupture par le décollement de la plaque aux extrémités, ainsi qu'une rupture par le décollement de la partie centrale de la plaque causée par l'apparition de nombreuses fissures de flexion.

Enfin, pour la configuration testée, la rupture s'est produite en flexion avec un gain de résistance de 46 % par rapport à la poutre renforcée sans bandes d'ancrage.

VARASTEHPOUR et HAMELIN [20] ont démontré que les poutres dont les plaques étaient ancrées par des bandes de composites en U présentent le meilleur rendement du point de vue de la résistance en flexion. En effet, cette technique permet de développer pleinement la capacité en flexion, puisque la rupture par décollement est empêchée.

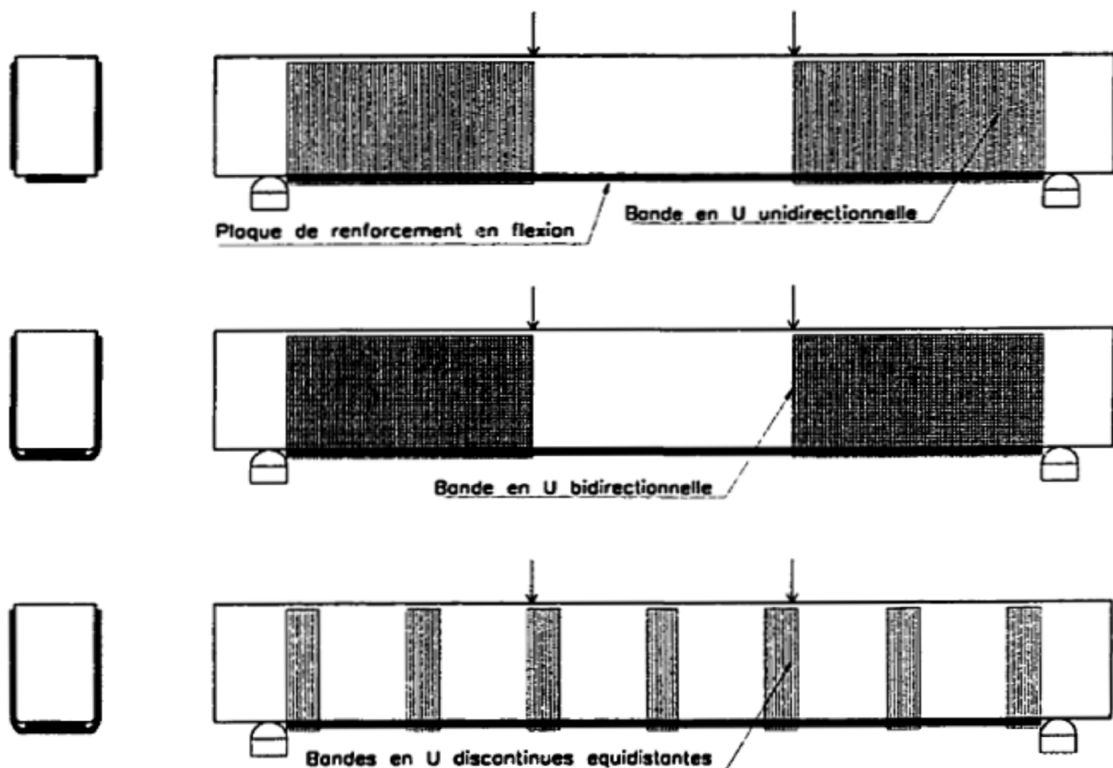


Figure 1.22 : méthode d'ancrage [17].



### 1.7.5. Résistance au feu

Des essais ont été réalisés au Canada [18], pour évaluer la résistance au feu de colonnes et de poutres de béton grandeur nature renforcées par des composites.

Deux colonnes de béton renforcées d'enveloppes de PRF de carbone, sont soumises à des tests de résistance au feu, et pourvues d'un système d'isolation actif/passif.

La figure 1.23, montre la colonne renforcée et isolée, (400 mm de diamètre x 3800 mm de longueur), dans le four du CNR, avant l'épreuve du feu et immédiatement après. Les tests ont démontré, pour ce système particulier, un taux de résistance de 4 heures, sous charge.

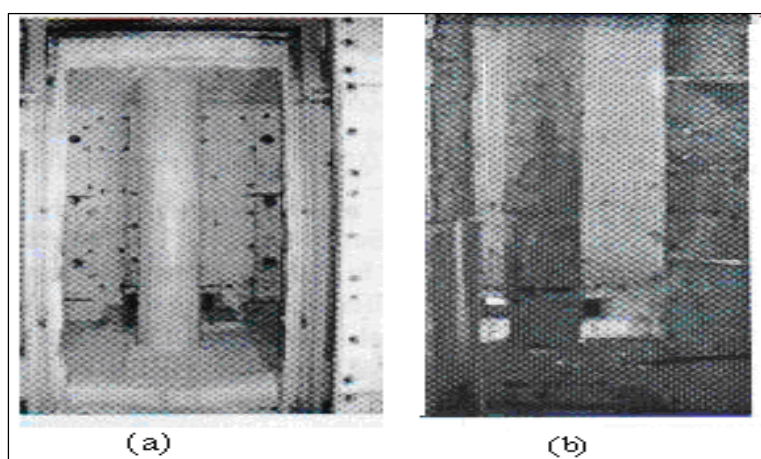


Figure 1.23: (a) Avant l'épreuve et (b) immédiatement après l'épreuve [18].

Le système d'isolation est parvenu à maintenir la température moyenne des PRF sous les 150 °C pendant les 4 premières heures de l'épreuve.

D'après les résultats obtenus pour ce qui est de la résistance au feu, les performances des colonnes recouvertes d'isolants sous une enveloppe du PRF peuvent s'avérer très supérieures à ce qu'on croyait généralement [18].

### 1.8 Conclusion

D'après les informations fournies par la documentation, plusieurs conclusions peuvent être tirées concernant le renforcement des éléments en béton armé en utilisant des matériaux composites.

En effet, cette revue des principales recherches effectuées dans ce domaine nous donne plusieurs indications quant aux possibilités d'utilisation des composites.

- Il existe une documentation de plus en plus abondante sur l'utilisation des matériaux composites pour des applications dans le génie civil. Les matériaux composites qui sont appelés à connaître le plus grand développement dans le domaine de la réhabilitation et du renforcement des structures existantes sont les lamelles à base de fibres de verre ou de fibres de carbone.
- Des applications pratiques ont été réalisées en grand nombre, l'utilisation des composites connaît une croissance remarquable en génie civil, principalement dans le domaine de la réhabilitation des structures

### 1.9 Historique

Depuis plusieurs années, la réparation et le renforcement d'ouvrages en béton armé prennent de plus en plus d'importance dans la construction. Pour prolonger la durée de vie des ouvrages, plusieurs facteurs prouvent la nécessité de renforcer ou réparer un ouvrage; la corrosion des aciers d'armature, la fissuration du béton, les changements d'affectation qui imposent de nouvelles charges, un mauvais dimensionnement, l'évolution des normes, des accidents, l'endommagement par un tremblement de terre.

Les méthodes de renforcement classique, par exemple l'augmentation de la section par l'ajout de nouvelles barres d'armatures et d'un nouveau béton lié à l'ancienne structure, sont souvent très complexes à réaliser, et trop onéreuses.

Grâce aux progrès effectués dans le domaine des adhésifs, une nouvelle option se présentait: Le renforcement par collage externe des lames d'acier sur des structures en béton. Ces lames sont collées à la surface du béton à l'aide d'une résine époxyde. Cette méthode constitue une avancée majeure dans le domaine de la réfection, car elle simplifie grandement le travail par rapport aux méthodes traditionnelles. Toutefois, des problèmes de corrosion de l'acier mettaient en péril la sécurité de ce type de renforcement [21].

Des lors, les chercheurs ont tenté de trouver des matériaux de substitution qui régleraient ce problème, et se sont tournés vers les matériaux non métalliques, en particulier les FRP (fiber reinforced polymer).

Ces matériaux, ont de nombreuses qualités; un poids propre très faible, une résistance à la traction élevée, une souplesse leur permettant de prendre n'importe quelle forme, aucune corrosion, une bonne durabilité et une faible épaisseur.

Dans les années 90, on commence à mettre en application au JAPON, aux ETATS-UNIS et en EUROPE des matériaux sous forme de tissus des fibres de carbone, verre, et aramide, unidirectionnels ou bidirectionnels. [22,23]

De nos jours, la volonté grandissante de maîtriser notre environnement mène un grand nombre de scientifiques à concevoir des outils qui permettent d'analyser dans le détail les comportements physiques des matériaux. Les éléments finis sont à même de répondre à ces attentes et sont actuellement communément utilisés dans de nombreux domaines.

Les débuts des méthodes de calcul par éléments finis remontent aux années 1950 [24] avec l'apparition de l'ordinateur, outil indispensable pour effectuer la résolution des équations, et optimiser le calcul des structures dans un souci de légèreté. C'est en 1956 que TURNER et al [25] introduisent le concept d'élément fini. Dès lors, cette technique de calcul ne cessera de se perfectionner, est aidée par l'évolution fulgurante de l'informatique.

Actuellement, des programmes de calcul extrêmement puissants, tels que ANSYS, ADINA et bien d'autres, nous permettent de modéliser précisément le comportement des structures complexes.

Dans le domaine du génie civil, le calcul par élément fini est également entré dans les mœurs. Avec l'avènement des méthodes de calculs non linéaires, il est devenu possible de modéliser fidèlement le comportement d'une structure en béton armé.

De par son comportement très hétérogène, le béton est un matériau très difficile à modéliser, spécialement son comportement en traction. Il existe deux façons de modéliser le béton en traction:

- La méthode discrète qui tente à reproduire la propagation des fissures individuellement les unes des autres.
- la méthode (étalée) qui simule un comportement global du béton en traction, sans prendre en compte l'ouverture des fissures. On nomme également cette dernière (modèle d'endommagement du béton) [26,27].

La grande complexité de la méthode discrète amène la plupart des logiciels de calculs à utiliser le deuxième procédé.

Mis à part le problème du béton, d'autres difficultés entrent en ligne de compte lorsque l'on modélise un élément de structure en béton armé, de surcroît s'il est renforcé par des matériaux composites collés. Les différents paramètres de liaison, d'adhérence et d'interfaces entre les matériaux sont en effet complexes à modéliser ou sont encore mal connus. Là encore, la plupart des études déjà réalisées font des simplifications. Les armatures sont représentées par une ligne sans prendre en compte l'adhérence au béton (considérée comme parfaitement liée) et la couche d'adhésif entre le béton et FRP est généralement négligée. [28, 29,30].

## CHAPITRE 2

### MODÈLE DE LOIS DE COMPORTEMENTS

#### 2.1 Introduction

Toute étude d'un problème structural nécessite la connaissance d'au moins deux éléments :

- La géométrie de la structure
- Les matériaux constitutifs.

Le comportement de chaque matériau est défini dans la littérature par différentes lois mathématiques.

Les nœuds étudiés dans ce document sont tous réalisés en béton armé. Ce matériau composite est constitué de deux éléments aux caractéristiques différentes:

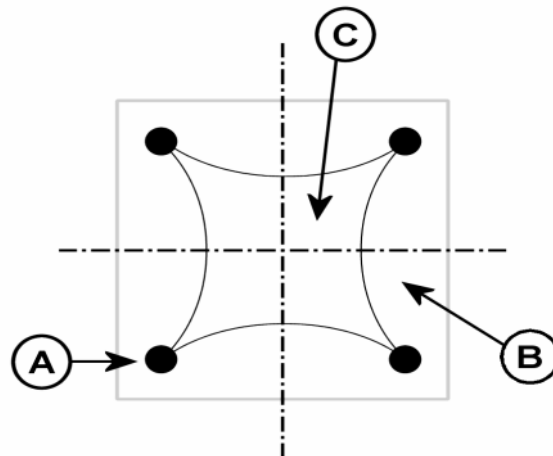


Figure 2.1 : Disposition des différents matériaux dans une section carrée [32]

- l'acier, travaillant aussi bien en traction qu'en compression en fonction des sollicitations, représenté sur la figure 2.1 (A) ;
- Le béton, travaillant principalement en compression. Ses performances en traction sont très faibles et souvent considérées comme nulles. En compression, le béton peut se trouver sous deux états de contraintes différentes:

- le premier nommé « non confiné » (matériaux ne se trouvant pas à l'intérieur du volume sujet à l'emprise des armatures : étriers, barres longitudinales, (figure 2.1 (B)), correspondant à un état uniaxial ;
- le second nommé « confiné » (matériaux se trouvant dans le volume d'emprise des aciers, (Figure 2.1(C)), correspondant à un état triaxiale.

Nous détaillerons ci-dessous les différentes lois de comportement pour ces deux matériaux.

## 2.2 Lois simulant le matériau acier

La limite élastique de l'acier à haute adhérence, couramment utilisé en béton armé, correspond à un allongement rémanent de 0.2%.

La loi de Hooke est parfaitement valable jusqu'à  $0.7f_y$ . la limite élastique est désignée par  $f_y$  et le module d'élasticité  $E_s$  est de 200 000MPa ; on peut représenter la loi contrainte déformation de ce type d'acier comme indiqué sur la figure 2.2 où  $\sigma_e$  désigne, en fait, la limite élastique  $f_y$ .

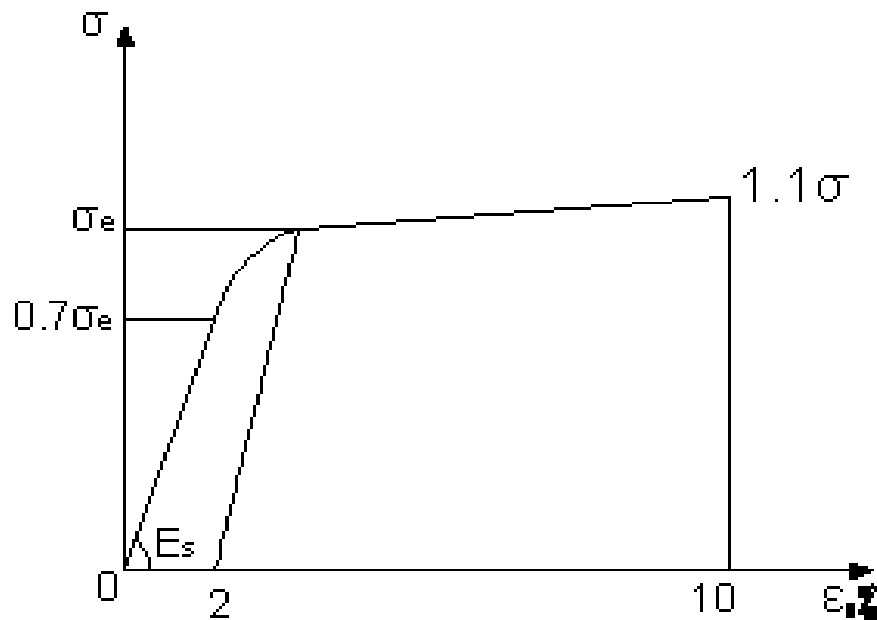


Figure 2.2 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier écroui [31].

De façon schématique, la loi contrainte – déformation des aciers naturels est représentée sur la figure 2.3

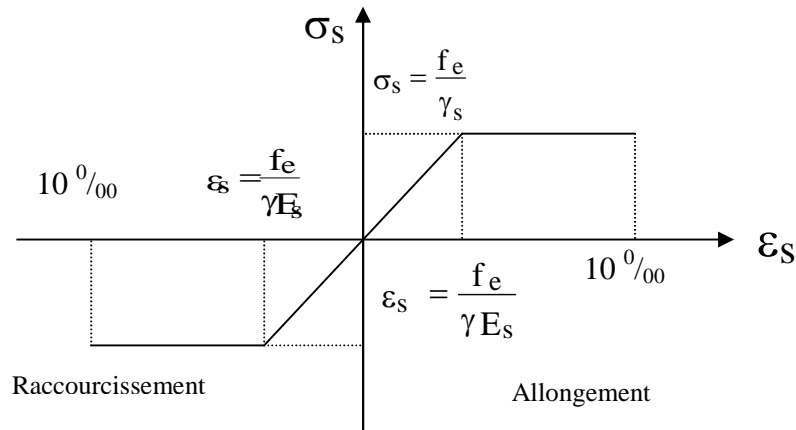


Figure 2.3: Digramme contrainte – déformation des aciers [31]

## 2.3 Lois simulant le matériau béton en compression

### 2.3.1 Introduction

Matériau à base cimentaire, le béton résulte du durcissement d'un mélange de gravier, de sable, de ciment, d'eau et d'adjuvants.

La résistance à la compression du béton est déterminée soit sur des éprouvettes cubiques de 150mm, soit sur des éprouvettes cylindres de 160mm de diamètre par 320mm de hauteur. Pour ce type d'éprouvette, les deux faces d'extrémité, planes et parallèles, doivent être rectifiées et perpendiculaires à l'axe du corps du cylindre.

Une mauvaise préparation de l'éprouvette influence la valeur  $f_c$  que l'on recherche, particulièrement pour les hautes résistances.

Beaucoup de chercheurs se sont intéressés à définir des lois de comportements pour le béton.

Nous présentons ci-dessous un nombre restreint de propositions de ces lois qui sont placées dans trois classes différentes :

- Pseudo loi de comportement pour la vérification des sections transversales ;

- loi de comportement du béton comprimé non fretté pour l'analyse structurale.
- loi de comportement du béton comprimé fretté pour l'analyse structurale.

### 2.3.2 Pseudo lois de comportement pour la vérification des sections transversales

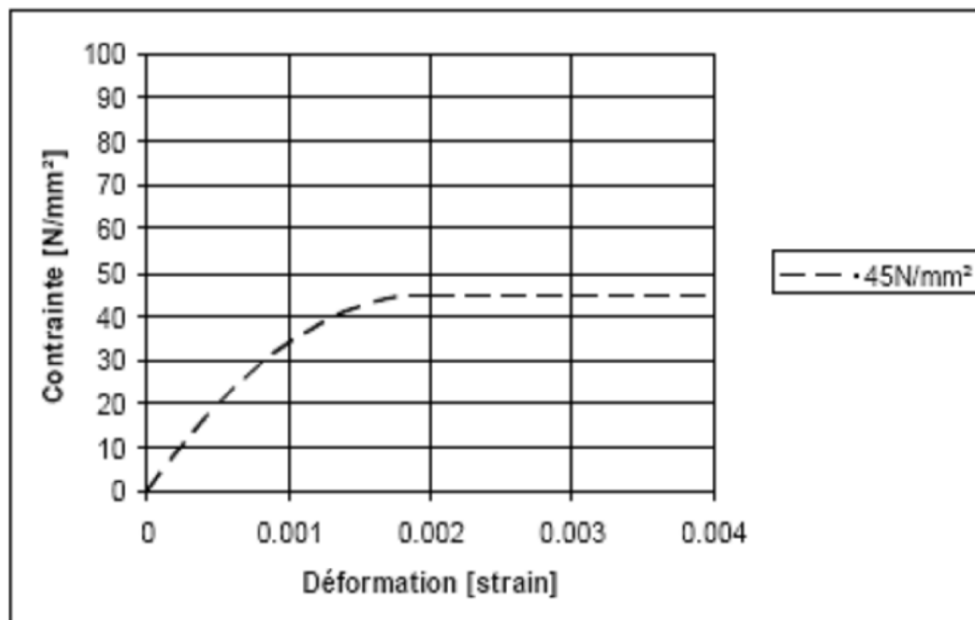
#### 2.3.2.1 Loi de comportement « Parabole - Rectangle » [32]

Depuis 1963 (CEB, 1963), les modèles de calculs analytiques de résistance des sections d'éléments des structures en béton armé, utilisent couramment comme idéalisation de la courbe « contrainte -déformation » du béton une représentation dite «Parabole-Rectangle ».

