

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité structure, intitulé :

Modélisation non-linéaire du comportement d'un poteau en béton armé renforcé par des fibres de carbone sous chargement horizontal

Présenté par :

MEHLEB NABILA

HADJI KAMELIA

Proposé et dirigé par :

Dr. AIT TALEB Souad

Dr. SI SALEM Abdelmadjid

Soutenu devant le jury composé de :

- **Mm. KHELOUI**
- **Mm. BOUZEBOUDJA**
- **Mm. AIT TALEB Souad**
- **Mr. SI SALEM Abdelmadjid**

President de jury
Examinatrice
Encadrante
promoteur

2021/2022



Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier en premier lieu ALLAH, le Tout Puissant et Miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.

Nous voudrions remercier chaleureusement nos encadrants, Dr. **AIT TALEB Souad et Dr SI SALEM Abdelmadjid** de nous avoir pris en charge, et pour leur disponibilité, leur aide et leur précieux conseil. Nous tenons également à les remercier de nous avoir aidés dans la collecte des informations durant toute la période de notre projet de fin d'étude.

Nous remercions le président de jury ainsi que les examinateurs d'avoir acceptés de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui ont contribué à notre formation. Enfin, à tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.



Dédicace

Grace à « Dieu » qui m'a tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le courage de continuer jusqu'à la fin, j'ai pu réaliser ce modeste travail que je dédie :

- A l'âme de ma mère Malika et mon père Ahmed que dieu les accueillent dans son vaste paradis ; qui m'a apporté son appui durant toutes mes années d'étude.
- À mes deux frères (Idir et Farid).
- A tout ma famille du nom MEHLEB ainsi que la famille CHIKHI .
- A mon cher binôme Hadji Kamelia.
- A tous mes amies (joujou, Céline, Lounes, Tafrara, Mohand, Karim, Salim, Hocine et Zidane, Salim...) et à tous les étudiants de M2 structure en particulier (Dyhia, Souad, Yasmine, Samia, Fouzia, Sara, Omar, Mohamed...)
- A tous ceux qui m'ont encouragé et aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce mémoire.

NABILA



Dédicaces

Pour que ma réussite soit complète je partage, je dédie ce modeste travail avec :

- Mes très chers parents (Nassira, Mourad) qui n'ont pas cessé de prier pour moi et qui m'ont aidé durant toute la durée de mes études, que dieu les garde pour nous.
- À mes très chères frères et ma chères sœurs qu'ils m'ont fourni tous leur effort et moyen pour que je termine mes études.
- À mon binôme Mehleb Nabila avec qui j'ai partagé les plus beaux moments durant notre cursus ainsi que tous les amis.
- À tous mes amis de lycée Dahmeni Mohamad.
- À toute personne ayant contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail

A ceux que j'ai eu la chance de connaître, dans les meilleurs et pires moments de ma vie, à mes amis les plus fidèles ainsi que les amies d'UMMTO particulièrement la promo de la filière structure de l'année 2020.

KAMELIA

RESUME

Les poteaux en béton armé sous chargement sismique sont caractérisés par des zones critiques au voisinage des intersections poutres-poteaux, ainsi que l'utilisation des matériaux composites dans pour l'amélioration de leurs performances mécaniques a connu un grand essor. En effet, les différentes études expérimentales et numériques menées sur le comportement des poteaux en béton armé sous sollicitations horizontales ont montré que les endroits les plus sollicités et les zones critiques sont la base du poteau dont des mécanismes de ruine plastique sont susceptibles de se produire. Dans cette optique le présent travail consiste à renforcer ces zones critiques à travers le collage des bandes en fibre de carbone (CFRP).

Une simulation numérique à base du code éléments finis **ABAQUS** est réalisée sur un poteau sous charge horizontale monotone, afin de mettre en exergue et d'optimiser les paramètres de la configuration de renforcement étudiée. L'analyse des résultats obtenus en termes de courbes de capacité et d'évolution des variables d'endommagement montrent tout l'intérêt des CFRP sur la réponse globale et locale des éléments renforcés.

Mots clés : Poteau en béton armé, Modélisation, Fibre de carbone, Charges horizontales

ABSTRACT

Reinforced concrete columns under seismic loading are characterized by critical zones in the beam-column connection, therefore, the use of composite materials in order to improve their mechanical performance has experienced a great expansion. Indeed, the various experimental and numerical studies carried out on the behavior of reinforced concrete columns under horizontal loads have shown that the most dangerous zones are the base of the columns, in which plastic failure mechanisms are possible to occur. In this respect, the present work consists of reinforcing these critical areas through the external bonding of carbon fiber strips (CFRP).

A numerical simulation based on the finite element code **ABAQUS** was performed on a RC column under monotonic horizontal load, in order to highlight and optimize the parameters of the studied reinforcement configuration. The results analysis in terms of capacity curves and evolution of damage variables show the interest of CFRP on the global and local response of the reinforced members.

Keywords: Reinforced concrete column, Modeling, Carbon fiber, Horizontal loads

Table des matières

Remerciements.

Dédicace.

Résumé & Abstract.

Sommaire.

Liste des figures.

Liste des tableaux.

Table des abréviations et symboles.