Elle est également utilisée pour déterminer la courbe d'interaction N-M de résistance des sections.

Cette représentation « P-R » est composée de deux branches :

- Une branche de parabole à axe vertical, passant par l'origine et dont le sommet se situe en ( $\sigma = f_c$ ;  $\epsilon = 0.002$ ) ;
- Un palier plastique, pour les déformations supérieures à 0.002, s'arrêtant à la déformation limite conventionnelle.



La figure 2.4 : Courbe « Parabole - Rectangle » pour un béton de résistance 45N/mm<sup>2</sup> [32].



### 2.3.2.2 Loi de comportement « Parabole - Rectangle » [33]

Ce nouveau document s'adapte à l'évolution actuelle de la résistance du béton  
Les équations 2.1 permettent de tracer les courbes « contrainte – déformation ».

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = f_c \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \dots\dots\dots \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \dots\dots\dots (2.1) \\ \sigma_c = f_c \dots\dots\dots \text{pour } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{array} \right.$$

$f_c$  = résistance du béton

$\varepsilon_c$  = déformation

$\varepsilon_{c2}$  = déformation atteinte pour la contrainte maximale

$$= \begin{cases} \text{pour } f_c < 50 \text{ N/mm}^2 & \varepsilon_{c2} = 0.002 \\ \text{pour } f_c > 50 \text{ N/mm}^2 & \varepsilon_{c2} = 2.0 + 0.085(f_c - 50)^{0.53} \end{cases}$$

$\varepsilon_{cu2}$  = déformation ultime

$$= \begin{cases} \text{pour } f_c < 50 \text{ N/mm}^2 & \varepsilon_{cu2} = 0.0035 \\ \text{pour } f_c > 50 \text{ N/mm}^2 & \varepsilon_{cu2} = 2.6 + 35 \left( \frac{90 - f_c}{100} \right)^4 \end{cases}$$

$n$  = exposant

$$= \begin{cases} \text{pour } f_c < 50 \text{ N/mm}^2 & n=2 \\ \text{pour } f_c > 50 \text{ N/mm}^2 & n = 1.4 + 23.4 \left( \frac{90 - f_c}{100} \right)^4 \end{cases}$$

### 2.3.3 Lois de comportement du béton comprimé non fretté pour l'analyse structurale [34]

Pour effectuer des calculs de structure, il est nécessaire d'utiliser des lois représentant correctement le comportement du matériau. Lorsqu'on soumet une éprouvette cylindrique en béton à un essai de compression simple Figure (2.5) contrôlé en déformation, l'aspect qualitatif de la loi de comportement « Contrainte axiale - déformation axiale » prend la forme de la courbe ci-dessous.

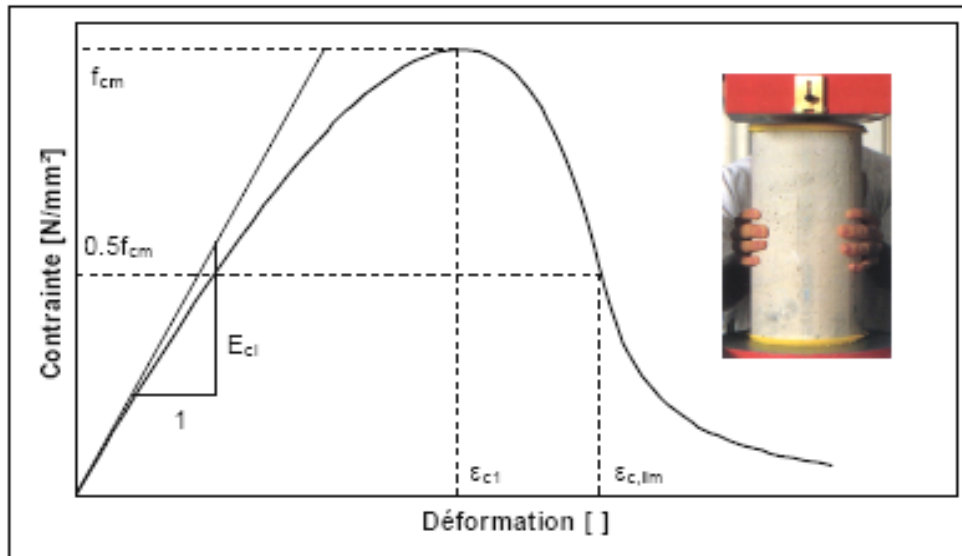


Figure 2.5 : Diagramme - pour le béton comprimé [34].

Les caractéristiques qualitatives de cette courbe sont :

- Une branche ascendante, à concavité vers le bas, admettant un module tangent initial  $E_{ci}$  et un extremum  $(f_{cm}, \varepsilon_{ct})$ ; à cet extremum de contrainte correspond la résistance à la compression  $(f_{cm})$ ;
- Au delà de ce maximum, une branche descendante présentant normalement un point d'inflexion, et finie  $(\sigma_c, \varepsilon_{c,lim})$ .

#### 2.3.4 Lois de comportement du béton comprimé fretté pour l'analyse structurale [35]

On désigne par béton fretté un volume de béton pourvu d'armatures transversales cadres et épingles ou bien cerces. Il est certes possible d'améliorer la loi de contrainte déformation d'un béton fretté par des cadres.

En effet, en utilisant des éprouvettes de même âge et de même résistance caractéristique  $f_c$  (ou  $f_{cj}$  à  $j$  jours), KENT et PARK ont expérimenté, à partir d'un béton non armé, la possibilité d'obtenir un raccourcissement du béton comprimé bien supérieur à celui du béton non armé, grâce à l'utilisation d'un frettage par cadres figure (2.6)

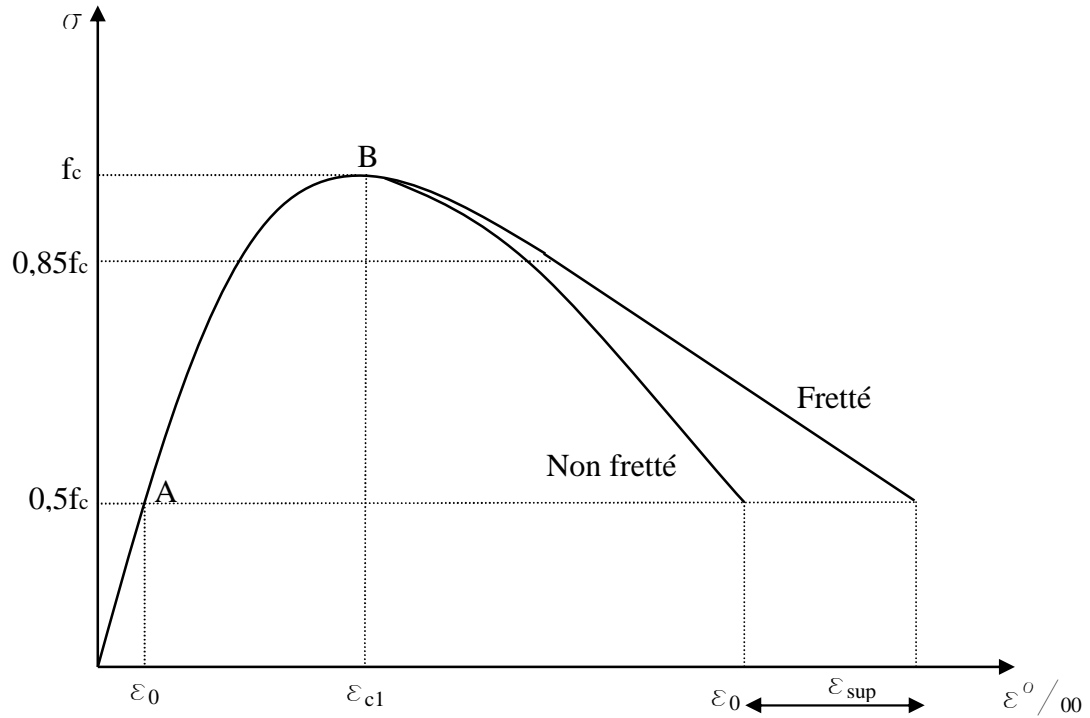


Figure 2.6 : Courbe «Parabole- Rectangle» pour un béton fretté / non fretté [35].

En admettant au-delà du point B, une chute de résistance de 50% (soit pour  $\sigma = 0.5f_c$ ) du béton non armé, le supplément de raccourcissement s'exprime par la formule :

$$\varepsilon_{\text{sup}} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b}{s}} \quad (2.2)$$

Où :

$\rho_s$  : rapport du volume de frettés à celui du béton non fretté.

$b$  : plus petite largeur du béton fretté.

$s$  : espacement des frettés.

#### 2.4 Lois de comportement du matériau composite

Les composites de [FRP] sont des matériaux qui se composent de deux constituants. Les constituants sont combinés à un niveau macroscopique et ne sont pas solubles l'un dans l'autre. Un constituant est le renfort, qui est inclus dans le deuxième constituant, un polymère continu appelé la matrice Kaw [36].

Le matériau de renforcement est sous forme de fibres, c.-à-d., carbone et verre, qui sont en général plus raides et plus fortes que la matrice. Les FRP sont des matériaux anisotropes. La figure 2,7 montre un schéma de FRP composés.

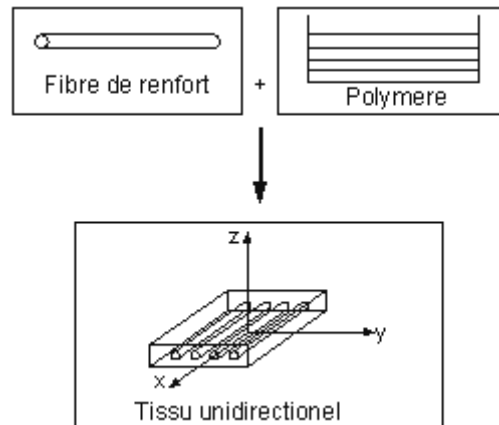


Figure 2.7: Tissu de fibre unidirectionnel [37 ,38]

Comme représenté sur le schéma 2.7, le laminé continu a trois plans mutuellement orthogonaux des propriétés des matériaux (c.-à-d.,  $xy$ ,  $xz$  et plan de  $yz$ ). Les axes de coordonnées  $x$ ,  $y$  et  $z$  sont mentionnés pendant que le matériau principal coordonne où la direction de  $x$  est identique à la direction de fibre, et les directions de  $y$  et de  $z$  sont perpendiculaires à la direction de  $x$ . C'est un prétendu matériel particulièrement anisotrope [36.37].

Dans cette étude, le matériau particulièrement anisotrope est également transversalement isotrope, où les propriétés des composés de FRP sont presque les mêmes dans n'importe quelle perpendiculaire de direction aux fibres. Ainsi, les propriétés dans la direction de  $y$  sont identiques à celles dans la direction de  $z$ .

Le polymère renforcé par fibres de verre a été employé pour le renfort de cisaillement en raison de sa contrainte supérieure à la rupture. Le polymère renforcé de fibres de carbone a été employé pour le renfort de flexion en raison de sa résistance à la traction élevée. Des propriétés élastiques linéaires des composés de FRP ont été assurées dans toute cette étude. La figure 2.8 montre les courbes de contrainte- déformation utilisées dans cette étude pour les composés de FRP dans la direction de la fibre.

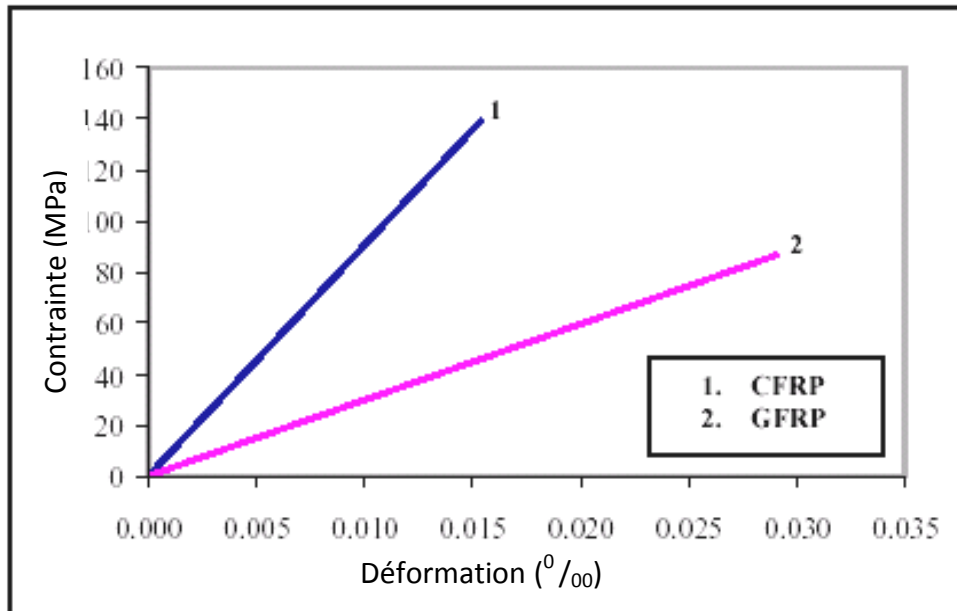


Figure 2.8: Diagramme contrainte-déformation du matériau composite dans la direction des fibres [36]

Notez qu'un système de mêmes coordonnées locales pour les éléments solides par FRP stratifié est défini où la direction de  $x$  est identique à la direction de fibre, alors que les directions de  $y$  et de  $z$  sont perpendiculaires à la direction de  $x$ .

Les propriétés des matériaux isotropes, tels que le module d'élasticité et le coefficient de Poisson, sont identiques dans toutes les directions; donc aucun indice inférieur n'est exigé. Ce n'est pas le cas avec les matériaux particulièrement anisotropes. Les indices inférieurs sont nécessaires pour définir des propriétés dans les diverses directions.

Par exemple,  $E_x$ ,  $E_y$  et  $\nu_{xy}$ ,  $\nu_{yx}$ ,  $E_x$  est le module d'élasticité dans la direction de fibre, et  $E_y$  est le module d'élasticité dans la perpendiculaire de direction de  $y$  à la direction de fibre. L'utilisation des coefficients de Poisson pour les matériaux anisotropes cause la confusion; donc, les données des matériaux anisotropes sont fournies dans le coefficient de Poisson  $\nu_{xy}$ , ou le coefficient de Poisson major pour le programme d'ANSYS [38]. Le coefficient de Poisson est le rapport de la contrainte dans la direction de  $y$  à tendre dans la direction perpendiculaire de  $x$  quand l'effort appliqué est dans la direction de  $x$ .

La quantité  $\nu_{yx}$  s'appelle le coefficient de Poisson mineur et est plus petit que  $\nu_{xy}$  tandis qu' $E_x$  est plus grand qu' $E_y$ . L'équation 2-3 montre le rapport entre le  $\nu_{xy}$  et  $\nu_{yx}$  [36].

$$\nu_{xy} = (E_x / E_s) \nu_{yx} \quad (2.3)$$

Avec:

$\nu_{yx}$  = coefficient de Poisson mineur

$E_x$  = module d'élasticité dans la direction x (direction de fibre)

$E_y$  = module d'élasticité dans la direction y

$\nu_{xy}$  = coefficient de Poisson major.

## CHAPITRE 3

### MODÈLE POUR LA SIMULATION NUMÉRIQUE DES NŒUDS

#### 3.1 Les types d'éléments

##### 3.1.1 Béton armé

Un élément solide de huit-nœuds, Solid65 [38], a été choisi pour modéliser le béton. L'élément solide a huit nœuds avec trois degrés de liberté à chaque nœud – les translations suivant les trois directions x, y, et z. L'élément est utilisé pour la déformation plastique, les ruptures par compression et les fissures dans trois directions orthogonales. La géométrie et L'emplacement des nœuds pour ce type d'élément sont montrés sur le schéma 3.1.

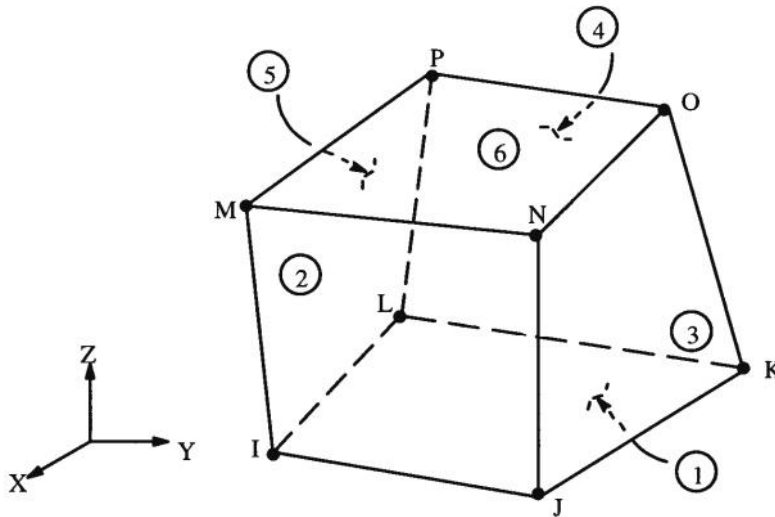


Figure 3.1: Solid65–3D béton armé ANSYS [38]

##### 3.1.2 Les aciers

Un élément Link8 ANSYS [38] a été choisi pour modéliser les armatures. Deux nœuds sont exigés pour cet élément. Chaque nœuds a trois degrés de liberté, – translations suivant les directions x, y et z. L'élément est utilisé pour la déformation plastique. La géométrie et L'emplacement des nœuds pour ce type d'élément sont montrés sur le schéma 3.2.