Introduction générale.....01

Chapitre I : Revue sur les matériaux (béton, acier et composites fibreux)

I.1 Introduction.....04

I.2 Le matériau béton.....04

I.2.1 Historique.....04

I.2.2 Définition.....05

I.2.3 Composition du béton.....05

I.3 comportement expérimental du béton.....07

I.3.1 essai de compression.....07

I.3.2 essai de traction.....10

I.4 les aciers.....12

I.4.1 définition et leur rôle.....12

I.4.2 classification.....12

I.4.3 caractéristique mécanique et le comportement d'acier.....12

I.5 le béton armé.....13

I.5.1 définition de l'adhérence.....13

I.6 les matériaux composites.....14

I.6.1 les fibres (renforts).....15

I.6.2 les matrice.....18

I.6.3 comportement mécanique des composites.....19

I.6.4 modélisation des composites.....20

I.7 Conclusion.....21

Chapitre II : Comportement et renforcement des poteaux

| | |
|---|----|
| II.1 Introduction | 23 |
| II.2 Description règlementaire | 23 |
| II.2.1 Définition..... | 23 |
| II.2.2 Dimensionnement..... | 23 |
| II.2.3 Ferrailage..... | 24 |
| II.2.4 Vérification spécifiques..... | 25 |
| II.3 comportement des éléments d'ossatures auto stables | 25 |
| II.3.1 Comportement non-linéaire des poteaux et poutres..... | 25 |
| II.3.2 comportements des éléments poteaux..... | 26 |
| II.3.3 Comportements des nœuds poutre-poteaux..... | 27 |
| II.3.4 Loi force-déplacement généralisées associées aux poteaux et poutres..... | 28 |
| II.3.5 Définition des performances..... | 29 |
| II.3.6 les mécanismes de ruines..... | 30 |
| II.4 Nécessité de renforcement | 32 |
| II.5 La cause des dommages et les dégradations de béton | 34 |
| II.6 Méthodologie de renforcement | 35 |
| II.7 Techniques de renforcement | 36 |
| II.8 Travaux intérieurs | 39 |
| II.9 Conclusion | 42 |

Chapitre III : Simulation et modèle proposé

| | |
|---|----|
| III.1 Introduction | 44 |
| III.2 Simulation avec ABAQUS | 44 |
| III.2.1 Présentation de logiciel..... | 44 |
| III.2.2 le CAE (complète ABAQUS environnement)..... | 45 |
| III.2.3 Définition du module à simuler..... | 45 |
| III.2.3.1 Dimensionnement et géométrie du poteau..... | 45 |
| III.2.4 Présentation des étapes suivies dans la simulation..... | 47 |
| III.3 Modélisation du comportement des matériaux | 55 |
| III.3.1 Modèle non linéaire pour béton..... | 55 |

| | |
|---|-----------|
| III.3.1.1 Loi du comportement : compression/traction..... | 55 |
| III.3.1.2 Identification des paramètres du modèle | 58 |
| III.3.2 Modélisation de l'acier..... | 58 |
| III.3.3 Modélisation des Composites..... | 58 |
| III.4 Modèles et variantes de l'étude..... | 59 |
| III.5 Conclusion..... | 61 |

Chapitre IV : Résultats, analyses et discussions

| | |
|--|-----------|
| IV.1 Introduction..... | 63 |
| IV.2 Validation du modèle proposé..... | 63 |
| IV.3 Résultats de l'analyse numérique..... | 65 |
| IV.3.1 Confinement total des poteaux..... | 65 |
| IV.3.2 Configuration de confinement partiel des poteaux..... | 69 |
| IV.3.2.1 Effet de l'espacement des bandes..... | 69 |
| IV.3.2.2 Effet de l'épaisseur des bandes..... | 74 |
| IV.4 Conclusion..... | 81 |
| Conclusion générale..... | 83 |
| Références bibliographiques..... | 85 |

LISTE DES FIGURE

Chapitre I :

| Figure | Titre de la figure | Page |
|--------------------|--|-------------|
| Figure I.1 | Les différents constituants du béton destiné à la construction. | 05 |
| Figure I.2 | Essai de compression uni axiale | 07 |
| Figure I.3 | Comportement du béton en compression | 08 |
| Figure I.4 | Comportement cyclique du béton en compression simple | 09 |
| Figure I.5 | Augmentation de la ductilité du béton avec le confinement. | 10 |
| Figure I.6 | Courbe contrainte-déformation Traction | 11 |
| Figure I.7 | Courbe contrainte - déplacement [GOPALARATNAM85] | 11 |
| Figure I.8 | Diagramme charge-déformation (comportement réel de l'acier). | 13 |
| Figure I.9 | Comportement d'une barre d'acier soumis à un essai d'arrachement. | 14 |
| Figure I.10 | Définition d'un matériau composite | 15 |
| Figure I.11 | Différents constituants d'un matériau composite | 15 |
| Figure I.12 | formes fibres de verre. | 16 |
| Figure I.13 | Différents formes des matériaux composites. | 16 |
| Figure I.14 | Les différentes formes des fibres métalliques et fibres de polypropylène | 16 |
| Figure I.15 | Organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort. | 17 |
| Figure I.16 | Les caractéristiques principales des fibres. | 18 |
| Figure I.17 | Organigramme illustrant les différentes familles de matrice. | 19 |
| Figure I.18 | Confrontation du comportement des composites et de l'acier. | 19 |
| Figure I.19 | Couche de matériau composite orthotrope. | 20 |