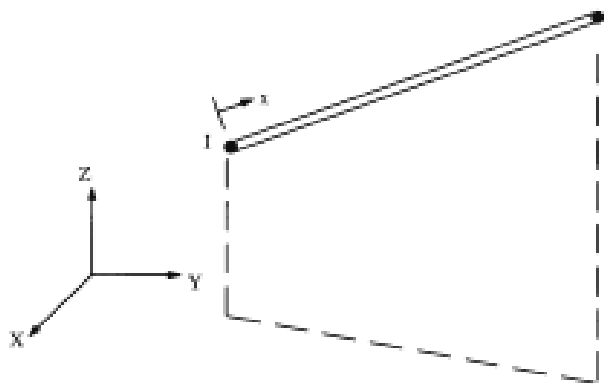


Figure 3.2: Link 8–3D spar ANSYS [38]

### 3.1.3 Matériau composite

Un élément Solid46 ANSYS [39], a été choisi pour modéliser les matériaux composites FRP. L'élément tient compte jusqu'à 250 couches de différents matériaux avec différentes orientations et de propriétés du matériau orthotrope dans chaque couche. L'élément a trois degrés de liberté à chaque nœud et translations suivant les directions x, y et z. La géométrie et L'emplacement des nœuds pour ce type d'élément sont montrés sur la figure (3-3).

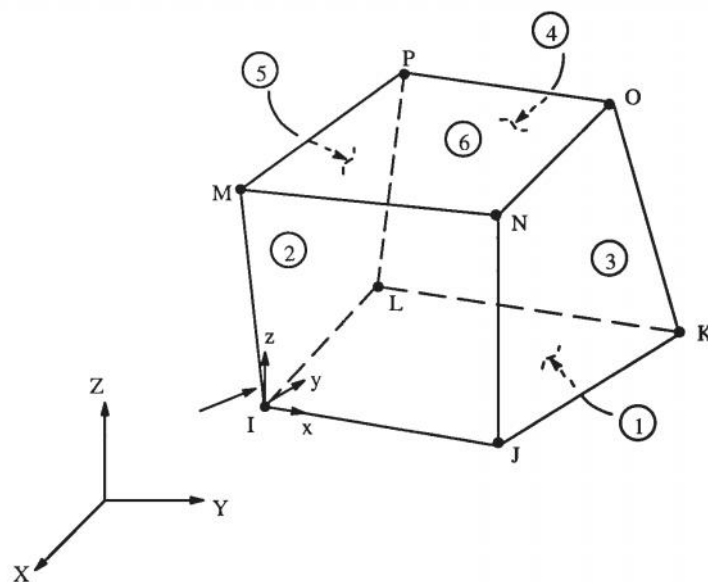


Figure 3.3: Solid46–3D matériau composite ANSYS [38]



## 3.2 Propriétés des matériaux

### 3.2.1 Béton

Lors de nos simulations numériques, nous utiliserons la loi contrainte déformation du béton, sous action instantanée, en la représentant par une courbe qui se décompose en trois parties figure (3.4)

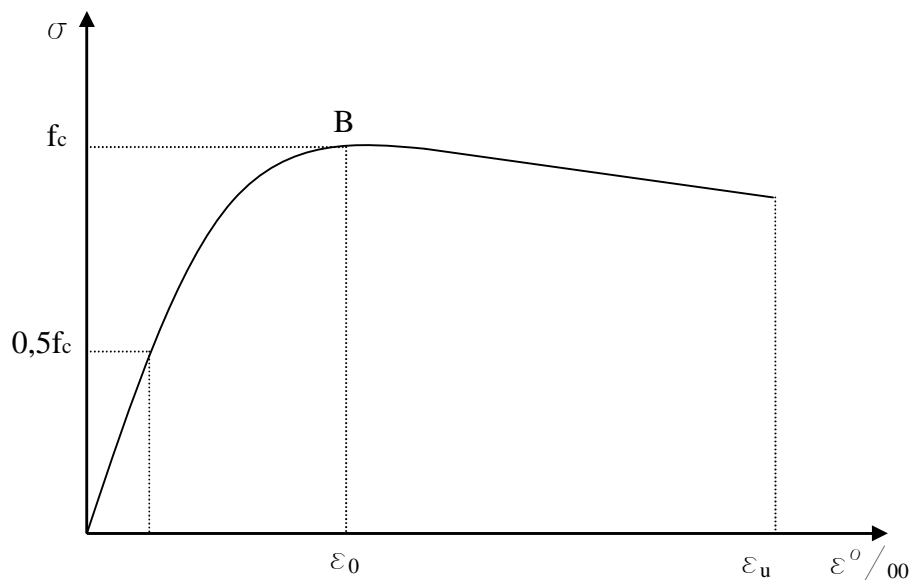


Figure (3.4) : Diagramme contrainte-déformation du béton [33].

- une partie OA pratiquement conforme à la loi de Hooke jusqu'à  $0,5 f_c$ .
- une partie AB de type parabolique où le point B correspond au maximum de la contrainte  $f_c$  et au raccourcissement  $\epsilon_0$  ; cette partie de la courbe répond sensiblement à l'équation :

$$\sigma = f_c \left( 2 \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right) - f_c \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2$$

- une partie décroissante de B en C (où la rupture est atteinte pour le raccourcissement  $\epsilon_u$ ) et qu'on peut exprimer sous la forme :

$$\sigma_c = f_c (1 - 100(\epsilon_{c1} - \epsilon_0)) \text{ Soit } \sigma_c = 0,85 f_c \text{ si } \epsilon_0 = 2\text{‰} \text{ et } \epsilon_{c1} = 3,5\text{‰}$$

Aussi bien le BAEL qu'admette un diagramme simplifié en remplaçant la partie BC par une droite horizontale correspondant à  $f_c$  sur toute sa longueur : c'est le diagramme parabole rectangle où l'on adopte  $\varepsilon_0 = 2\text{‰}$  et  $\varepsilon_u = 3.5\text{‰}$  figure (3.5).

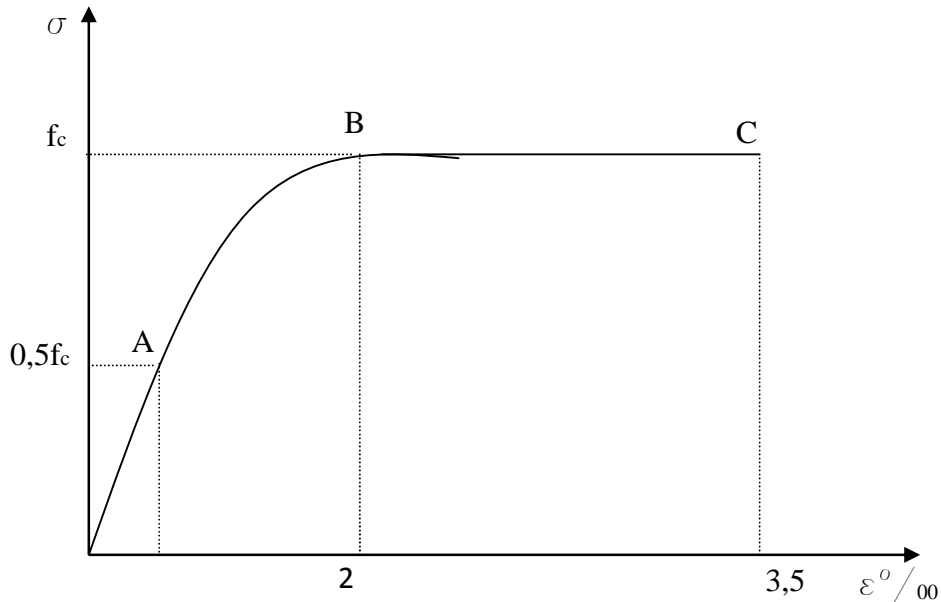


Figure (3.5) : Diagramme contrainte-déformation du béton simplifié [31]

### 3.2.1.1 Données d'entrée de MEF

Pour le béton, ANSYS exige des données d'entrée pour les propriétés des matériaux comme suit :

Module d'élasticité ( $E_c$ ).

Résistance à la compression simple finale ( $f'_c$ ).

Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ).

Coefficient de transmission de l'effort tranchant ( $\beta_\tau$ ).

- module d'élasticité instantané et différé

Le module d'élasticité instantané  $E_i$  peut s'écrire, selon BAEL :

$$E_i = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Sous des actions permanentes, le module ci-dessus diminue, c'est le module différé  $E_v$  entraînant de ce fait une déformation complémentaire du béton dite déformation différée, qui correspond à une déformation totale donnée par le module de déformation à long terme (selon BAEL) :

$$E_i = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

- Résistance à la compression

D'après les règles, le béton doit avoir une résistance minimale  $f_{cj}$  (exprimée en MPa) dite résistance caractéristique :

- $f_{cj}$  16 en zone non sismique, dans les structures de bâtiments courants ;
- $f_{cj}$  20 en zone sismique de faible et moyenne sismicité ;
- $f_{cj}$  25 en zone de forte sismicité, notamment pour une structure ductile.

Coefficient de poisson :

On a assumé que le coefficient de Poisson pour le béton est 0.2 pour chaque modèle.

- Coefficient de transmission de l'effort tranchant ( $\beta_\tau$ ).

Le coefficient de transfert de cisaillement,  $\beta_\tau$  représente des états de la fissure. La valeur de  $\beta_\tau$  s'étend de 0.0 à 1.0, avec 0.0 représentant une fissure ouverte (perte complète de transfert de cisaillement) et 1.0 représentant une fissure fermée (aucune perte de transfert de cisaillement) ANSYS [38].

La valeur de  $\beta_\tau$  utilisée dans beaucoup d'études des structures en béton armé, cependant, changées entre 0.05 et 0.25 [39, 40].

Des analyses préliminaires ont été essayées dans cette étude avec de diverses valeurs pour le coefficient de transfert de cisaillement dans cette marge, mais des problèmes de convergence ont été produits à de basses charges avec  $\beta_\tau$  moins de 0.2.

Par conséquent, le coefficient de transfert de cisaillement utilisé dans cette étude était égal à 0.2.

Un sommaire des propriétés du béton utilisées dans cette modélisation en éléments finis est donné dans le tableau (3.1).

Tableau 3.1: propriétés du béton utilisées dans la modélisation

Nœud	$E_v$ (MPa)	$f_c$ (MPa)		$\beta_\tau$
Poteau	32000	25	0.2	0.2
Poutre	32000	25	0.2	0.2

### 3.3 Acier

On a assumé que l'acier pour les modèles en éléments finis est une matière élasto plastique et identique dans la traction et la compression. Le coefficient de Poisson de 0.3 a été employé pour l'acier dans cette étude. La figure (3.6) montre la courbe contrainte-déformation utilisée dans cette étude. Les propriétés matérielles pour l'acier de chaque modèle en éléments finis sont comme suit :

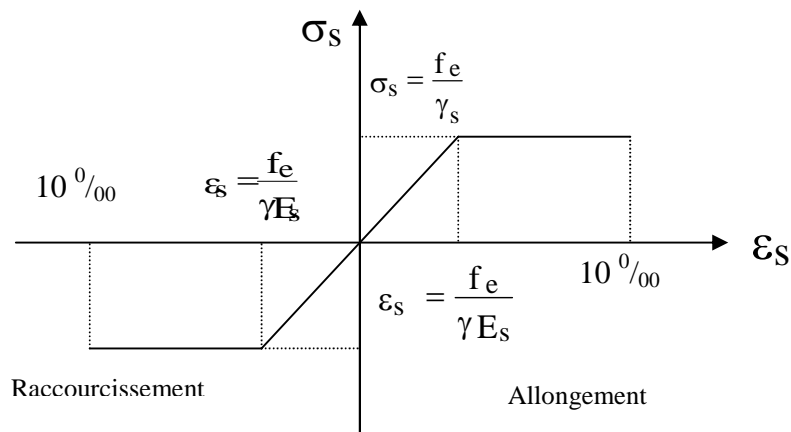


Figure (3.6) : Diagramme contrainte-déformation des aciers [31]

Module d'élasticité,  $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

Limite d'élasticité  $f_y = 348 \text{ MPa}$

Le coefficient de Poisson,  $\nu = 0.3$

### 3.4 Matériau composite

Les données d'entrée requises pour les composés de FRP dans les modèles en éléments finis sont comme suit:

- \* Nombre de couches.
- \* Épaisseur de chaque couche.
- \* Orientation de la direction de fibres pour chaque couche.
- \* Module élastique du composé de FRP dans trois directions ( $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$ ).
- \* Module de cisaillement du composé de FRP dans les trois plans ( $G_{xy}$ ,  $G_{yz}$  et  $G_{xz}$ ).
- \* Le coefficient de Poisson principal pour trois plans ( $\nu_{xy}$ ,  $\nu_{yz}$  et  $\nu_{xz}$ ).

Tableau 3.2 : Propriétés des matériaux composite [42]

FRP composite	Module d'élasticité MPa	Coefficient de poisson	Résistance à la traction MPa	Module de cisaillement MPa	Epaisseur de la couche mm
CFRP	$E_x=62000$ $E_y=4800$ $E_z=4800$	0.22 0.22 0.30	958	$G_{xy}=3270$ $G_{xz}=3270$ $G_{yz}=1860$	1.0
GFRP	$E_x=21000$ $E_y=7000$ $E_z=7000$	0.26 0.26 0.30	600	$G_{xy}=1520$ $G_{xz}=1520$ $G_{yz}=2650$	1.3

### 3.5 Connectivité des éléments

Dans les modèles en éléments finis, les couches d'éléments solides, Solid46, ont été employées pour modéliser les matériaux composites. Les noeuds des couches d'éléments solides, solid46, où les matériaux composites ont été reliés à ceux des éléments solides, solid65, béton adjacent afin de satisfaire la condition de connexion parfaite. Le schéma (3.7) illustre la connectivité d'éléments.

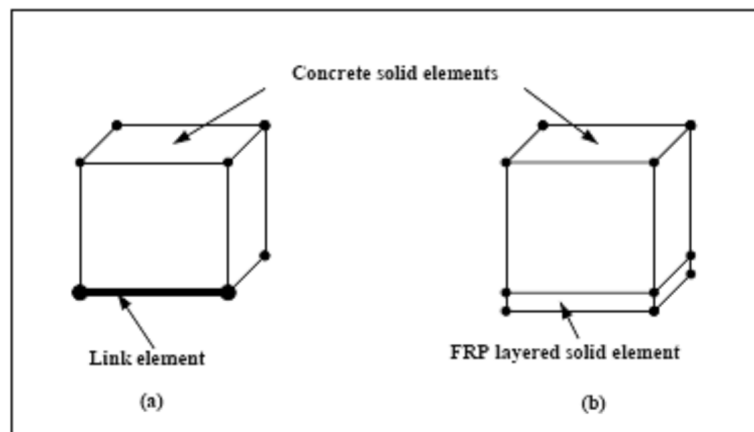


Figure (3.7): connectivité des éléments: (a) élément solide65 (béton) et éléments link8 (acier); (b) élément solide65 (béton) et les couches du matériau composite éléments solide46

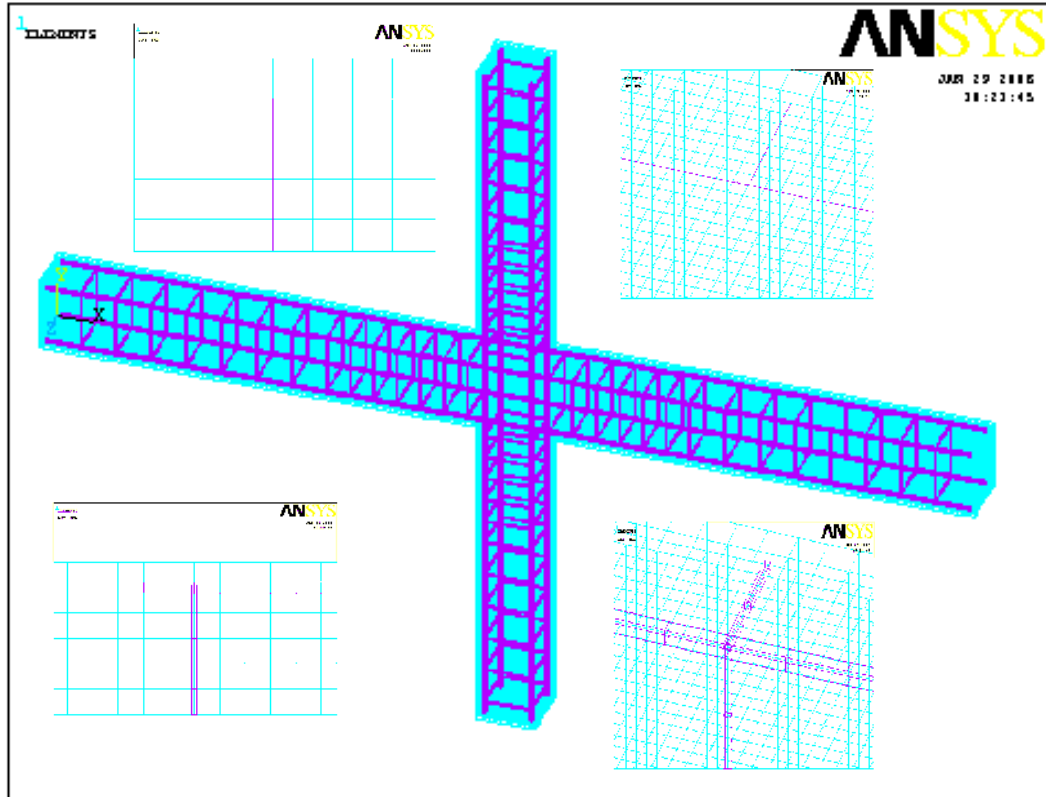


Figure (3.8): connectivité des éléments: élément solide65 (béton) et link8 (acier)

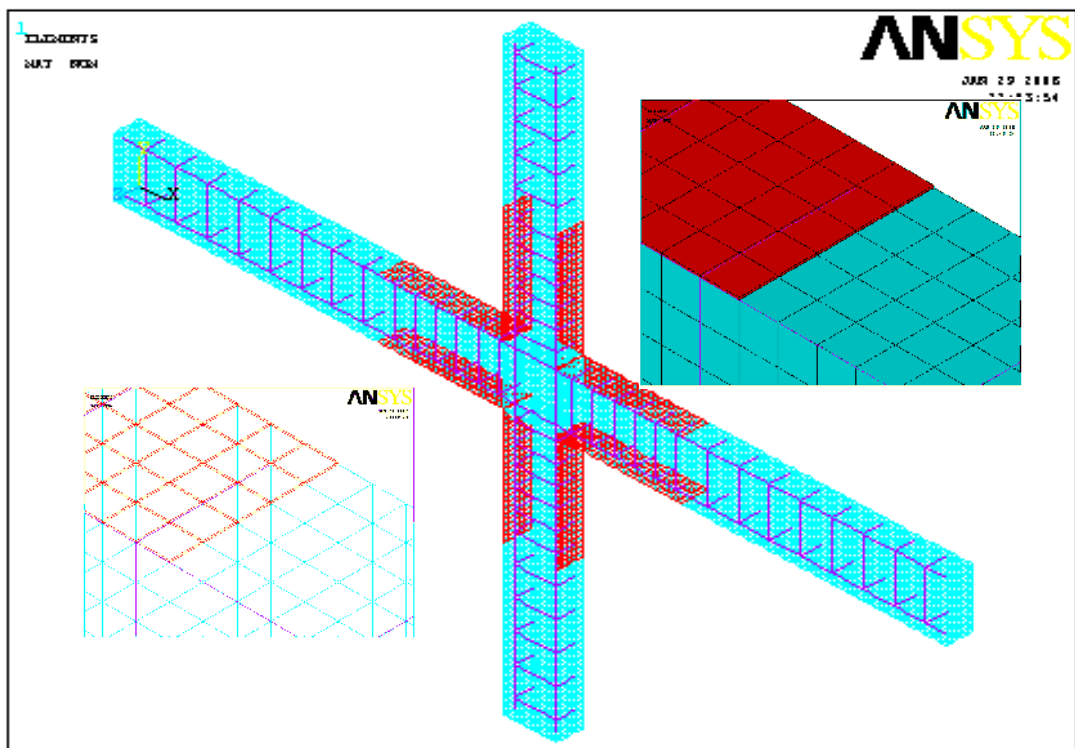


Figure (3.9): connectivité des éléments: élément solide 65 (béton) et éléments solide 46

### 3.6 Géométrie

Les portiques en béton armé peuvent être simples ou multiples, à un ou plusieurs niveaux ; dans tous les cas, la stabilité est assurée par l'encastrement réciproque des poutres et des poteaux au droit des nœuds et donc par la mise en flexion de ces éléments.