Chapitre II :

| Figure | Titre de la figure | Page |
|---------------------|--|-------------|
| Figure II.1 | Coffrage des poteaux selon le RPA(2003). | 23 |
| Figure II.2 | Cisaillement des poteaux par les bielles développés dans la maçonnerie (séisme de Boumerdes 2003). | 26 |
| Figure II.3 | Dispositions constructives NON - CONFORMES aux règles PS92. | 27 |
| Figure II.4 | Dispositions constructives conformes aux règles PS92. | 27 |
| Figure II.5 | Comportement de poteau-poutre vis-à-vis la charge sismique. | 28 |
| Figure II.6 | Loi Force-déplacement non-linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux. | 28 |
| Figure II.7 | Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé. | 30 |
| Figure II.8 | Mode de ruine des poteaux en béton armé. | 31 |
| Figure II.9 | Effondrement partiel d'un bâtiment faute de mauvaise conception (séisme Boumerdes2003). | 32 |
| Figure II.10 | Fissures en « X », dislocation de la section, Rupture par écrasement du béton du au remplissage partiel. | 33 |
| Figure II.11 | Eclatement du béton d'enrobage au niveau des zones nodales. | 33 |
| Figure II.12 | Rupture par flambement de poteaux. | 33 |
| Figure II.13 | mode opératoire de renforcement par les fibres de carbone. | 35 |
| Figure II.14 | Types de confinement de poteaux. | 37 |
| Figure II.15 | Stratification au contact (WBAC 2003). | 37 |
| Figure II.16 | Enroulement filamentaire. | 38 |
| Figure II.17 | Chemisage par coquille préfabriquée en «PRF». | 38 |
| Figure II.18 | Plan du renforcement du composite . | 39 |
| Figure II.19 | Détails structurel de la géométrie et du ferrailage du poteau Yongping Xiea et al. | 40 |
| Figure II.20 | Configuration de renforcement appliquée aux poteaux et système de chargement ([Harries et al., 2006]). | 40 |
| Figure II.21 | Configurations de renforcement testées par Colomb et al. [Colomb et al. 2005]. | 41 |
| Figure II.22 | Description de la technique de renforcement testée par Barros et al. et disposition des lamelles PRFC ([Barros et al., 2008]). | 41 |
| Figure II.23 | Détails de la disposition des plats PRFC et du taux d'aciers longitudinaux ([Perrone et al., 2009]). | 42 |

Chapitre III :

| Figure | Titre de la figure | Page |
|----------------------|---|-------------|
| Figure III.1 | Présentation de l'interface ABAQUS. | 45 |
| Figure III.2 | dimensionnement et géométrie du poteau en mm. | 46 |
| Figure III.3 | Les modules du logiciel. | 47 |
| Figure III.4 | Création de poteau semelle en béton armé. | 47 |
| Figure III.5 | Élément poteau obtenue. | 48 |
| Figure III.6 | création des armateurs. | 48 |
| Figure III.7 | création des cadres. | 49 |
| Figure III.8 | Création des bandes composites. | 49 |
| Figure III.9 | Création des plaques (axial et horizontal). | 50 |
| Figure III.10 | Création des propriétés des matériaux (béton, acier et composites). | 50 |
| Figure III.11 | Détail d'assemblage du modèle. | 51 |
| Figure III.12 | Création des interactions. | 52 |
| Figure III.13 | chargement de poteau en béton armé. | 53 |
| Figure III.14 | Création du maillage (poteau, acier et composites). | 54 |
| Figure III.15 | Repense du modèle ; a) à la traction simple. b) à la compression simple | 56 |
| Figure III.16 | récupération de rigidité lors d'un cycle complet. | 57 |
| Figure III.17 | Variante de la configuration partielle (effet d'espacement). | 59 |
| Figure III.18 | Variante de la configuration partielle (effet d'épaisseur). | 60 |

Chapitre IV :

| Figure | Titre de la figure | Page |
|---------------------|---|-------------|
| Figure IV-1 | Confrontation des courbes force déplacement du modèle numérique et expérimentale. | 63 |
| Figure IV-2 | Histogramme des forces déplacement du modèle numérique et expérimentale. | 64 |
| Figure IV-3 | Comparaison du modèle expérimental et numérique en termes de mécanisme de rupture | 64 |
| Figure IV-4 | Confrontation des courbes force déplacement du modèle béton armé et de la configuration de confinement total. | 65 |
| Figure IV-5 | Histogramme des forces déplacement des courbes (BA, CT). | 66 |
| Figure IV-6 | Évolution des dommages Du modèle témoin et totalement renforcé. | 67 |
| Figure IV-7 | Évolution des contraintes dans la bande composite du modèle totalement renforcé. | 68 |
| Figure IV-8 | Évolution des contraintes dans les aciers de la configuration totale. | 68 |
| Figure IV-9 | Confrontation des courbes force déplacement (effet espacement). | 69 |
| Figure IV-10 | Confrontation des courbes force déplacement (BA, d'espacement 100mm). | 70 |
| Figure IV-11 | Évolution des dommages de la configuration partielle (effet espacement). | 71 |
| Figure IV-12 | Évolution des contraintes dans les composites (effet d'espacement). | 72 |
| Figure IV-13 | Évolution des contraintes dans les aciers (effet d'espacement). | 73 |
| Figure IV-14 | Confrontation des courbes force-déplacement (BA, CPS3, et EP1). | 74 |
| Figure IV-16 | Confrontation des courbes force déplacement (BA, EP4). | 75 |
| Figure IV-15 | Confrontation des courbes force déplacement d'effet d'épaisseur. | 75 |
| Figure IV-17 | Confrontation des courbes force déplacement (BA, CT, CPS1, EP4). | 76 |
| Figure IV-18 | Histogramme des forces déplacement des courbes (BA, CT, CPS100, EPS4). | 78 |
| Figure IV-19 | Évolution des dommages de la configuration partiel (effet épaisseur). | 78 |
| Figure IV-20 | Évolution des contraintes dans les composites (effet épaisseur). | 79 |
| Figure IV-21 | Évolution des contraintes dans les aciers (effet d'épaisseur). | 80 |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II :

| Tableau | Titre du tableau | Page |
|--------------|---|------|
| Tableau II.1 | Détail de dimensionnement des sections du poteau. | 24 |
| Tableau II.2 | les conditions d'armatures longitudinales. | 24 |
| Tableau II.3 | les conditions d'armatures transversales. | 24 |
| Tableau II.4 | vérification spécifiques. | 23 |
| Tableau II.5 | Analyse de la courbe force- déplacement non-linéaire. | 29 |
| Tableau II.6 | la cause des dommages et les dégradations de béton. | 34 |