De ce fait, on peut s'attendre à une très bonne ductilité, sous réserve de l'application des dispositions constructives adéquates.

Les caractéristiques dynamiques des portiques sont bien définies, à condition toutefois que sa déformation ne soit pas empêchée par la présence de remplissage ou d'une partie de structures non prise en compte dans les calculs et qui peuvent modifier la réponse de la structure.

Pour ces structures composées d'éléments linéaires, la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes au droit des zones d'extrémité dans lesquelles sont susceptibles d'apparaître des rotules plastiques. [1]

Dans ces zones, sous l'effet des forces sismiques, apparaît une concentration des efforts avec dépassement des limites élastiques des matériaux, et une diminution de la rigidité. La détérioration progressive dépend de l'importance des efforts, du nombre et de l'ampleur des déformations, comme le montre la Figure (3.10).

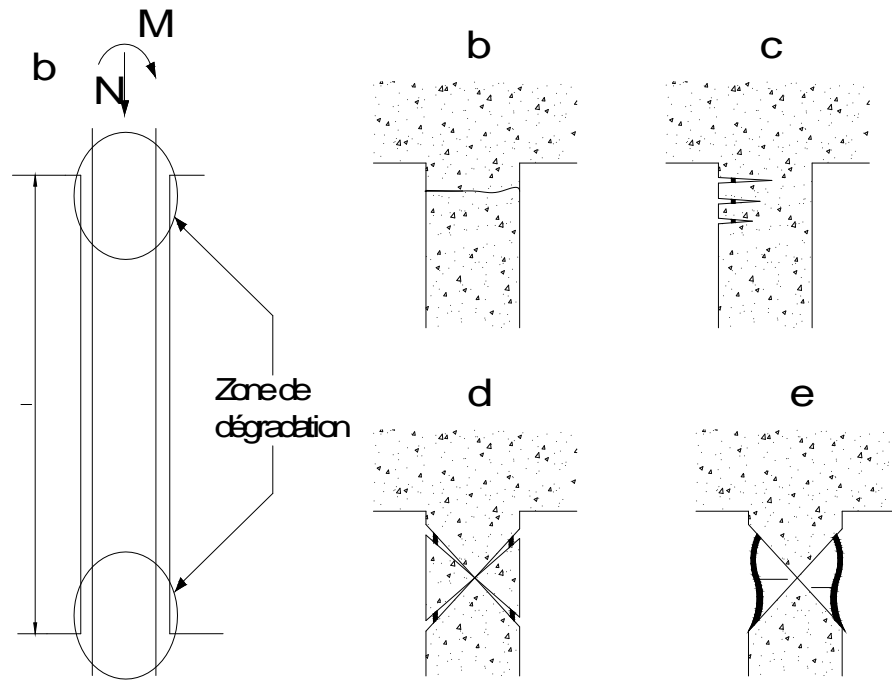


Figure 3.10 : Dégradation des zones critiques des poteaux

Le processus de détérioration est le suivant :

- Fissures horizontales situées près du niveau d'arrêt de bétonnage dont la reprise a été mal exécutée Figure 3.10 (b)
- Fissures horizontales dues à l'allongement des armatures longitudinales Figure 3.10 (c).
- Fissures en X accompagnées par la dislocation du béton d'enrobage Figure 3.10 (d).
- Dislocation totale du béton dans les zones d'extrémité ; flambage des armatures longitudinales d à l'insuffisance des armatures transversales.

Les zones ou rotules plastiques qui sont susceptibles de se produire sont dénommées zones critiques ; leurs dimensions sont:

$$l_c \geq \max \left[ d \cdot \frac{l_i}{3} \cdot 45cm \right] \quad [1]$$

Ou : d : la longueur utile

$l_c$  : la distance au point d'inflexion du diagramme de moment.

$$l_c \geq \max \left[ b, h, \frac{h_e}{6} \cdot 60cm \right] \quad [42]$$

Les dispositions constructives associées assurant le confinement du béton comprimé sont :

1. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.



2. Leur pourcentage en zone III est limité par :

0,9% (A/b.h) 4 % .....en zone courante [42]

0,9% (A/b.h) 6 % .....en zone nodale

3. Le diamètre minimal est de 12 mm

1% (A/b.h) 5 % .....en zone [1]

Les dimensions de la section des poteaux :

$\min(b, h) \geq 25cm$  Avec :  $h_e$  la hauteur d'étage

$$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

$\min(b, h) \geq 30cm$  Avec :  $h_e$  la hauteur d'étage

$$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Il est bon sens que de concevoir et de calculer les poteaux de telle façon qu'ils ne puissent s'endommager qu'après épuisement de la contribution que les autres éléments apportent à la résistance aux actions sismiques.

Cette exigence ne concerne pas seulement la résistance des poteaux, mais aussi les rigidités relatives des éléments assemblés au droit du même nœud, et la position probable des rotules plastiques susceptibles de se développer.

Il est connu que la ductilité des poteaux est plus limitée que celle des poutres, de même que la formation des rotules plastiques dans les poteaux a pour conséquence la transformation de la structure en mécanisme Figure 3.11 (d).

En effet, les éléments chargés axialement ont leur ductilité considérablement réduite du seul fait de l'existence de ces charges et du fait que le palier de ductilité, lorsqu'il existe, peut être très court.

Il est donc nécessaire que la formation des rotules plastiques dans les poutres intervienne avant que les poteaux ne sortent du domaine élastique Figure 3.11 (c).

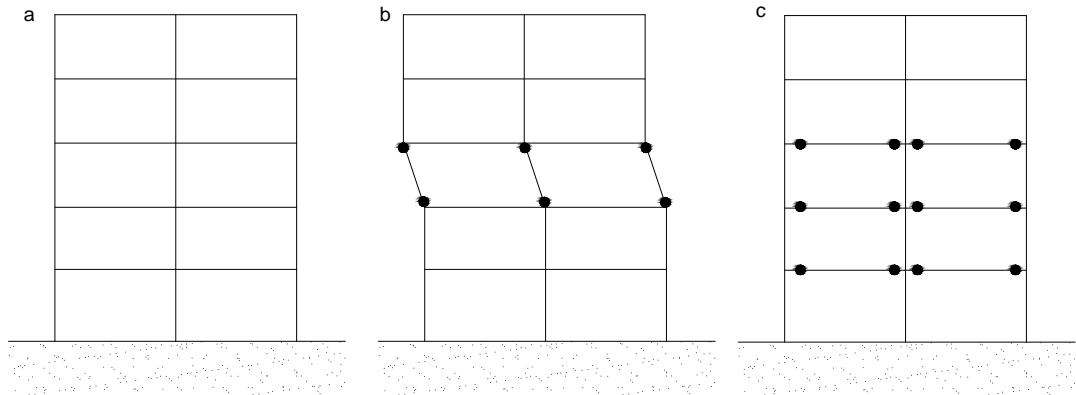


Figure 3.11 : Formation des rotules plastiques

Cela explique le souci de la plupart des règlements de conférer aux poteaux une résistance supérieure à celle des poutres. En principe, la solution serait de s'assurer qu'en chaque nœud, la somme des valeurs absolues des moments ultimes des poteaux est supérieure à la somme des valeurs absolues des moments ultimes des poutres [42].

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

Où :  $M_n$  et  $M_s$  : les moments résistants ultimes que les poteaux sont capables de développer sous l'effort normal le plus défavorable.

$M_w$  et  $M_e$  : les moments résistants ultimes mobilisables dans les extrémités des poutres.

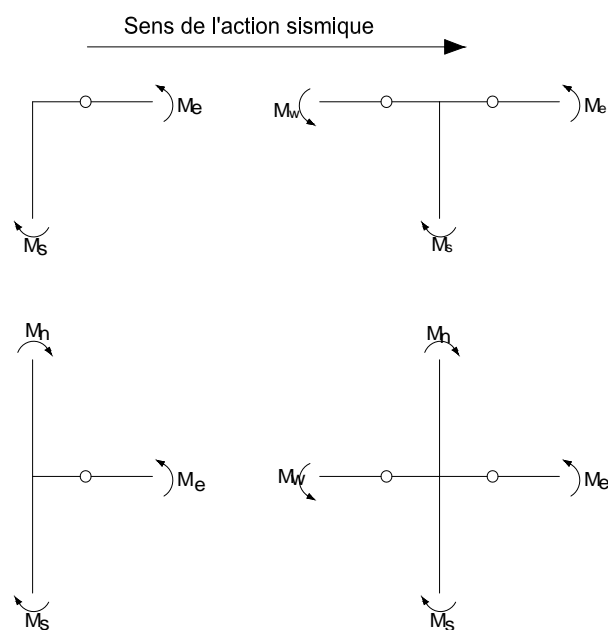


Figure 3.12 : Équilibre des moments autour du nœud

Des ruptures par cisaillement se sont produites aux extrémités des poutres. C'est pourquoi l'ensemble des règlements s'accorde pour considérer que ces régions sont critiques. Il faut, en effet, que les poutres puissent développer complètement leurs capacités à la flexion avant d'atteindre la limite de leur résistance au cisaillement.

$$( l_c = 2h ) [43]$$

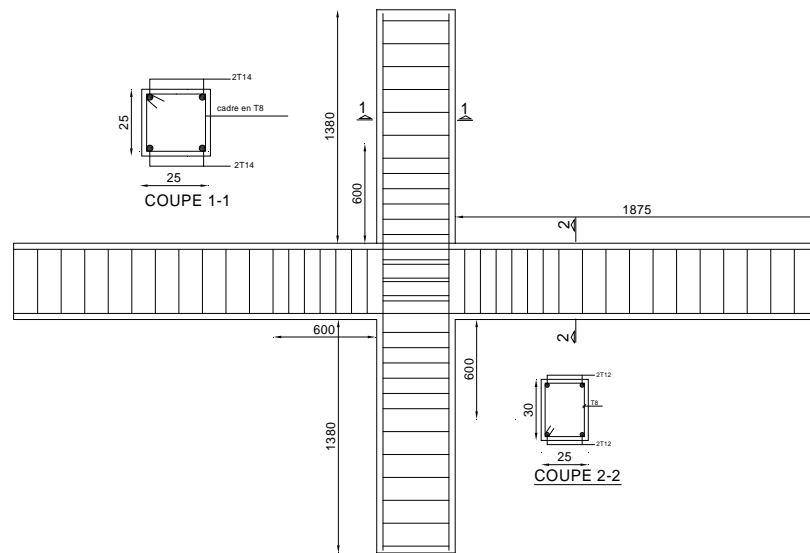
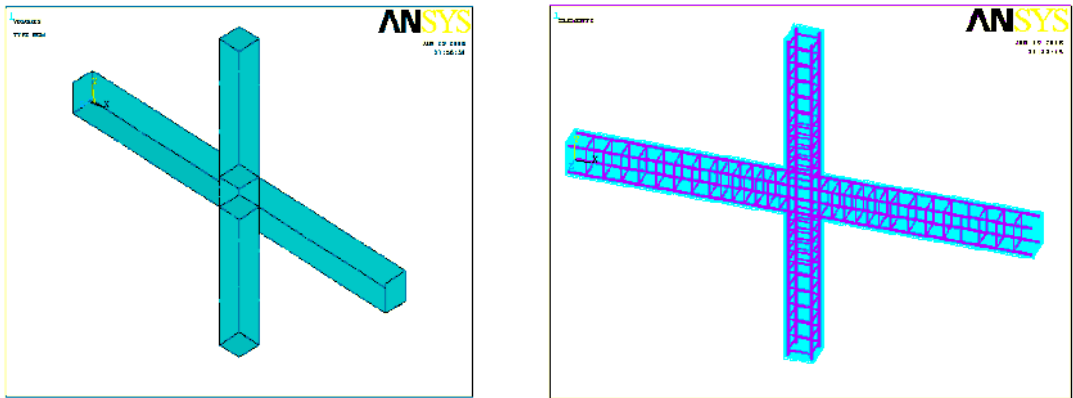
- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30cm$
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20cm$  [43]
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

Le nœud  $NM_1$ ,  $NM_2$  constitue l'élément de référence, non renforcé. Les dimensions des nœuds, ferrailage et l'espacement sont illustrés dans le tableau (3.3)

Tableau 3.3 : Dimensions et ferrailage des nœuds

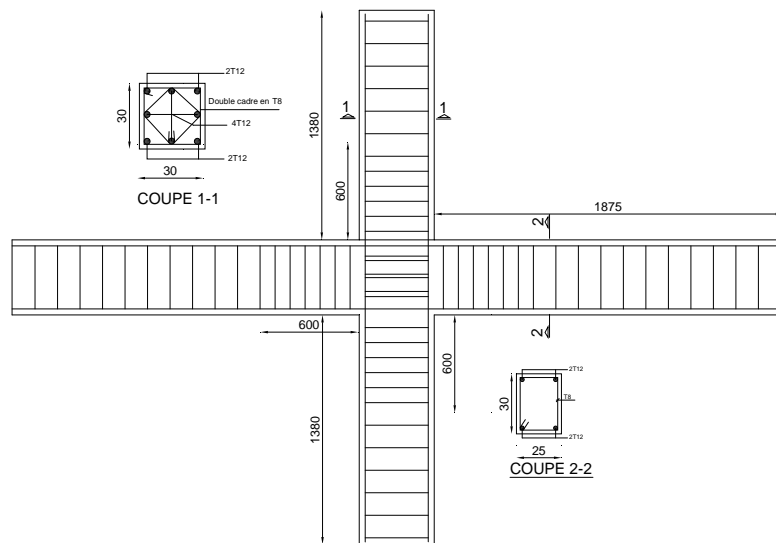
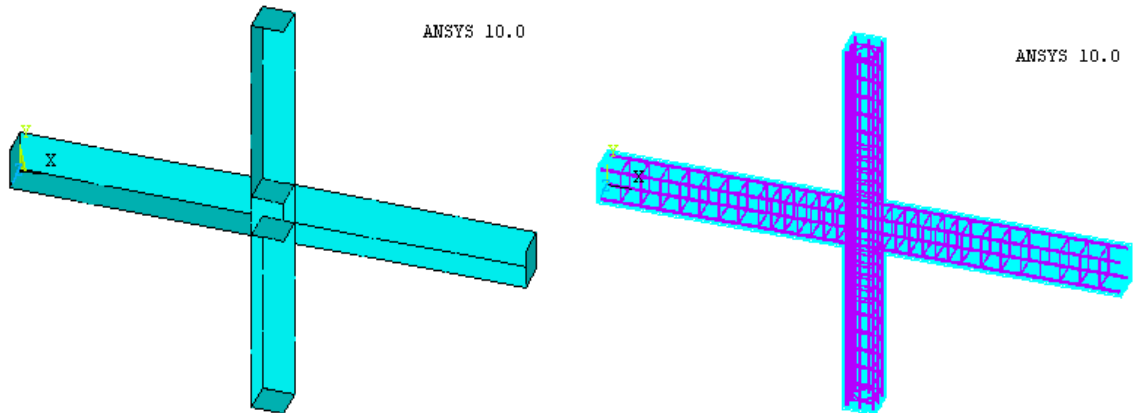
	NM <sub>1</sub>		NM <sub>2</sub>	
	Poteau	poutre	Poteau	poutre
Dimensions de la section	250x250x1380	250x300x1875	300x300x1380	250x300x1875
Armatures longitudinales	4T14	4T12	8T12	4T12
Armatures transversales	T8	T8	T8	T8
Espacement	10cm (ZN) 15cm (ZC)	10cm (ZN) 15cm (ZC)	10cm (ZN) 15cm (ZC)	10cm (ZN) 15cm (ZC)

Les figures (3.13 ; 3.14): Illustrent les dimensions et le ferrailage des nœuds avant le renforcement par matériau composite.



Modele 01

Figure (3.13) : Les dimensions typiques des nœuds avant le renforcement (NM1).



Modele 02

Figure (3.14) : Les dimensions typiques des nœuds avant le renforcement (NM2).

### 3.7 Les différentes dispositions du matériau composite

Les chercheurs ont prouvé que le module d'élasticité de la matière composite de FRP change selon le pourcentage des fibres de FRP au volume. Pour cette application, la flexibilité du tissu et sa capacité d'être modélisé dans et autour des coins du noeud est très importante.

Dans cette étude, plusieurs configurations de renforcement par des matériaux composites ont été examinées. Celles-ci incluent :

1-Le premier, et le deuxième modèle, représentent un noeud poteau – poutre sans matériau composite. Il est analysé pour servir de spécimen de contrôle et de point de référence aux comparaisons avec des modèles renforcés.

2-Le troisième modèle, avec une couche du matériau composite appliqué aux faces de traction et de compression d'un nœud soumis à une charge latérale statique.

La couche de tissu de fibres de carbone ou de fibres de verre, qui a une largeur égale à la largeur de la poutre. L'utilisation des couches minces du tissu permet de mouler dans le coin constitué par les éléments de poteau-poutre. La couche prolongée de 60cm le long de la face des segments du poteau et de la poutre.

3-Le quatrième et cinquième modèle, ont la bande de fibre large de 10 cm qui est placée à la jonction de la poutre et du Poteau. Ce modèle est employé pour étudier l'effet des bandes qui augmente la capacité en flexion du nœud de poteau-poutre avant de détacher la couche du matériau composite de la surface du béton. Deux matériaux de fibres de (Verre, carbone) de différentes épaisseurs pour de couches et bandes sont examinés.

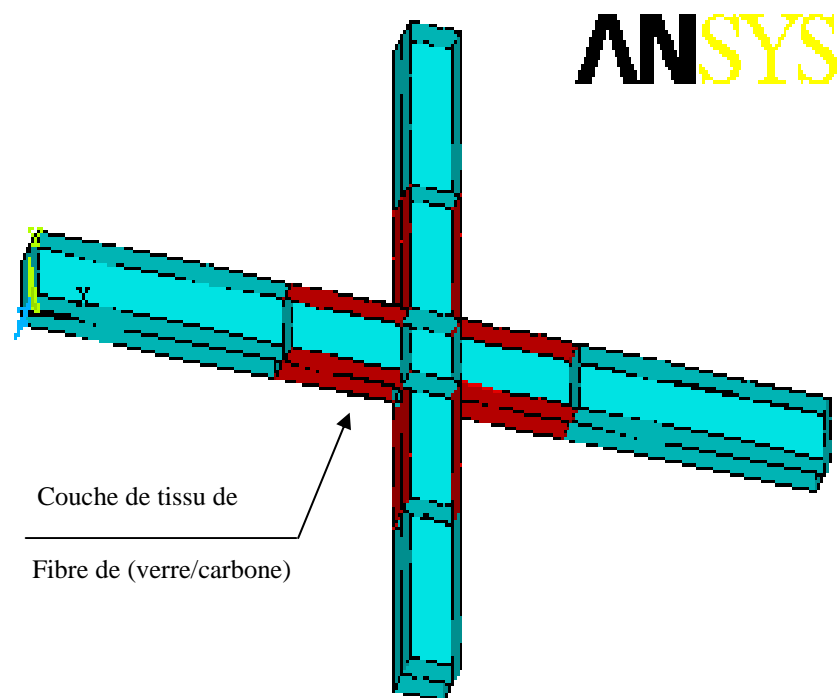
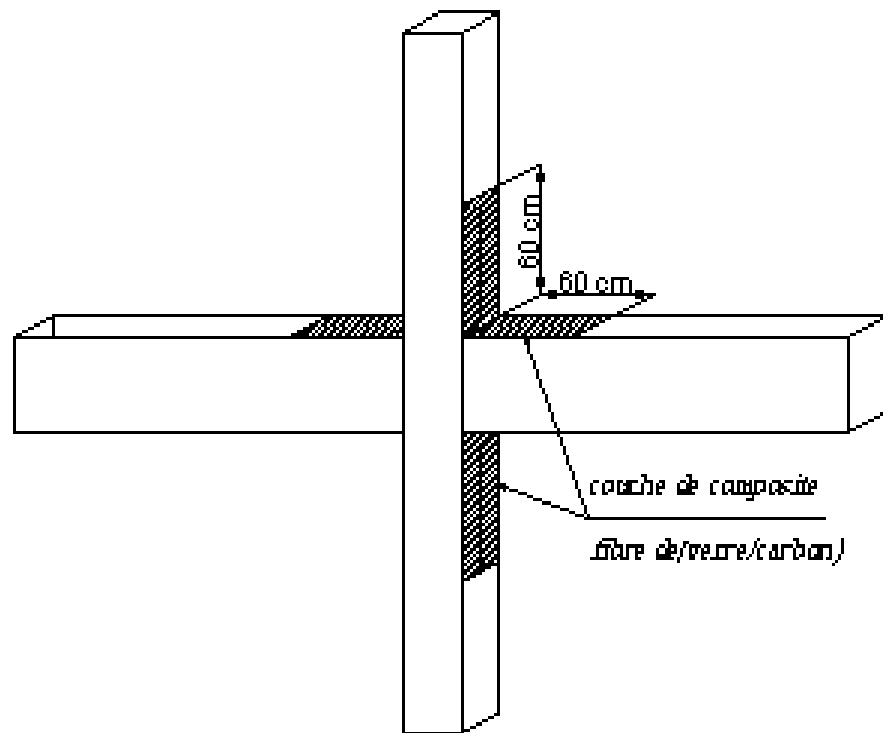


Figure (3.15) : Configuration de renforcement des nœuds  
Modèles (3 et 4)

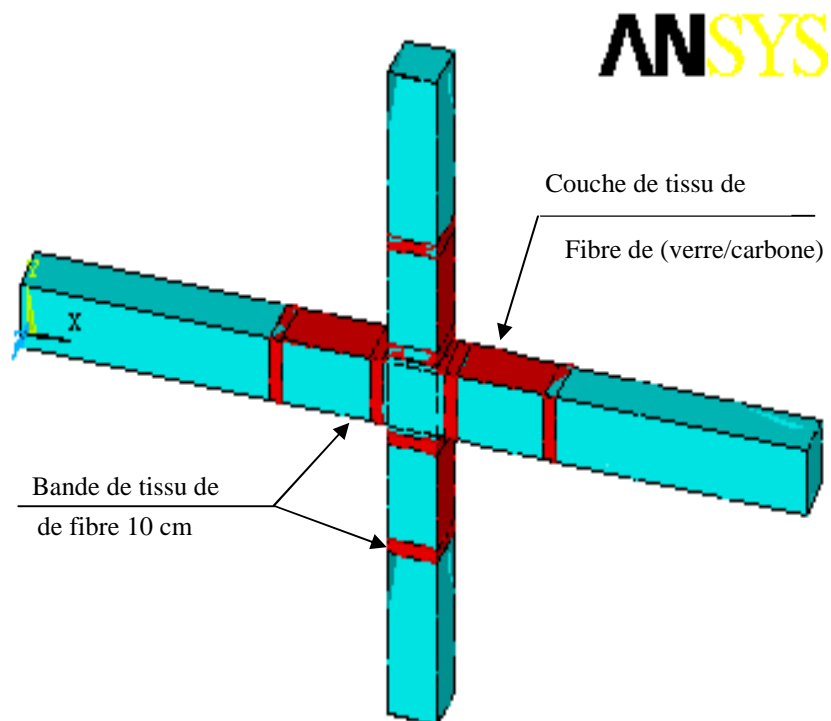
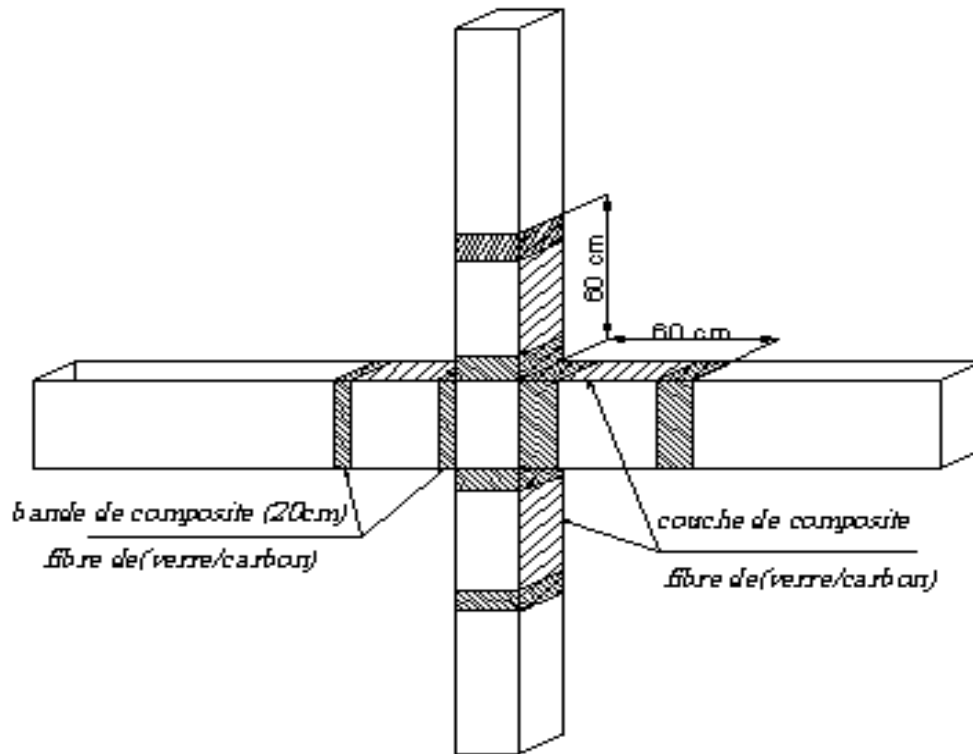


Figure (3.16) : Configuration de renforcement des nœuds avec double bande  
Modèles (5,6)



## **CHAPITRE 4**

### **PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS**

#### 4.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente les résultats obtenus par les analyses d'éléments finis pour tous les modèles des nœuds poteau-poutre.

Les analyses réalisées sur tous les nœuds ont pour but de déterminer les comportements respectifs d'un nœud renforcé, et un nœud non renforcé. Ainsi, que d'un nœud renforcé en traction et en cisaillement en utilisant également des composites.

#### 4.2 Moyens de calcul

Dans cette étude, un ordinateur de processeur Intel Pentium 4 et de 640Mo de la RAM a été employé, un disque- espace jusqu'à 1.0Go exigé pour l'analyse de chaque modèle complet. Le temps de calcul requis jusqu'à 10 heures pour chaque modèle.

En prenant l'avantage de la symétrie des nœuds, la moitié des nœuds a été utilisée pour la modélisation. Cette approche réduit le temps de calcul et l'espace de disque dur de manière significative figures (4.1), (4.2) et (4.3).

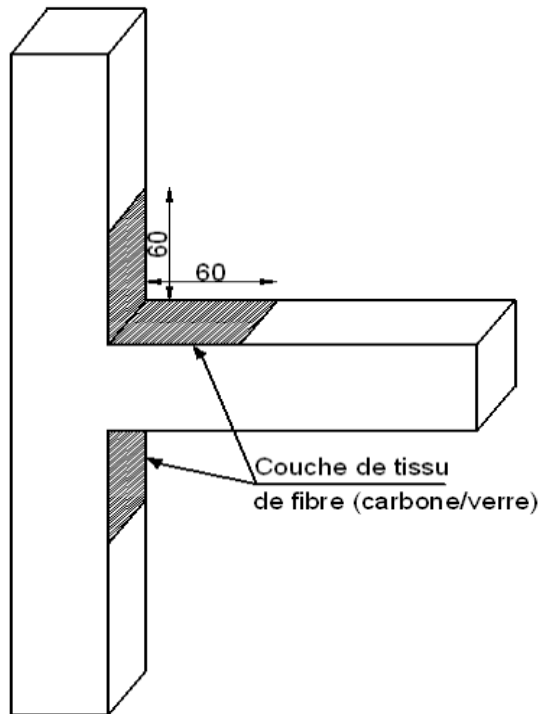


Figure (4.1) : Configuration de renforcement des nœuds par collage de tissu en fibres de (carbone/verre)

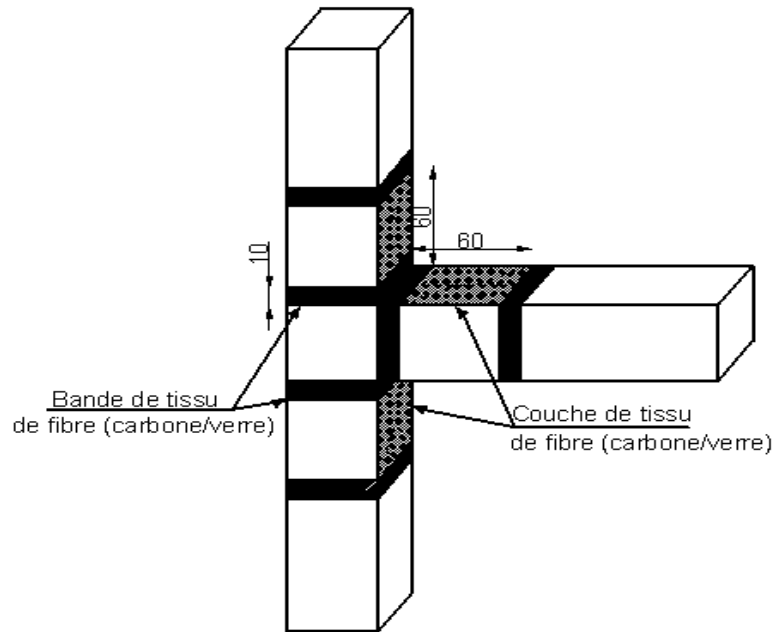


Figure (4.2) : Configuration de renforcement des nœuds par collage de tissu en fibres de (carbone/verre) et double bandes d'ancrage

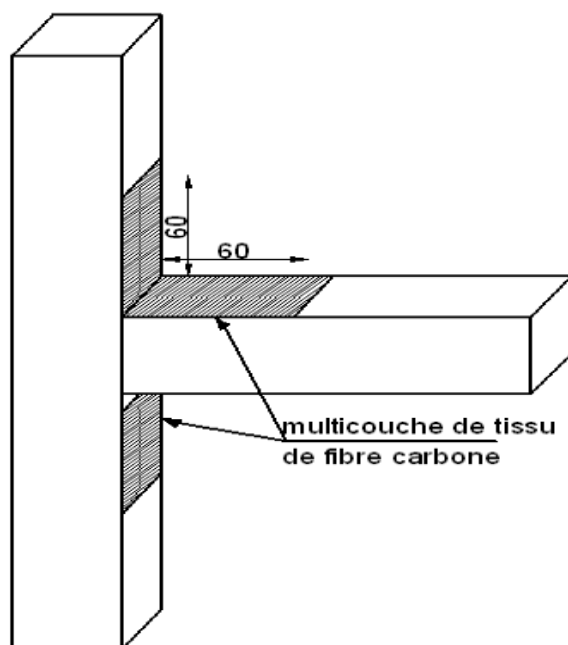


Figure (4.3) : Configuration de renforcement des nœuds par collage de tissu multicouches en fibres de carbone.

### 4.3 Discrétisation d'éléments finis

Comme mesure initiale, une analyse d'éléments finis exige le maillage du modèle. En d'autres termes, le modèle est divisé en un certain nombre de petits éléments, et après chargement, l'effort et la contrainte sont calculés aux points d'intégration de ces petits éléments [43].

Une étape importante dans la modélisation d'éléments finis est le choix de la densité du maillage. Une convergence des résultats est obtenue quand un nombre adéquat d'éléments est employé dans un modèle. Ceci est pratiquement réalisé quand une augmentation de la densité de maille a un effet négligeable sur les résultats [44].

#### 4.3.1 Maillage :

La figure 4. 4, présente le maillage du nœud renforcé; La densité du maillage est la même que celle du nœud non renforcé. Le choix des éléments quadratiques, peut garantir un bon résultat et réduit le temps de calcul

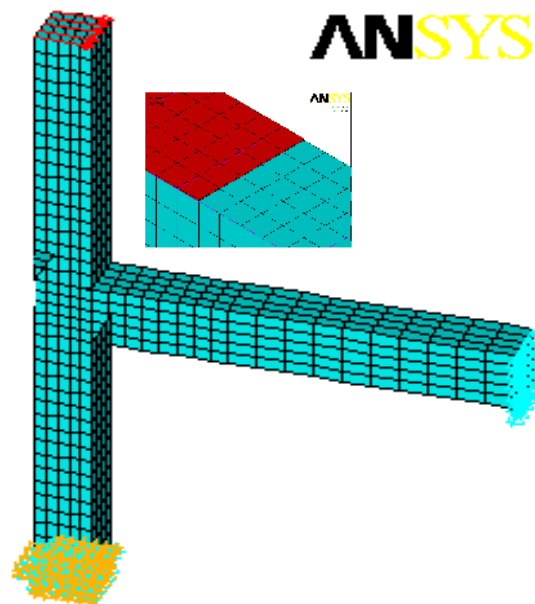


Figure 4. 4: Densité du maillage

### 4.3.2 Densité du maillage

Une étude de convergence a été effectuée pour une densité appropriée de maille, en utilisant le modèle de nœud de référence NM<sub>1</sub>. Quatre nombres différents des éléments (2685, 4027, 8055, 8575) ont été employés pour examiner la convergence des résultats.

Certains nombres du paramètre de réponse ont été comparés, il s'agit de la contrainte de compression du béton, et du déplacement. Les figures (4. 5), (4. 6) montrent les résultats de l'étude de convergence.

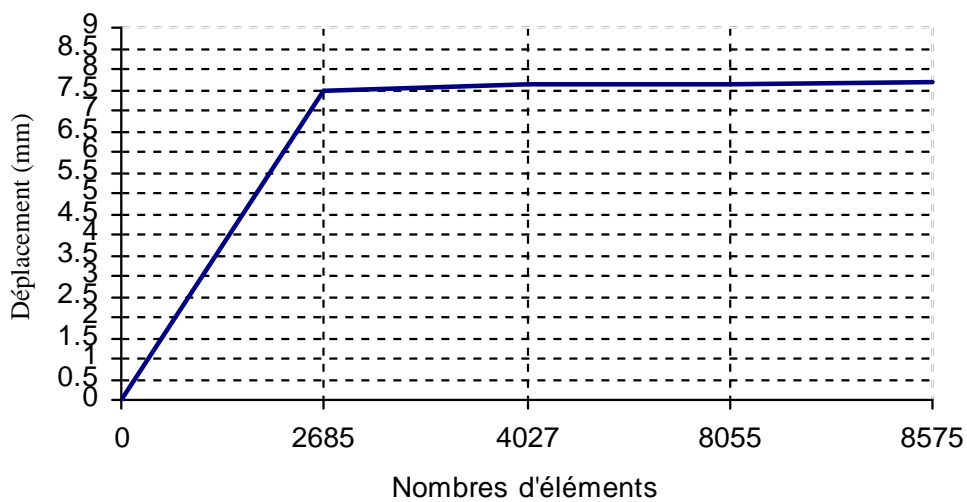


Figure (4. 5) : Résultats d'étude de convergence (déplacement)

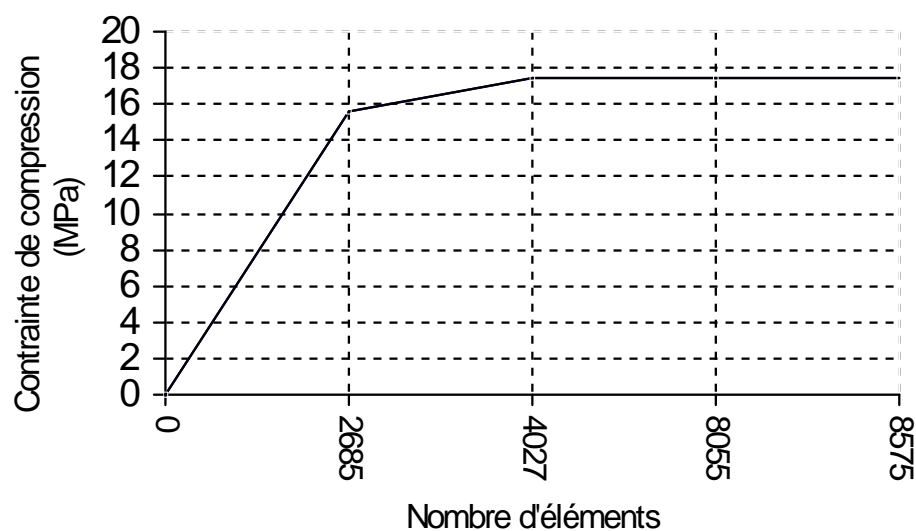


Figure (4. 6) : Résultats d'étude de convergence (contrainte de compression du béton)

Les figures (4.5, 4.6) prouvent que les différences dans les résultats étaient négligeables quand le nombre d'éléments augmente de 8055 à 8575, les solutions commencent à converger avec le modèle ayant approximativement 7500 éléments.