Chapitre III :

| Tableau | Titre du tableau | Page |
|---------------|---|------|
| Tableau III.1 | Tableau des unités correspondant à ABAQUS. | 44 |
| Tableau III.2 | un tableau récapitulatif des caractéristiques du poteau. | 46 |
| Tableau III.3 | sensibilité de maillage. | 54 |
| Tableau III.4 | Les différentes lois utilisées pour le modèle adopté pour le béton. | 57 |
| Tableau III.5 | Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton | 58 |
| Tableau III.6 | Paramètres utilisés pour le comportement des bandes CFRP données par le prof. | 59 |
| Tableau III.7 | Désignation et paramètres des variantes de l'étude en (mm). | 60 |

Chapitre IV :

| Tableau | Titre du tableau | Page |
|--------------|--|------|
| Tableau IV-1 | Comparaison des résultats numériques et expérimentaux. | 64 |
| Tableau IV-2 | Résultats obtenu BA et CT. | 66 |
| Tableau IV-3 | Résultats obtenu (BA, CT, CPS100mm, EPS4mm). | 76 |

PRINCIPALES NOTATIONS

| | |
|-----------------|---|
| fcj | La résistance a la compression du béton à j jours. |
| fc28 | La résistance a la compression du béton à 28 jours. |
| ftj | La résistance caractéristique du béton à la traction a j jours. |
| E | Module de Young instantané du béton. |
| Ψ | Angle de dilatation du béton sous compression axiale. |
| dt | Variables d'endommagement de traction. |
| Dn | la mesure de mécanique de l'endommagement. |
| dc | Variables d'endommagement en compression. |
| σt | Contrainte du traction. σc Contrainte du compression. |
| σij | Composantes de la matrice de contraintes. |
| St et Sc | Des fonctions de l'état de contrainte. |
| v1, v2 | Coefficients de Poisson du tissu de verre. |
| G12 | Module de cisaillement du tissu de verre. |
| fs et fv | composantes des forces de surface et volume. |
| ds et dv | respectivement élément de surface et volume. |
| fcm | valeur moyenne de la résistance à la compression. |
| γc | Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés. |
| Vm | fraction volumique de matrice. |
| M | moment fléchissant. |
| P | force total appliqué sur la poutre. |
| Gc et Ga | Module de cisaillement du béton et de la colle respectivement. |
| F | fonction de l'état de contrainte principale. |
| ε0 | Déformation initial dans le tissu (volume virtuelle). |
| εc | Déformation actuelle des fibres extrémités du béton comprimé. |
| KI | facteur d'intensité des contraintes. |
| a | facteur dépendant de l'angle θ. |

| | |
|-----------------|---|
| Wt et Wc | Paramètres de contrôle la récupération de la rigidité traction et à la compression. |
| PRF | Fiber reinforced polymer (Polymère renforcé de fibres). |
| CFRP | Carbon Fibber reinforced polymer (polymère renforcé de fibres de carbone). |
| GFRP | Glass Fiber reinforced polymer (polymère renforcé de fibres de verre). |
| BA | Béton armé sain. |
| BAR | Béton armé renforcé. |
| BA-end | Béton armé endommagé. |

INTRODUCTION
GENERALE

Les actions sismiques représentent un risque naturel important ; elles ne sont pas toujours prédictives et peuvent survenir en de nombreux endroits à travers la planète. L'effet d'une catastrophe naturelle est d'une manière générale lié à sa puissance et à la densité de population présente sur le lieu d'occurrence de l'événement. En effet, au cours des dernières décennies, l'intensité des séismes a été relativement stable à l'échelle planétaire. Cependant, l'amplification et l'urbanisation des populations au cours sont de plus en plus en croissance.

Les recherches expérimentales et numériques récentes ont montré que le comportement des poteaux en béton armé sous sollicitations horizontales a montré que les endroits les plus sollicités sont les zones nodales et les bases de poteaux. En effet, les structures en portique en régions sismiques sont confectionnées de manière dissipatives en termes d'énergie de rupture ; cette approche est connue comme « poteau fort – poutre faible », ainsi, les rotules plastiques sont désignées pour se former en premier lieu dans les poutres. Les nœuds représentent les zones mécaniques les plus critiques dans la dissipation de l'énergie sismique, par conséquent, les instabilités mécaniques et les ruptures fragiles doivent être évitées, afin d'assurer un comportement relativement ductile des portiques poteaux-poutres. Par conséquent, les règlements de construction s'attachent aujourd'hui à garantir des structures fiables et sécuritaires vis-à-vis des séismes. Cependant, le renforcement nouvellement et la réhabilitation de toutes les infrastructures de génie civil et de travaux publics qui ne sont pas aux normes sismiques représentent donc une priorité d'intérêt majeur.

L'approche la plus évoquée pour le renforcement et la réhabilitation de ces éléments structuraux afin de pallier à leurs dégradations de capacité sismique, est le collage externe de matériaux composites sur les zones critiques susceptibles à la rupture. En effet, le confortement des poteaux en béton par des matériaux composites, sont réalisés par application d'une enveloppe entière ou discontinue avec des polymères renforcés de fibres PRF. En outre, ces techniques permettent une amélioration très significative en termes de capacité de charge ; néanmoins, elles sont dictées par un inconvénient majeur, à savoir : la surface de contact béton-composite très importante, ce qui conduit à des ruptures prématurées par décollement de l'interface d'adhérence.