Le nombre d'éléments utilisés dans cette étude est récapitulé dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Nombre des éléments dans chaque modèle

Modèle	Nombre des éléments			
	Béton	Acier	Matériaux composites	Total
01	7670	395	-	8065
02	7670	514	-	8184
03	7670	395	490	8555
04	7670	395	578	8643
05	7670	395	1960	10025

#### 4-4 Solution Non-linéaire

Dans l'analyse non-linéaire, toute la charge appliquée à un modèle d'éléments finis est divisée en série d'incrément de charge appelée, incréments de charge (load steps). À l'accomplissement de chaque solution par accroissement, la matrice de rigidité du modèle est ajustée pour refléter les changements non-linéaires de la rigidité structurale avant la marche à suivre au prochain incrément de charge.

Le programme ANSYS emploie des itérations d'équilibre de Newton-Raphson pour mettre à jour la rigidité du modèle.

Les itérations d'équilibre de Newton-Raphson fournissent la convergence à la fin de chaque incrément de charge dans les limites de tolérance. La figure (4.7) montre l'utilisation de l'approche de Newton-Raphson dans un seul degré de liberté d'analyse non-linéaire.

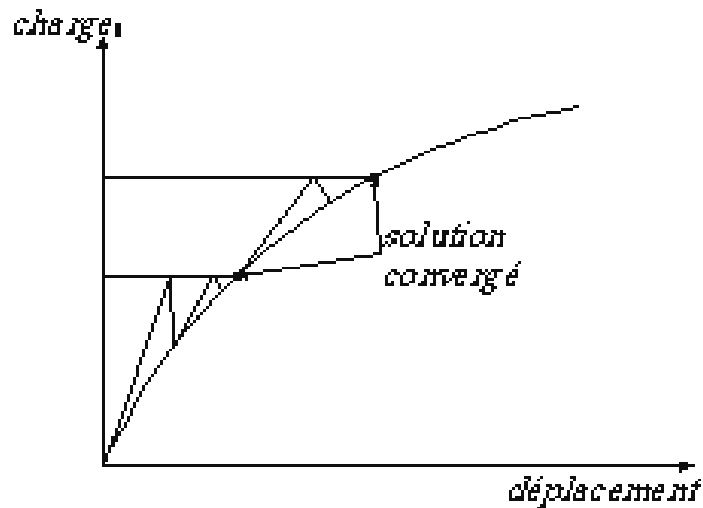


Figure 4.7 : Solution par d'itération de Newton-Raphson (2 load incréments) [38].

Avant chaque solution, l'approche de Newton-Raphson évalue le vecteur déséquilibré de la charge, qui est la différence entre les forces de reconstitution (les charges correspondant aux efforts d'éléments) et les charges appliquées. Plus tard, le programme effectue une solution linéaire, en utilisant les charges déséquilibrées, et des contrôles pour la convergence.

Si des critères de convergence ne sont pas satisfaits, le vecteur déséquilibré de charge est réévalué, la matrice de rigidité est donc mise à jour, et une nouvelle solution est atteinte. Ce procédé itératif continue jusqu'à ce que le problème converge [38].

Pour illustrer le comportement des nœuds, nous examinerons :

- la progression de la charge du modèle et la définition de la rupture du modèle en éléments finis
- la courbe de la charge déformation.
- la courbe de la charge déplacement
- les résultats des analyses d'éléments finis.

#### 4.5 Progression de la charge et définition de la rupture du modèle d'éléments finis

Pour l'analyse non-linéaire, le temps automatique faisant un pas dans le programme ANSYS prévoit et commande les tailles d'incrément de charge.

Basée sur l'historique de la solution précédente des modèles, et si le comportement de convergence est lisse, la progression automatique de temps augmentera l'incrément de charge jusqu'à une taille d'incrément choisi de charge maximum.

Si le comportement de convergence est brusque, la progression automatique du temps divise l'incrément de charge jusqu'à ce qu'elle soit égale à une taille d'incrément, de charge minimale. Les tailles d'incrément de charge maximale et minimale sont exigées pour la progression automatique de temps.

Dans cette étude, le comportement de convergence des modèles dépend du comportement du béton armé. Le premier modèle est employé pour démontrer la progression des charges (load stepping).

La figure (4.8) montre la courbe de charge - déplacement du nœud avec trois régions identifiées, montrant les différents comportements du béton armé.

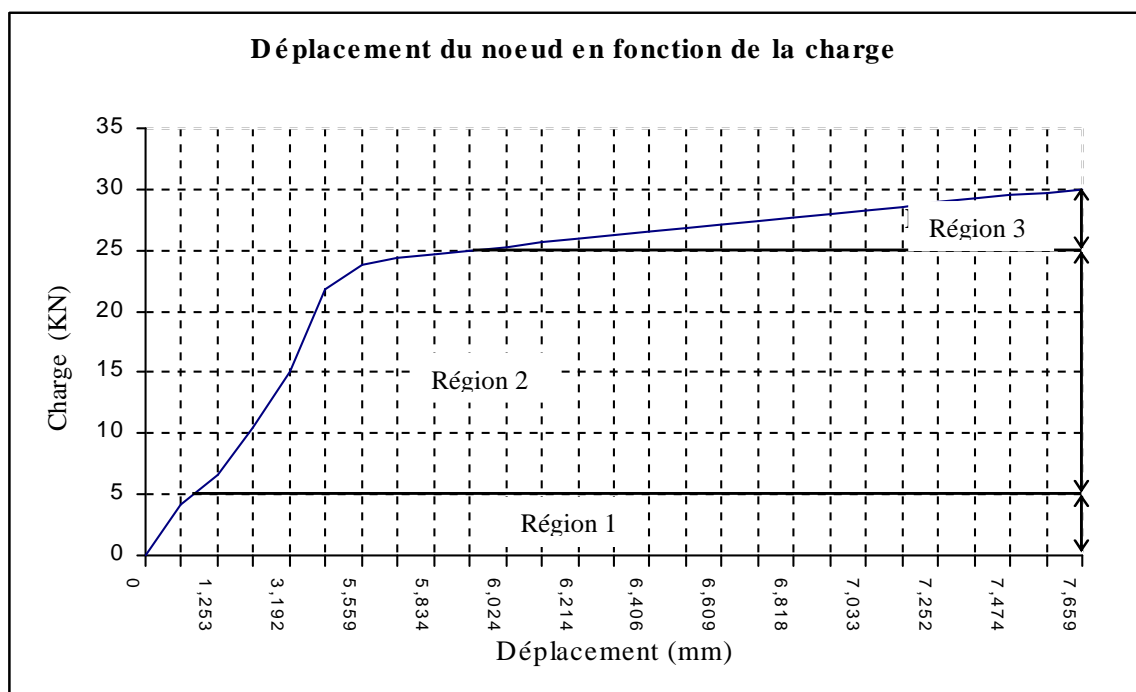


Figure (4.8) : Comportement du nœud en béton armé

Comme montrées sur la courbe, les grandeurs d'incrément de charge n'ont pas besoin d'être petites dans la gamme linéaire (la région 1). Dans le commencement de la région 2, des débuts de fissures dans le béton vont se produire. Ainsi, les charges sont appliquées graduellement avec de petits incréments de charge. Une grandeur d'incrément du minimum de 3.0 kilonewton est définie pendant le temps automatique faisant un pas dans cette région. La solution devient difficile à converger.

Si une charge appliquée sur le modèle n'est pas assez petite, la progression automatique du temps divise la charge jusqu'à ce qu'elle soit égale à la grandeur d'incrément minimum de charge.

Après la première charge de rupture, il devient plus facile de converger la solution. Par conséquent les augmentations automatiques de la progression du temps, l'incrément de charge jusqu'à la grandeur d'incrément définie de charge maximum, qui est de 25.0 kilonewton pour cette région.

Si la taille d'incrément de charge est trop grande, la solution a besoin d'un grand nombre d'itérations pour converger, ce qui augmente le temps informatique considérablement, ou il diverge.

Dans la région 3, il devient plus difficile de converger la solution en raison du rendement de l'acier.

Par conséquent, une grandeur d'incrément minimum de charge de 0.30 kilo newton est définie pour s'assurer que la solution convergera, même si une fissure importante se produit dans cette région.

Pour cette étude, une grandeur d'incrément de charge de 0.30 kilonewton est généralement assez petite pour obtenir des solutions convergées pour les modèles. La ruine pour chacun des modèles est définie quand la solution pour un incrément de charge de 0.30 kilonewton ne converge pas. Alors Le programme donne un message indiquant que les modèles ont un grand déplacement, excédant la limite du déplacement du programme d'ANSYS.



#### 4.6 Représentation graphique des résultats obtenus par ANSYS

Les résultats obtenus, par l'analyse d'éléments finis sont présentés dans cette section sous forme de courbes charge – déformation et charge - déplacement. Celles-ci, ont été tracées à partir de la charge appliquée.

##### 4.6.1 Variation de la déformation en fonction de la charge

La figure (4.9), exprime l'évolution de la déformation en fonction de la charge. On remarque une première partie linéaire de la courbe, une variation de la charge entre (0-20) KN, donnant une déformation entre (0- 500  $\mu\text{m}/\text{m}$ ). Cette phase correspond à la phase du béton armé non fissuré. Pour charge allant de 20 KN jusqu'à 25kN, on remarque une déformation importante allant jusqu'à (700  $\mu\text{m}/\text{m}$ ), c'est la phase du béton armé fissuré. Au-delà de la charge de 25 KN, on constate une déformation très importante, c'est la partie du béton armé fissuré.

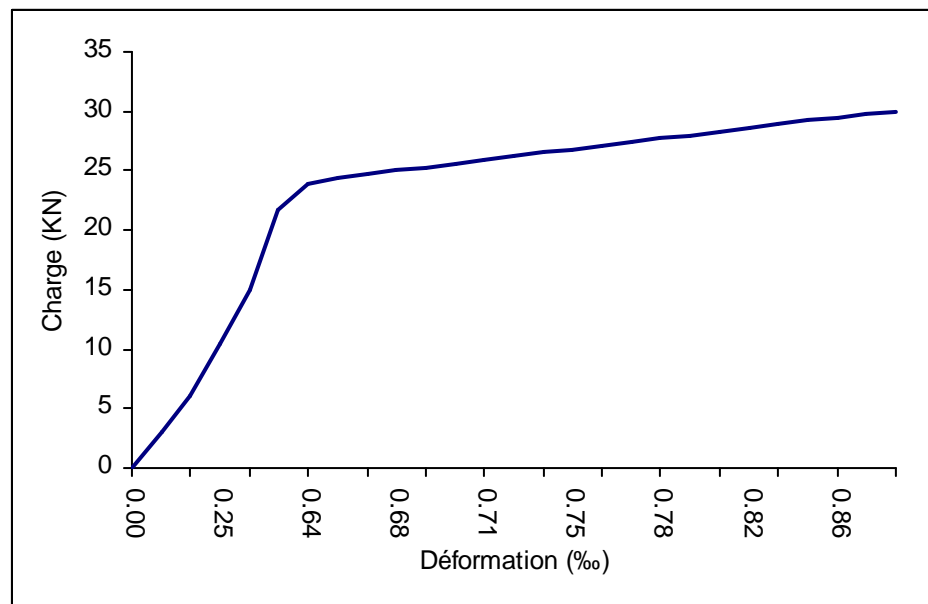


Figure 4.9: Variation de la déformation en fonction de la charge

#### 4.6.2 Courbe charge- déplacement

Sur cette figure, on distingue trois phases successives : une première phase élastique linéaire (matériau béton non fissuré), une seconde phase correspondant à la fissuration du béton et à la reprise des efforts par les armatures tendues. Dans cette phase on constate l'apparition des fissures et leur propagation. Et une troisième phase caractérisée par la propagation des fissures et par un début de plastification des armatures tendues suivie de la rupture des nœuds.

Le premier changement de pente sur les courbes correspond au début d'apparition des fissures. Le début d'apparition de fissures pour le nœud de référence est de 7.0 kN et pour les nœuds renforcés il est de 12.0 kN. L'effet du renforcement peut être observé dès le début du chargement.

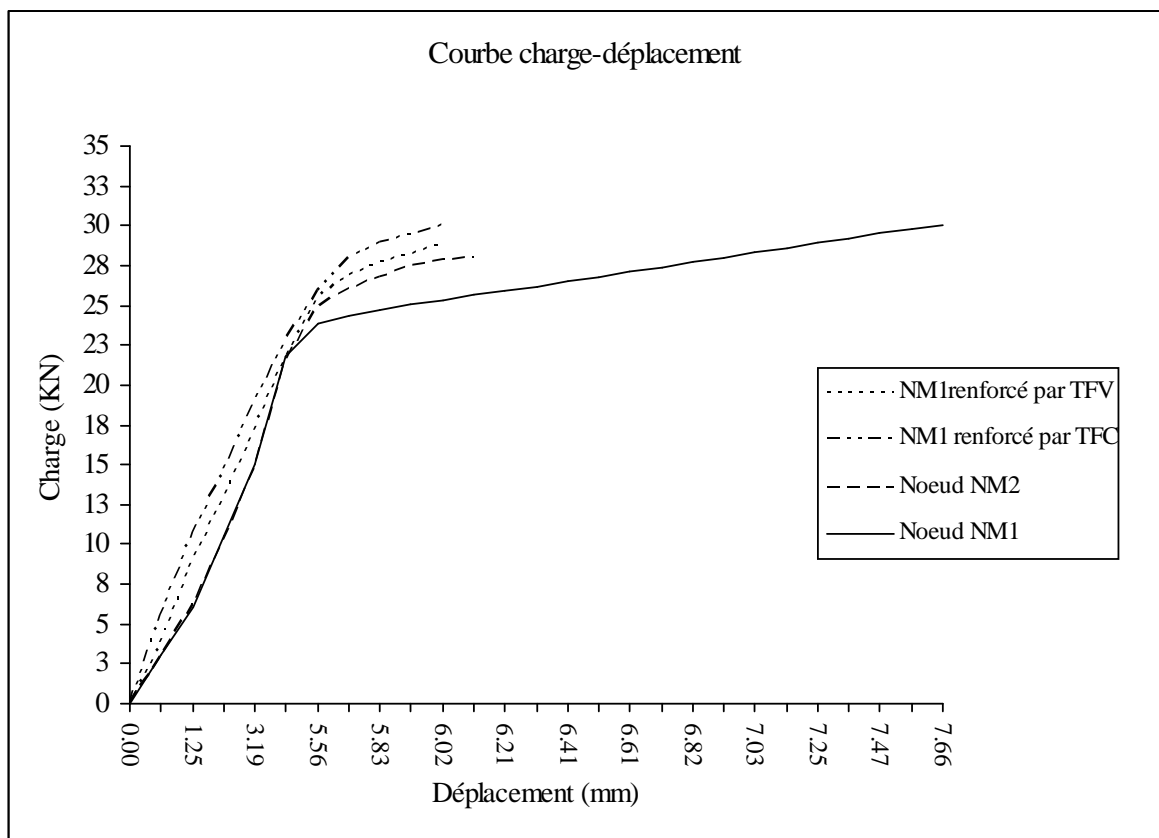


Figure (4.10) : Comportement global du nœud de référence et des nœuds renforcés par collage des tissus en forme de (L) (F=30KN)

#### 4.6.3 Comportement du nœud en béton armé renforcé par collage des bandes et tissu en forme de (L)

Pour les nœuds renforcés par des bandes, on a observé les mêmes phénomènes. Cependant, on constate que les nœuds renforcés par bandage et des tissus en forme de L présentent des charges de rupture plus élevées par rapport à celles renforcés uniquement par des tissus en forme de (L). Ceci peut être justifié par le fait que le renforcement par bandage exclut le problème d'ancrage. L'exclusion de ce problème fait que les bandes offrent le maximum de leur résistance à l'assemblage.

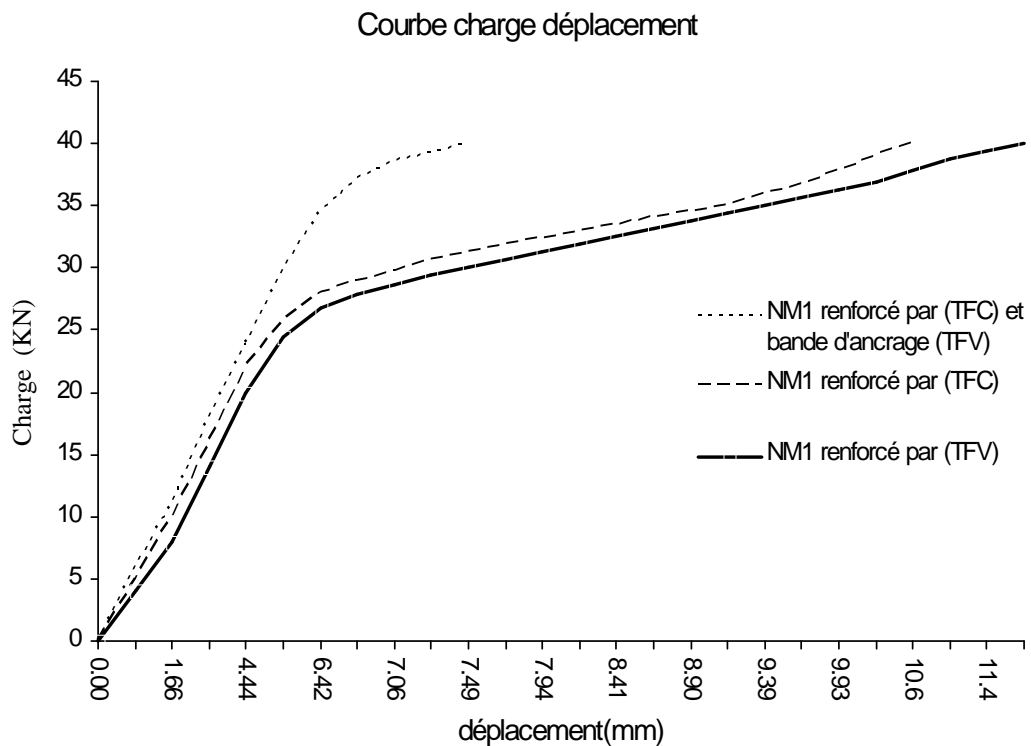


Figure (4.11) : Comportement global du nœud de référence et des nœuds renforcés par collage des bandes et tissu en forme de (L) (F=40KN)

#### 4.6.4 Comportement du nœud en béton armé renforcé par collage de multicouches de tissu en fibres de carbone

La figure (4.12) exprime La capacité portante et de la déformabilité des nœuds renforcés en fonction du nombre de couches de tissu en fibres de carbone (TFC) appliquées