À cet effet, le présent travail consiste à proposer un renforcement des zones critiques des poteaux en béton armé à travers le collage des bandes en fibre de carbone (CFRP). Le renforcement est effectué selon plusieurs configurations à savoir : total et partiel. Une simulation numérique à base du code de calcul ABAQUS basé sur la méthode des éléments finis est réalisée. L'objectif principal de ce travail de mémoire se résume sur les points suivants :

- Localiser et renforcer les zones critiques d'un poteau en BA sous charges horizontales ;
- Quantifier l'apport des matériaux composites à travers la confrontation des modèles renforcés au modèle classique en BA en termes d'endommagement et performance (courbes de capacité)
- Optimiser les paramètres d'étude (espacement et épaisseur des bandes)

Pour bien mener à terme ces objectifs et répondre à la problématique posée, nous avons scindé le mémoire en deux grandes parties. La première partie est une synthèse bibliographique composée de deux chapitres :

Le premier chapitre est une « revue sur les matériaux » : Dans ce chapitre nous avons présenté une synthèse bibliographique sur les caractéristiques et les comportements des matériaux utilisés dans cette étude, à savoir le béton, l'acier et les matériaux composites ainsi que leur comportement mécanique et modélisation numérique.

Le deuxième chapitre « Comportement mécaniques des poteaux » est consacré d'abord à la des crispations réglementaire, en suite aux comportements des éléments poteaux et leurs mécanismes de ruines. À la fin nous avons cité quelques travaux antérieurs qui sont réalisés en relation avec le sujet traité.

La deuxième partie est consacrée pour la modélisation numérique, elle comporte aussi deux chapitres comme suit :

Le troisième chapitre présente le modèle numérique non-linéaire en utilisant un modèle commercial d'analyse par élément fini (ABAQUS), Ce chapitre contient une description détaillée des éléments qui ont été utilisés pour modéliser le béton, et support / chargement. Il comprend également une description détaillée des outils numériques qui ont été utilisés pour résoudre les modèles.

Dans le **quatrième chapitre**, les résultats des modèles numériques et leurs validations sont présentés. Une interprétation de ces résultats est également incluse, ainsi qu'une partie contenant la validation des résultats numériques par rapport aux résultats expérimentaux.

Nous terminons ce travail par une conclusion générale où sont rappelés les principaux résultats obtenus dans cette étude et quelques perspectives en guise de travaux futurs.

Chapitre I

Revue sur les matériaux (béton, acier et composites fibreux)

I.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter une revue sur les différents matériaux nécessaires (béton, acier, composites fibreux) à ce travail à travers une synthèse détaillée sur leurs caractéristiques mécaniques et physiques ainsi que leurs lois et modèles de comportement, afin d'aborder avec succès la modélisation du comportement jusqu'à rupture des poteaux en béton armé renforcés et déterminer leurs capacités de charge.

I.2 Le matériau béton

Bien qu'appelé « pierre artificielle, le béton est un matériau vivant qui se modifie tout au long de sa vie utile aussi que c'est un élément en-dommageable, au comportement non linéaire de type fragile ou quasi-fragile, dont les propriétés en traction sont les plus faibles mais il présente une très bonne résistance à la compression.

I.2.1 Historique

L'histoire du béton montre que sa technique, bien fixée empiriquement par les Romains et égyptiens, et ne s'est véritablement pas développé qu'avec l'invention du béton armé.

En **1756**, un ingénieur anglais, **John SMEATON [1]** a fait le premier béton moderne (ciment hydraulique) en utilisant l'addition de gravillons naturels ressemblent aux graviers et d'un mélange de brique pulvérisées comme ciment.

En **1824**, **Joseph ASPDIN [2]** a inventé le ciment Portland qui est le constituant le plus utilisé à ce jour pour la production de béton, ce processus change les propriétés chimiques de ces matériaux, **ASPDIN** a créé un ciment avec une résistance à la compression très supérieur à celle des mortiers de chaux qui étaient utilisées jusqu'à lors. Le seul inconvénient de ce matériau est sa faible résistance à la traction.

De même, en **1849** **Josèphe Monier [3]** a inventé le béton armé à partir de l'idée de renforcer les bacs à fleurs qu'il construisait en béton en y incorporant des barres en fer qui permet au béton de supporter partiellement les contraintes de traction. Cette nouvelle invention a été brevetée en **1867**.

En **1928** **Eugène Freyssinet [4]** a inventé le béton précontraint pas fils adhérents. Dans les années 1980 les bétons à haute performance ont été fabriqués aux États-Unis et au Japon dont la résistance à la compression atteint 100 MPA. En laboratoire, on obtient des résistances supérieures à 600 MPA [2].

Le béton, est devenu irremplaçable dans le domaine de la construction, pour des raisons économiques et techniques, c'est le plus largement utilisé depuis plus d'un siècle, aussi bien dans le génie civil que dans le bâtiment. Son intérêt vient de sa grande facilité de mise en œuvre, sa résistance en compression, sa durabilité et son faible coût.

I.2.2 Définition

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, gravillons, sables, etc.) et un liant (ciment), c'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. Mélangé avec de l'eau on obtient une pâte à l'homogénéité.

I.2.3 Composition du béton

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, sable, gravier et, le plus souvent, adjuvants (figure I.1) qui constituent un ensemble homogène. Les composants sont très différents : leurs masses volumiques vont, dans les bétons courants, de 1 (eau) à 3 (ciment) t/m³ ; les dimensions de leurs grains s'échelonnent de 0.5 µm (grains les plus fins du ciment) à 25 mm (gravillons). Mais cette liste s'allonge très vite dès que des propriétés particulières sont visées, on utilise alors des fines complémentaires ou additions minérales [4].