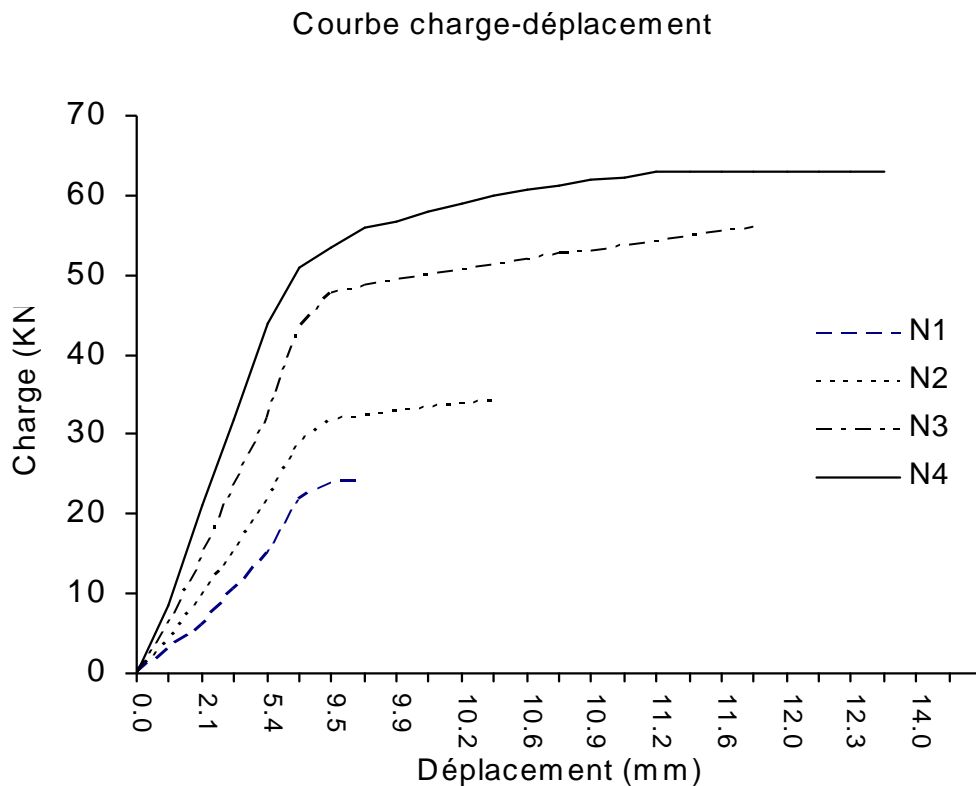


Figure (4. 12) : Comportement global du nœud de référence et des nœuds renforcés par collage des multicouches de tissu en fibres de carbone

Les charges de ruine atteintes par les nœuds N2 et N3 augmentent considérablement par rapport au nœud de référence. Par contre, la quatrième couche de tissu n'apporte pas une contribution appréciable par rapport à l'élément N3. On observe une augmentation considérable de la charge en fonction des couches de tissu en fibres de carbone appliquées, jusqu'à 68 % pour l'élément N4

Tableau (4.2) : les déplacements ultimes

Nombre de couches	Charge (KN)	Déplacement (mm)
N1	30	7.65
N2	40	9.1
N3	50	12.2
N4	60	12.9

Le mode de ruine des nœuds renforcés diffère de celui des nœuds en béton armé non renforcés. L'élément de référence, subit une rupture classique d'un élément sollicité à la flexion avec un écoulement des aciers d'armature suivi de l'épuisement de la résistance à la compression du béton

#### 4.7 Conclusion :

La représentation graphique de tous les nœuds sont présentés sur les figures (4.5), (4.10), (4.11) et la figure (4.12), où l'on peut observer les points suivants :

- La comparaison des modèles d'éléments finis prouve que la dureté des nœuds avant et après le renforcement est approximativement la même dans la partie linéaire.
- Le comportement des nœuds renforcés par les matériaux composites est plus grande que celle du nœud de référence.
- Le mode de ruine des nœuds renforcés diffère de celui des nœuds en béton armé non renforcés. L'élément de référence, subit une rupture classique d'un élément sollicité à la flexion avec un écoulement des aciers d'armature suivi de l'épuisement de la résistance à la compression du béton.
- Pour les nœuds renforcés par des tissus de fibres de carbone ou de verre, la rupture se produit brusquement par un déchirement des fibres en traction.

- Les nœuds renforcés par bandage et de tissus en forme de L présentent des charges de rupture plus élevées par rapport à celles renforcées uniquement par des tissus en forme de (L)
- le renforcement par bandage exclut le problème d'ancrage. L'exclusion de ce problème fait que les bandes offrent le maximum de leur résistance à l'assemblage.
- Les courbes des nœuds renforcés montrent bien le point de plastification des aciers qui se situe aux environs de (25 KN), pour des déplacements semblables qui varient entre 4,9 à 5,50mm. Ceci présente des gains de résistance supérieure à 60% par rapport au nœud de référence. Donc, l'utilisation des composites en flexion permet de retarder la plastification des barres d'acier.

#### 4.8 Résultats des analyses d'éléments finis

Les résultats obtenus à partir de l'analyse d'éléments finis du modèle du poteau - poutre montré sur la figure 4.13 indiquent que l'effort à l'interface entre le composite et le béton est très grand, et qui est beaucoup plus grand que la résistance à la traction du béton. Ceci mène à une rupture prématurée du système et élimine son renforcement.

Une fois le décollement du composite est empêché, la rupture du tissu de FRP est due à l'effort de traction et de cisaillement. Les résultats de ce mode de rupture sont semblables à ceux présentés dans la littérature portant le renforcement des poutres en flexion à l'aide des plaques de FRP (32,33). Les tests effectués par Ritchie (34) sur la poutre suggèrent qu'un deuxième ensemble de composite sous la forme illustrée sur La figure (4.2), peut être employé pour faciliter le transfert des forces de traction à partir du composite de FRP, à la poutre ou au Poteau.

Le nœud du poteau-poutre avec la couche et les bandes de composite figure 4.2 a été analysé en utilisant les mêmes paramètres que ceux du nœud poteau-poutre sans composite.

Les résultats numériques sont obtenus en analysant les nœuds montrés sur Figure (4.2) une fois soumis au même chargement et l'épaisseur des bandes est égale à celle de la couche de fibre (0.01cm). Tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Les résultats numériques du nœud renforcé

	Modèle sans matériau composite	Tissu fibre de carbone		Tissu fibre de verre	
		Valeur	Change (%)	Valeur	Change (%)
Charge latérale dans poteau	30 KN	30 KN	/	30 KN	/
Max. contrainte de compression (béton) (MPa)	28.3	17.8	-37	22.5	-20.5
Max. contrainte de traction (MC) (MPa)	/	30.9	/	33.5	/
Max. contrainte de cisaillement (MC) (MPa)	/	27.3	/	15	/
Rotation du poteau	0.36 <sup>0</sup>	0.3 <sup>0</sup>	-16	0.34 <sup>0</sup>	-6

Les résultats de l'analyse indiquent que l'addition du composite peut réduire la contrainte de compression dans le béton de 22.5% pour des modèles utilisant la fibre de verre, et 37% pour des modèles employant la fibre de carbone. L'effort dans les armatures d'acier est réduit de 20 %.

Basé sur ces résultats, les rapports suivants peuvent être établis.

1- Pour les modèles analysés dans cette étude, la rotation est réduite dans la gamme de (6 à 20 %) quand le chargement identique est appliqué au nœud renforcé et au nœud non renforcé. La rotation du nœud est mesurée à la jonction de l'élément du Poteau et de la poutre.

2- Si on utilise des matériaux avec un module d'élasticité élevée tel que les fibres de carbone, la performance du nœud (l'effort réduit, rotation nœud réduite, etc...) augmentera. Cependant, l'augmentation relative de la performance du nœud n'est pas linéairement proportionnelle à l'augmentation du module du matériau composite. Par exemple, le

module d'élasticité de la fibre de carbone est trois fois plus grand que celui du Verre, mais la fibre de carbone fournit seulement une réduction de 16,5% de l'effort de compression du béton.

#### 4.8.1 Distribution des contraintes sur le contour des tissus

Le calcul de l'effort de Von Mises est une méthode commune employée. Le critère de Von Mises, établi en 1913, prédit que la déformation plastique débute lorsque l'énergie de distorsion atteint une valeur critique [38].

Les déformations principales sont calculées à partir des composants de la déformation par équation cubique.

$$\begin{vmatrix} \varepsilon_x - \varepsilon_0 & \frac{1}{2}\varepsilon_{xy} & \frac{1}{2}\varepsilon_{xz} \\ \frac{1}{2}\varepsilon_{xy} & \varepsilon_y - \varepsilon_0 & \frac{1}{2}\varepsilon_{yz} \\ \frac{1}{2}\varepsilon_{yz} & \frac{1}{2}\varepsilon_{yz} & \varepsilon_z - \varepsilon_0 \end{vmatrix} = 0$$

Où:

$\varepsilon_0$  = déformation principale (3 valeurs)

Les trois principales déformations sont  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$ , et  $\varepsilon_3$ . Elles sont classées de telle sorte que  $\varepsilon_1$  est le plus positif et  $\varepsilon_3$  est le plus négative

Von Mises ou équivalent déformations  $\varepsilon_e$  est calculé comme suit :

$$\varepsilon_e = \frac{1}{1+\nu} \left( \frac{1}{2} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2] \right)^{1/2}$$

Où:

$\nu'$  = Coefficient de Poisson effectif = coefficient de Poisson pour les matériaux élastiques

0.5 pour les matériaux plastiques

Les contraintes principales ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$ ) sont calculées à partir des composants de la contrainte par l'équation cubique [38].



$$\begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma_0 & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_y - \sigma_0 & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_z - \sigma_0 \end{vmatrix} = 0$$

$\sigma_0$  = contrainte principale (3 valeurs)

Les trois contraintes principales sont  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , et  $\sigma_3$ . Elles sont classées de telle sorte que  $\sigma_1$  est la plus positive (traction) et  $\sigma_3$  est la plus négative (compression). [38].

Von Mises ou équivalent contrainte  $\sigma_e$  est calculé comme suit :

$$\sigma_e = \left( \frac{1}{2} \left[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \right)^{1/2}$$

Ou :

$$\sigma_e = \left( \frac{1}{2} \left[ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \sigma_{yz}^2 + \sigma_{xz}^2) \right] \right)^{1/2}$$

Les figures (4.13) et (4.14) présentent des efforts de Von Mises pour la couche de composite en fibres de carbone et de verre. On montre dans ces figures que la distribution des efforts suit le même modèle pour chacun des deux matériaux composites

Cette distribution d'efforts est approximativement parabolique avec l'effort le plus élevé se produisant dans le tissu au bord le plus proche de la jonction de l'élément poutre et Poteau. Ceci coïncide avec le point où le Confinement de la bande est le plus grand. L'on remarque que, la couche de composite collée aux joints de poteau - poutre est soumise au décollement. Par conséquent, il est important de considérer l'effet combiné à ces efforts.

L'addition des bandes fournit l'ancrage du tissu aux différentes faces du Poteau et de la poutre. Cependant, le recourbement des bandes a pour conséquence une distribution non linéaire des efforts à travers la largeur du tissu

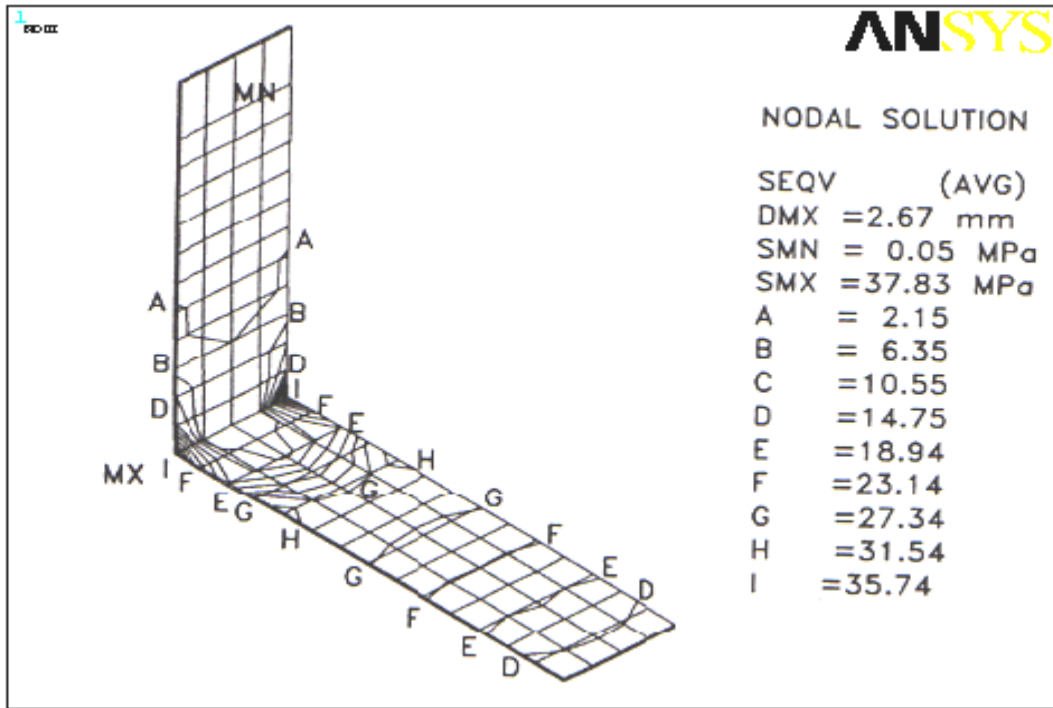


Figure (4.13) : Contrainte de Von Mises sur le contour de composite (fibre de verre)

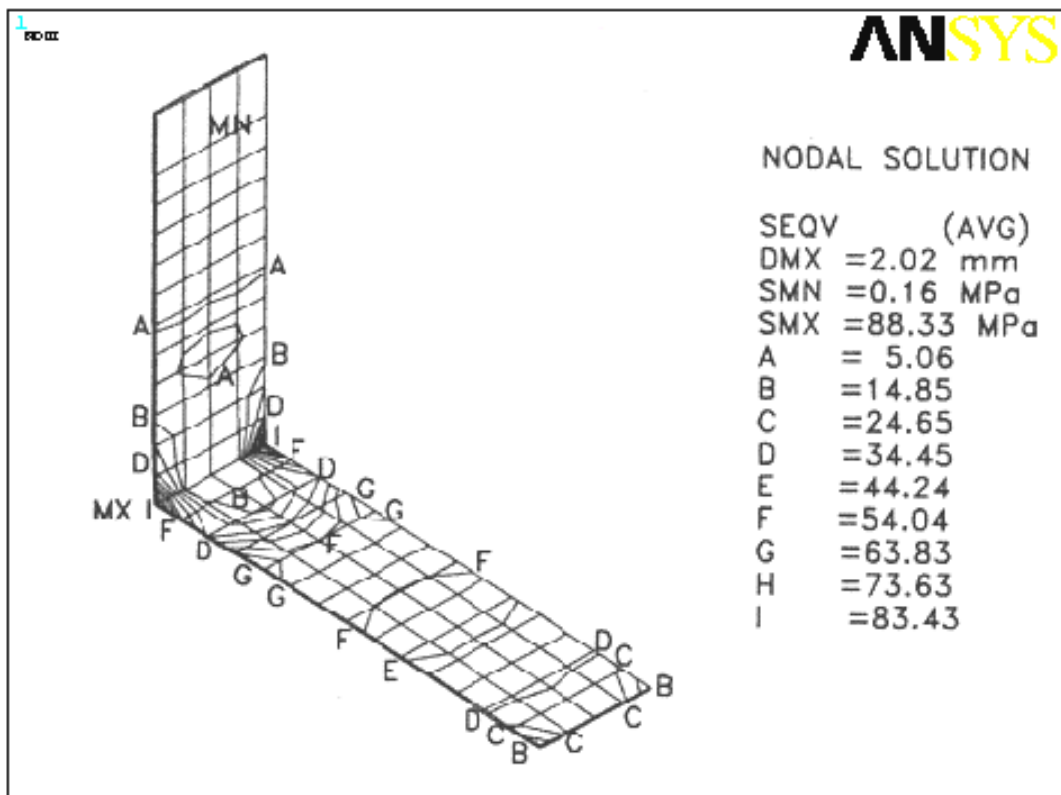


Figure (4.14) : Contrainte de Von Mises sur le contour de composite (fibre de carbone)

Les efforts élevés de traction et de cisaillement se produisent là où les fibres se plient autour des coins des éléments. Les efforts de Von Mises dans les couches et les bandes de fibres de verre, et de carbone sont montrés sur les figures (4.15), (4.16), (4.17).