▪ Les masses volumiques des bétons sont données comme suites :

- La masse volumique béton à granulats courants (normal) → 2200 à 2400 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats légers → 700 à 1500 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats lourds → 3500 à 4000 kg/m³

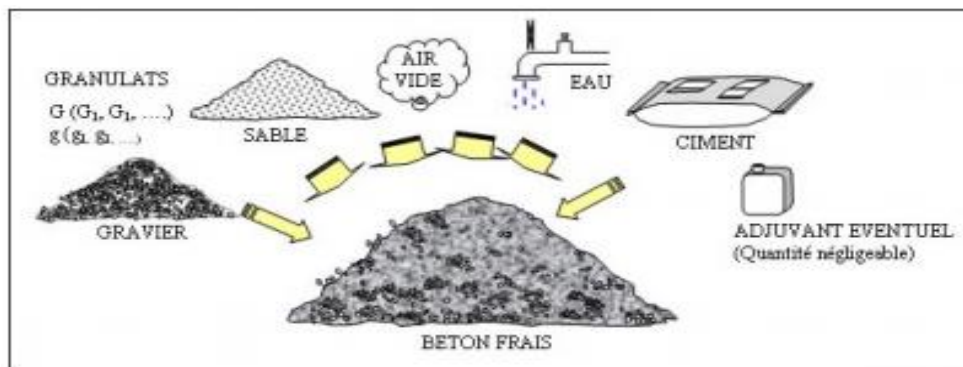


Figure I.1 : Les différents constituants du béton destiné à la construction [6].

• **Les granulats :**

Le granulat est un élément essentiel dans le béton, il est constitué d'un ensemble de grains minéraux, sa dimension est comprise entre 0 et 125 mm. Leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de leur production.

Les granulats utilisés pour réaliser un béton doivent répondre à des exigences et des critères de qualité et de régularité et doivent permettre aussi, d'une part, de remplir correctement et en totalité le moule ou le coffrage et, d'autre part, d'assurer un enrobage correct des armatures. Ils sont destinés à être mis en œuvre soit directement, sans liant pour les solidariser soit on les solidarise avec un liant.

On distingue trois types de granulats dans les bétons :

- Le sable, ce sont des particules de diamètre inférieur à 5 mm
- Les gravillons de diamètre compris entre 5 à 10 mm et en fin

- Les cailloux dont le diamètre est compris entre 10 et 40 mm

Les granulats comme la grande majorité des matériaux de construction doivent être conformes à des normes. Les granulats constituent le squelette du béton, la régularité de leurs caractéristiques conditionne donc celles du béton. Les granulats pour bétons font l'objet de deux principales normes de référence, la norme NF 12620 (en août 2003) et XP P 18-545 (en février 2004).

- **Le ciment :**

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence de l'eau. Plus la poudre est plus fine, plus la réaction d'hydratation s'opère rapidement. Il forme une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

Les ciments peuvent être classés en fonction de leur composition et de leur résistance normale.

- **L'eau de gâchage :**

L'eau de gâchage est la quantité totale d'eau que l'on utilise pour faire un béton, c'est un constituant indispensable pour la fabrication de ce dernier. Sa qualité influe les caractéristiques du béton à l'état frais et l'état durci

L'eau est nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton. Sa quantité varie avec un très grand nombre de facteurs (dosage en ciment, granulats, consistance recherchée du béton frais) ; elle est en général comprise entre 140 et 200 l/m³.

- **Les adjuvants :**

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés aux bétons frais en faibles quantités (en général moins de 3% du poids de ciment, donc moins de 0.4% du poids du béton, afin d'améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse.

Contrairement au ciment, aux granulats, et à l'eau, les adjuvants ne sont pas essentiels au béton, mais sont cependant un constituant important de plus en plus utilisé, au point que, actuellement dans la majorité des pays un béton confectionné sans adjuvant est une exception. Les principaux adjuvants sont :

- **Des plastifiants ou super-plastifiants réducteurs d'eau :** ils permettent soit une réduction de la teneur en eau pour une même ouvrabilité, soit une augmentation de l'ouvrabilité pour une même teneur en eau, autrement dit-il rend le béton plus fluide en conservant ou améliorant ses performances mécaniques.
- **Les retardateurs de prise du ciment :** pour prolonger la durée d'utilisation du béton (notamment en été), Ils sont aussi pour éviter toute discontinuité lors d'employés reprise de bétonnage.
- **Les accélérateurs de prise ou de durcissement :** pour pouvoir décoffrer rapidement (notamment en hiver), qui permettant la réalisation de scellements ou d'étanchements, aussi que une acquisition plus rapide de résistance au béton durci.

- **Les entraineurs d'air** : qui permettant au béton de résister au gel, Le volume d'air occlus doit être de l'ordre de 6% de celui du béton durci. Leur rôle est de créer dans le béton des bulles d'air arrondies dont le diamètre varie entre 10 à 1000 μm .

I.3. Comportement expérimental du béton

Le comportement du béton dépend de la nature de la sollicitation (compression ou traction). Afin de mieux comprendre les phénomènes de ce matériau hétérogène, Il serait intéressant de passer en revue quelques travaux expérimentaux menés sur le comportement mécanique de ce dernier.

I.3.1 Essais de compression

Le béton présente une bonne résistance à la compression, pour cela ce matériau est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28jours ; elle est notée f_{c28} est choisie en fonction : des conditions de fabrication du béton et de la classe du ciment utilisé.