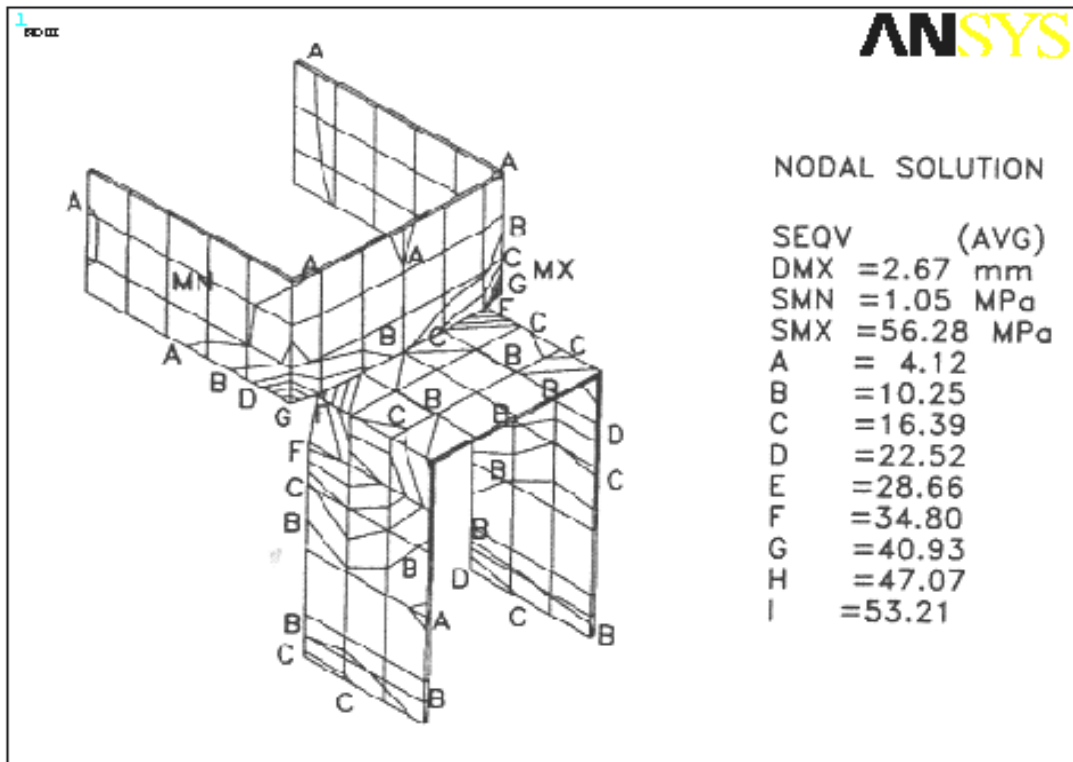


Figure (4.15) : Distribution des contraintes Von Mises dans la bande du matériau à base de fibres en verre

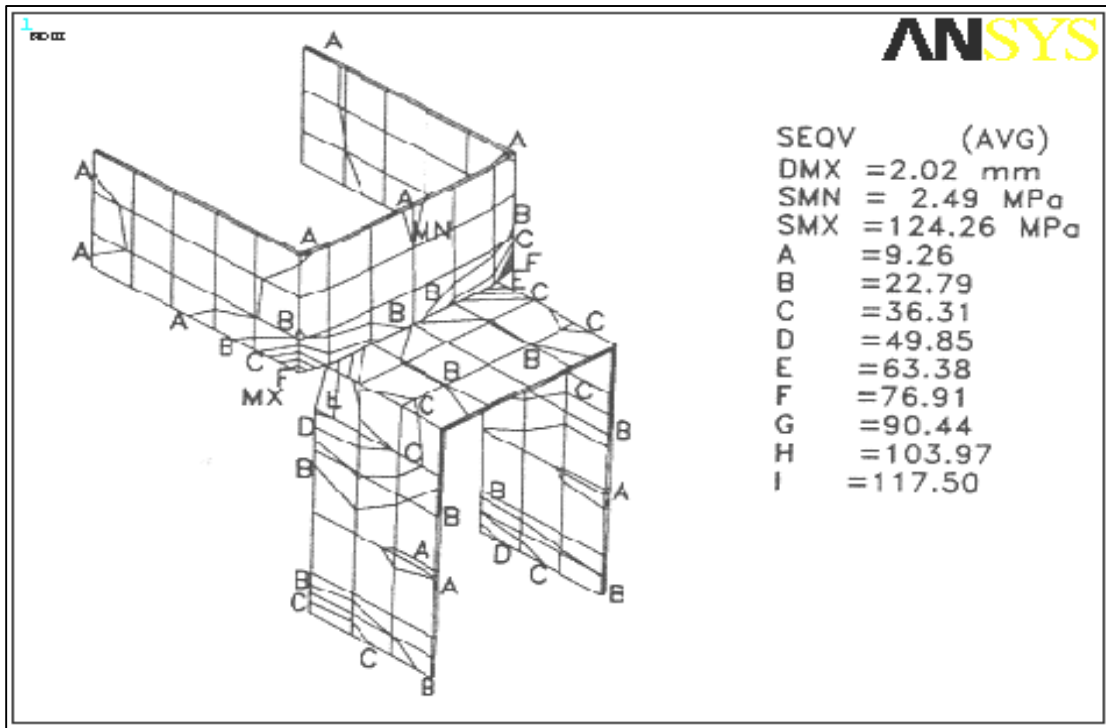


Figure (4.16) : Distribution des contraintes Von Mises dans la bande du matériau à base de fibres en carbone

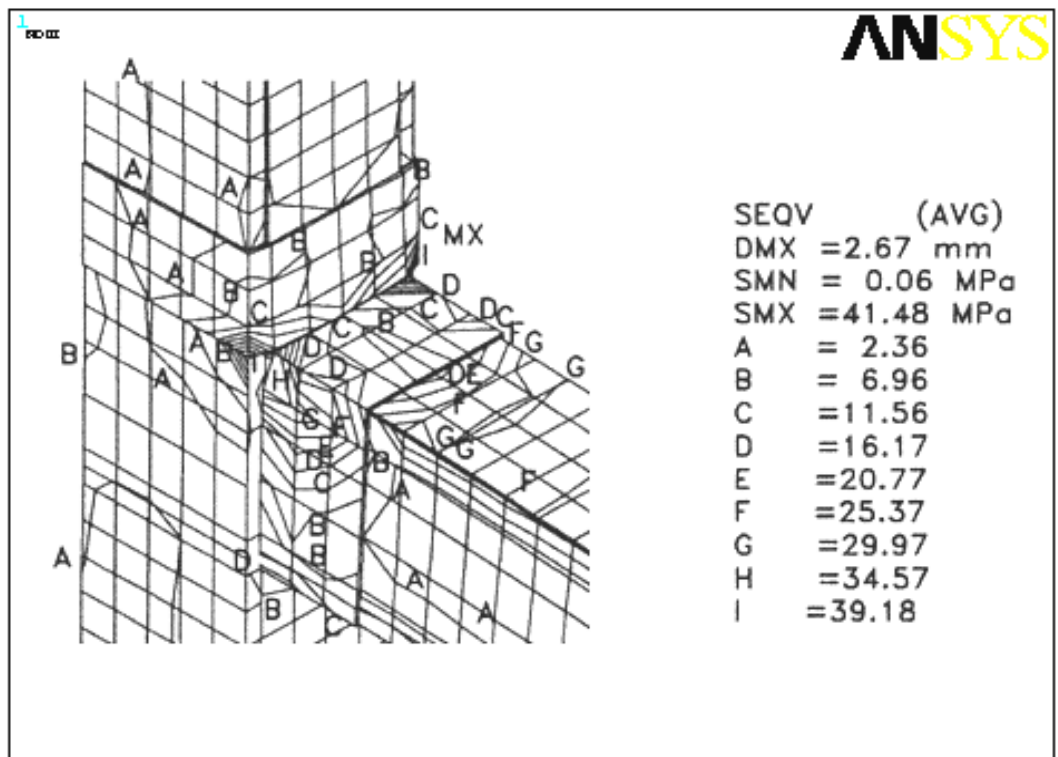


Figure (4.17) : Distribution des contraintes Von Mises dans le modèle tissu en fibres de carbone/bande de fibres en verre

La partie finale de l'analyse a concerné le changement de l'épaisseur du composite. Les combinaisons d'épaisseur de FRP tissu/bande utilisées incluent le tissu de 0.20cm avec la bande de 0.20cm. Le nœud renforcé par collage de tissus en forme de (L) et double bande d'ancrage, (Fig.4.2) ont été analysés en utilisant le même chargement.

Le Tableau 4.4 fournit une comparaison de résultats quand l'épaisseur change.

Tableau 4.4 : Les résultats numériques du nœud renforcé (double épaisseur)

	Tissu fibre de carbone+bande de fibre de verre		Tissu fibre de carbone+bande de fibre de verre (double épaisseur)	
	Valeur	Change (%)	Valeur	Change (%)
Charge latérale dans poteau	40 KN	/	40 KN	/
Max. contrainte de compression (béton)	19.5MPa	/	17.8 MPa	-8.7
Max. contrainte de traction (MC)	16.5 MPa	/	18.0 MPa	7
Max. contrainte de cisaillement (MC)	11.7 MPa	/	8.43 MPa	-28
Max contrainte de traction bande (MC)	50.3 MPa	/	46.8 MPa	-7
Max. contrainte de cisaillement bande (MC)	34 MPa	/	30.5 MPa	-10
Rotation du poteau	1.48 <sup>0</sup>	/	1.18 <sup>0</sup>	-20

Basé sur les résultats d'analyse, le rapport suivant peut être établi :

- 1- L'augmentation de l'épaisseur de la couche et de la bande de composite fournira la réduction de l'effort maximum dans le béton et l'acier.
- 2- l'augmentation de l'épaisseur de la couche et de la bande de composite fournira la réduction de la rotation du nœud

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

### 1. Conclusion

L'utilisation des matériaux composites dans la réparation et la réhabilitation des structures vulnérables, offre aux concepteurs des solutions pour le renforcement des nœuds poteau-poutre.

Les matériaux composites se caractérisent par leur souplesse et leur simplicité de mise en œuvre. Leur choix comme éléments additifs de renforcement s'impose pour les structures endommagées, et constituent une solution alternative aux autres techniques de renforcement telle que le chemisage, la précontrainte additionnelle ou le béton projeté.

Les études récentes faites sur les structures renforcées par matériaux composites ont montré que ces derniers augmentent la rigidité des éléments supports, réduisent la déformation et redonnent aux éléments détériorés leur portance initiale. Cependant, dans la plupart des cas, une dispersion entre les résultats expérimentaux et les modèles numériques est observée.

L'étude de simulation numérique avait pour objectif de mesurer les améliorations de la résistance et le comportement des nœuds en béton armé renforcés par des tissus en fibres de haute performance, et simuler le comportement d'une structure renforcée à l'aide d'un modèle en éléments finis.

Les résultats de cette étude menée aux conclusions suivantes :

- Un modèle numérique simple permet de simuler le comportement global des éléments renforcés.

- La charge de rupture augmente considérablement jusqu'à plus de 33% par rapport au modèle de référence pour un renforcement à l'aide d'une couche de tissu de fibres de carbone sous forme de (L)
- Les tissus de fibre unidirectionnelle (carbone/verre), d'une épaisseur inférieure à 0.2cm peuvent être employés pour augmenter la capacité de résistance des nœuds.
- Des bandes d'ancrage doivent être placées à la jonction du poteau et de la poutre pour empêcher le décollement prématuré des tissus de la surface du béton.
- L'épaisseur des bandes d'ancrage doit être proportionnée pour empêcher les efforts du cisaillement et de traction qui peuvent se produire pendant que les fibres dans les bandes se plient autour des coins de la poutre et de l'élément poteau.
- Le choix des matériaux composites, assure un module d'élasticité élevé (en augmentant la fraction du volume de fibres, ou en employant les tissus de fibre de carbone qui ont une grande rigidité). Cependant, l'augmentation de la capacité de résistance de l'élément renforcé n'est pas proportionnelle à l'augmentation du module d'élasticité du tissu.

### Recommandations

Nous recommandons, pour les futurs travaux, de prendre d'autres cas d'étude qui portent sur le mécanisme d'interaction entre le béton et le composite dans la zone d'ancrage, l'épaisseur du joint de colle, la répartition des contraintes dans le joint avant et après fissuration afin de confirmer nos conclusions

## RÉFÉRENCE

- 1 Règles de construction parasismique règle PS applicables aux bâtiments-PS92, Eyrolles 1996, p.141-156
2. Djelal, C., David, E., Buyle-Bodin, F. «Utilisation de plaques en composite pour la réparation de poutres en béton armé endommagées», Proceeding of ACMBS-2, Canadian Society for Civil Engineering, Montréal, p. 58 1-588.
3. Mckennaj,.K., Erki,M.A. (1994) «Strengthening of Reinforced Concrete Flexural Members Using Externally Applied Steel Plates and Fiber Composite Sheets»- a Survey, Canadian journal of Civil Engineering, no. 21, p.16-24.
4. Dorlotl, M., Babon, J P., Masounavie, J., (1986) «Des matériaux», Édition de l'École Polytechnique de Montréal, 2' édition, Canada p, 467.
5. Meier, U.,(1992) «Carbon Fiber-Reinforced Polymers»: Modern Materials in Bridge Engineering, Structural Engineering International, no.1, p.7- 12.
6. Dbeloims, M., Picard, A., Beaulie, U., (1992) «Renforcement de poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites»: études théorique et expérimentale, Proceedings of ACMBS-1, Canadian Society for Civil Engineering, Montréal, p265-275.
7. Meier, U., Kaiser, H., (1991) «Strengthening of Structures with CFW Laminates, Proceedings of Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures» (ASCE), Las Vegas, Nevada, p.224-232.
8. McCrum, N.G., Buckley, C.P., (1988) «Principles of Polymer Engineering», Oxford University Press, Oxford.
9. Ritchie, A., Thomas, D.A., Le-Wu, L., Connelly, M., (1991) «External reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics», AC1 Structural Journal,vol. 88, no.4, p. 490-500.



10. Missihoun, M., (1995) «Renforcement en flexion de poutres en béton armé a l'aide de matériaux composites: optimisation de l'orientation des fibres», Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 160 p.
11. Chajes, M.J., Januszka, T.F., Mertz, D.R., Thomson, T.A.J.R, Finch, W.W.JR (1995) «Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Externally Applied Composite Fabrics», ACI Structural Journal, vol. 92, no. 3, p. 295-303.
12. Sato, Y., Ueda, T., Kakuta, Y., Tanaka, T., (1996) «Shear Reinforcing Effect of carbon Fiber Sheet Attached to Side of Reinforced Concrete Beams», Proceedings of ACMB S-2, Canadian Society for Civil Engineering, Montréal, p.621-628.
13. Taljsten, B., (1997) «Strengthening of Concrete Structures for Shear with Bonded CFRP- a Fabrics, Recent Advances in Bridge Engineering», Proceedings, Zürich, p.57-64.
14. Umezu, K., Fujta, M., Nakai, H., Tamaki, K., (1997) « Shear Behavior of RC Beams with aramid Fiber Sheet», Proceedings, FRPRCS -3, Sapporo, Japan, p.491-498.
- 15 Triantafillou, C., Deskovinc, N., Deuring, M. (1992). «Strengthening of Concrete Structures with Prestressed Fiber Reinforced Plastic Sheets», ACI Structural Journal, vol.89, no.3, p. 235-244.
16. Triantafillou, C., Plevris, N. (1992) «Strengthening of RC Beams with Epoxy-Bonded Fiber-Composite Materials», Materials and Structures, no.25, p.201-211.
17. M' bzaa, I. (1995) «Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de lamelles en matériaux composites: optimisation de la longueur des lamelles», Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, p 139.
18. Wang, Y. Koudur, V, «Variation of strength and stiffness of fiber Reinforced polymer reinforcing bars with temperature », cement and concrete, 27 (2005), p. 64-874.

19. Chicoine, T. (1997) «Conception et analyse d'ancrages sur des poutres renforcées en flexion à l'aide de matériaux composites », Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 101 p.
20. Varastehpour, H., Hamelin, P. (1996b) « Experimental Study of RC Beams Strengthened with CFRP Plate », Proceedings of ACMBS-2, Canadian Society for Civil Engineering, Montréal, p. 555-563.
21. Pikaloutas, K., He, G.H., and Waldron, P., (1997), « CFRP plate strengthening of RC Beams», International conference on structure faults and repair», Edinburgh, 1997. p.119-127.
22. Pinzelli, R., (1999), « Kavelar aramide fiber for external strengthening and repair of concrete structures ». International conference on structural faults et repair, London, 1999.
23. Tumailan, G., Nanni, A., Ibel, T and Fukuyama, H, (2002) « FRP composite for strengthening civil infrastructure around the world », SAMPE journal vol .38, no.5, September / October 2002, p.9-15.
24. Dhatt, G., Touzot, G. (1981), « Une présentation de la méthode des éléments finis », Malouine SA, Paris, et les presses de l'université Laval, Québec.
25. Turner, M.J., Clough, R.W., Martin, H.C and Topp, L.J (1956) « Stiffness and deflection analysis of complex structures », Journal of Aeronautical Science, vol.23, p.805-823.
26. American concrete institute (2002), 440-2R-02: « Design and construction of externally bonded FRP system for strengthening concrete structures », American concrete institute.
27. Barbosa, A.F. and Ribeiro G.O. (1998) « Analysis of reinforced concrete structures using ANSYS nonlinear concrete model », computational mechanics, Barcelona, 1998.

28. Beber A.J., Filho A.C and Campagnolo J.L. (1999) « Flexural strengthening of R/C beams with CFRP sheets », Structures faults and repair conference, London.1999.
29. Buyle-Bodin F., David E. and Ragneau E. (2002) « Finite element modelling of flexural behaviour of externally bonded CFRP reinforced concrete structures », Engineering structures, no 24, 2002, p.1423-1429.
30. Parent, S. and Labossière, P. (2000) « Finite element analysis of reinforced concrete columns confined with composite materials », Canadian journal of civil Engineering, no 27, 2000. p. 400-411
31. BAEL 91 modifié 99 et DTU associés Jean-Pierre Mougine, Eyrolles, p.75-81
32. (ENV 1992-1-1:1991, 1991) Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, NBN B 15-002, Décembre 1995, 1<sup>ère</sup> édition, Institut Belge de Normalisation, Bruxelles
33. (prEN 1-1, 2003) prEN 1992-1-1, Eurocode 2 : Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour le bâtiments, Bruxelles 2003
- 34 (prEN 1-1, 2003) prEN 1992-1-1, Eurocode 2 : Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour le bâtiment, Bruxelles 2003
35. Park, Pauley, « reinforced concrete structures » John Wiley and Son 1974.
36. Kaw, A.K., «Mechanics of Composite Materials », CRC Press LLC, Boca Raton, Florida, 1997.
37. Gibson, R.F., « Principles of Composite Material Mechanics », McGraw-Hill, Inc., New York, New York, 1994.
38. ANSYS, «ANSYS User's Manual Revision 5.5 », ANSYS, Inc., Canonsburg, Pennsylvania, 1998.
39. Bangash, M.Y. H., Concrete and Concrete Structures: «Numerical Modeling and Applications », Elsevier Science Publishers Ltd., London, England, 1989.

40. Huysse, L., Hemmaty, Y., and Vandewalle, L., « Finite Element Modeling of Fiber Reinforced Concrete Beams », Proceedings of the ANSYS Conference, Vol. 2, Pittsburgh, Pennsylvania, May 1994.
41. Kachlakev, D.I. and McCurry, D., Jr., « Simulated Full Scale Testing of Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP Composites: Experimental Results and Design Model Verification », Oregon Department of Transportation, Salem, Oregon, June 2000.
- 42 Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003, document technique réglementaire.
43. Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003, document technique réglementaire d.t.r-b.c.2.48, 2004.
44. Bathe, K. J., « Finite Element Procedures », Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 1996.
45. Adams, V. and Askenazi, A., « Building Better Products with Finite Element Analysis », On Word Press, Santa Fe, New Mexico, 1998.
46. V. Davidovici., « La construction en zone sismique », Le moniteur, 1999.
47. V. Davidovici., « Rapport de mission séisme de Boumedes 21 mai 2003 ».
48. Jean Luyckx, « Composites à fibres de carbone dans le génie civil », Centre Français d'exploitation, Techniques de l'Ingénieur, Année 2003, pp.1-10.
- 49 Mouloud Abdessemed, « Comportement des poutres isostatiques en béton armé renforcées par tissus et lamelles de fibres de carbone », Mémoire de Magister sous la direction du prof. S. KENAI, Université de Blida, 2003.
- 50 M.Bouhamadi, « Le renforcement des structures par le composite en fibres de carbone en Algérie », Actes du 3ème séminaire sur les technologies du béton, Le Béton, du Traditionnel à la Haute Performance, ACC, Alger, 17 et 18 Septembre 2006, pp.1-9.

51 A.Bensalma, « Renforcement des structures par le tissu en fibres de carbone », Actes du 3<sup>ème</sup> séminaire sur les technologies du béton, Le Béton, du Traditionnel à la Haute Performance, ACC, Alger, 17 et 18 Septembre 2006, pp.1-8.

52 R.Bayasli, « Réhabilitation du Pont Blanc EL-Harrach », Actes du 3<sup>ème</sup> séminaire sur les technologies du béton, Le Béton, du Traditionnel à la Haute Performance, ACC, Alger, 17 et 18 Septembre 2006, pp.1-8.

53 Ahmed Laichaoui, « Analyse expérimental du comportement des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites », Mémoire de Magister sous la direction de M.Abdessemed et A.Bali, ENP, Alger, 2006.