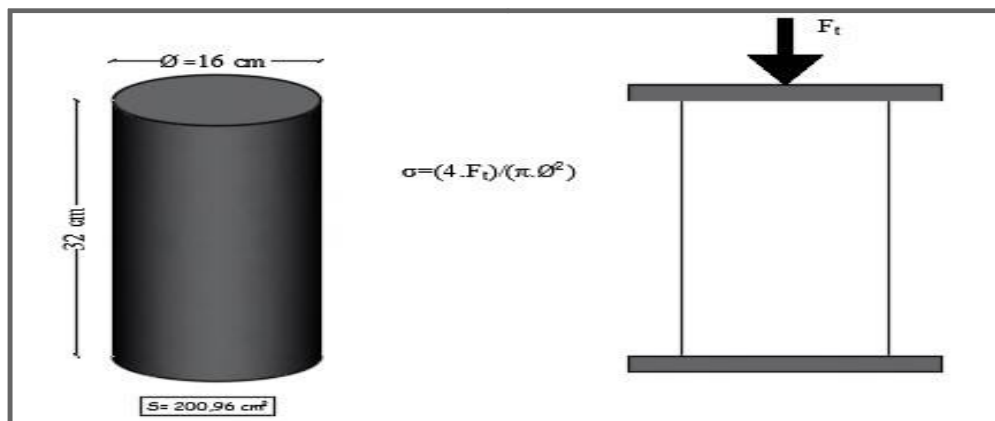


Figure I.2 : Essai de compression uni axile [6].

- Il est très facile de connaître la résistance en compression par l'essai d'écrasement à la presse hydraulique qui est le plus souvent appliqué sur des éprouvettes cylindriques avec une hauteur et diamètre normalisés respectivement de 32 et 16 cm.

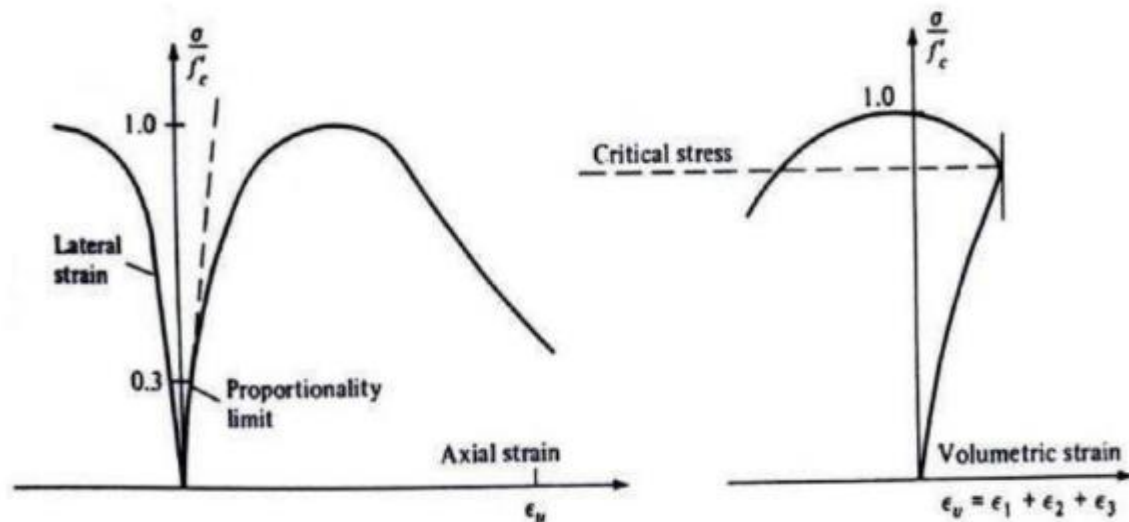


Figure I.3 : Comportement du béton en compression [48].

Bien que le béton soit constitué de matériaux élastiques et fragiles (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression, que l'on traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudo-ductilité liée à la microfissuration du matériau.

- Cette courbe montre que la réponse est linéaire jusqu'à 30% - 40% de la limite en compression (f_c) puis la courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% - 90% de la limite (f_c). Apparition de l'irréversibilité (déformation permanente).
- La courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic correspondant à un comportement adoucissant. Le coefficient de Poisson évolue (Fig. I.3).
- L'altitude du pic définit la contrainte ultime qui caractérise la résistance du béton à la compression. Elle correspond à une déformation de l'ordre 2‰.
- La rupture se produit au-delà du pic avec fissuration verticale et écrasement de l'éprouvette.
- Elle correspond à une déformation de l'ordre de 3.5‰.

- Compression cyclique

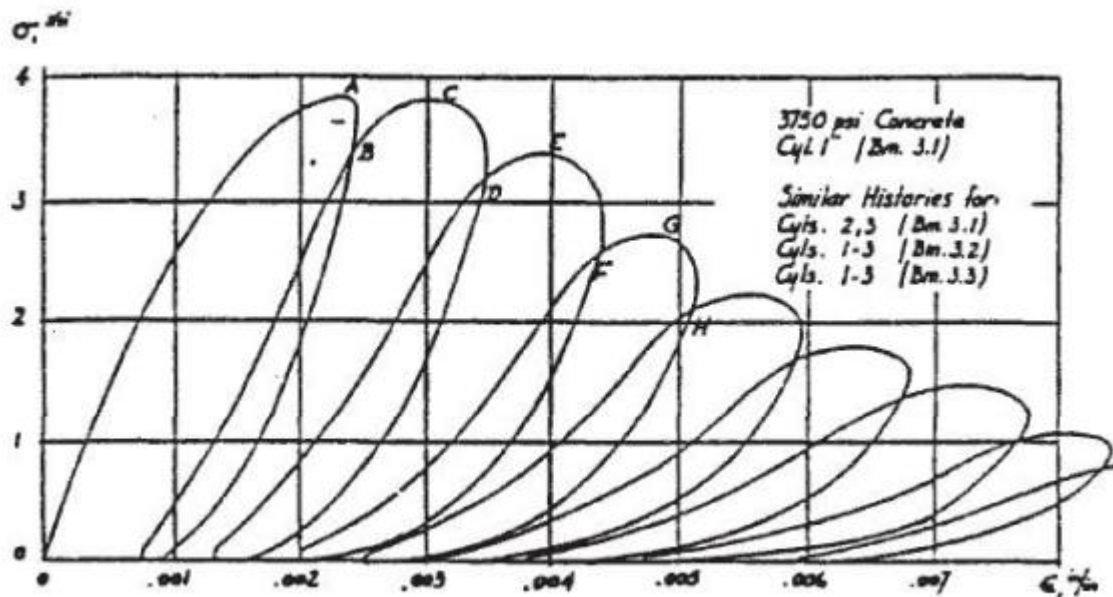


Figure I.4 : Comportement cyclique du béton en compression simple [7].

Les microfissures qui apparaissent dans le béton après l'application d'un chargement cyclique provoquent la dégradation de ses caractéristiques élastiques. La persistance des microfissures est due à l'effet de frottement entre ses surfaces et leur non refermeture totale après déchargement. Il est aussi possible d'avoir une idée de la capacité dissipative du matériau à travers les courbes d'Hystérésis que présentent la (figure I.4) ci-dessous.

- L'essai cyclique en compression montre que les micros fissures provoquent une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. De plus, une apparition de boucles d'hystérésis lors des cycles charge –décharge, est également observée.

- Comportement triaxiale

J.M. Schmidt [8] présente des résultats d'essais triaxiaux sur des échantillons d'un béton. L'analyse du comportement triaxial du béton montre l'apport d'un certain confinement qui va modifier l'état de contrainte dans la troisième dimension, on constate clairement une augmentation des performances de béton comprimé lorsqu'il est confiné. [9]

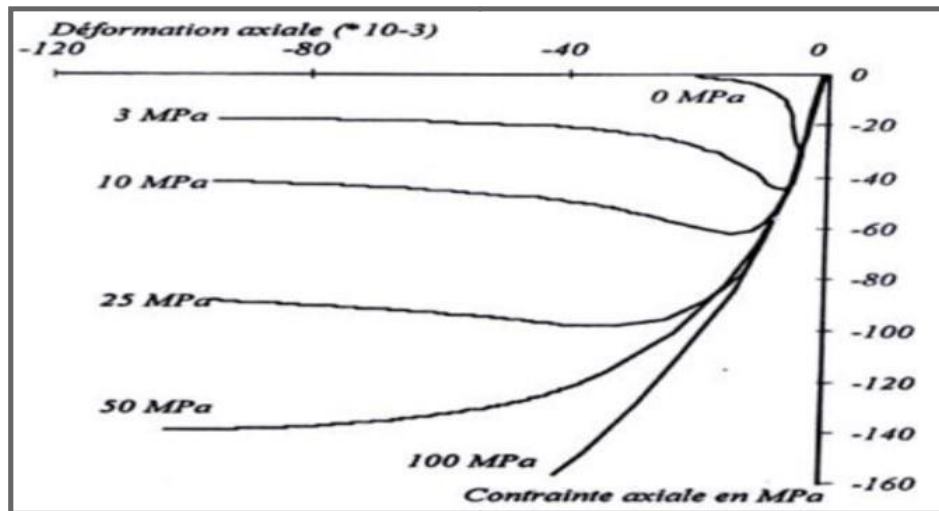


Figure I.5 : Augmentation de la ductilité du béton avec le confinement [9].

I.3.2 Essais de traction

Le béton est un matériau fragile. Il présente une faible résistance à la traction de l'ordre de 1/10^{ème} de sa résistance en compression. Par ailleurs, les différentes études menées pour mesurer la résistance à la traction du béton montrent une certaine dispersion des résultats. Les réponses en traction sont nécessaires pour arriver à une identification quasi complète du comportement du matériau ; ceci se fait le plus souvent par des essais indirects. Il est souvent admissible de considérer la résistance en traction du béton entre 7% et 10% de sa résistance en compression.

Le comportement en traction du béton est caractérisé par une propagation stable et constante de fissures perpendiculairement à l'axe de chargement qui se traduit par une relation pratiquement linéaire et proportionnelle au module d'élasticité du béton, jusqu'à l'atteinte de la limite en tension. En l'absence de données expérimentales, cette limite peut être reliée à la résistance en compression et pour béton de densité normale. Cette limite représente la coalescence de microfissures pour mener à la propagation rapide d'une fissure localisée (macro fissure) qui fait diminuer drastiquement la contrainte sous déformation croissante. Il est alors généralement considéré que le béton en traction ne peut reprendre aucun effort, c'est-à-dire que la résistance en traction du béton est négligée après la fissuration.

- Selon Terrien, les premières dégradations apparaissent à environ 50% de la contrainte maximale. Le post-pic (phase d'adoucissement) où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser.
- En première phase nous avons un domaine élastique très réduit présentant une perte de raideur juste avant le pic (ft) contrainte limite en traction).
- En deuxième phase, on observe une chute brutale de la contrainte due à la rupture des éléments microstructuraux en mode I (les fissures se propagent dans un sens perpendiculaire à la contrainte principale en traction).

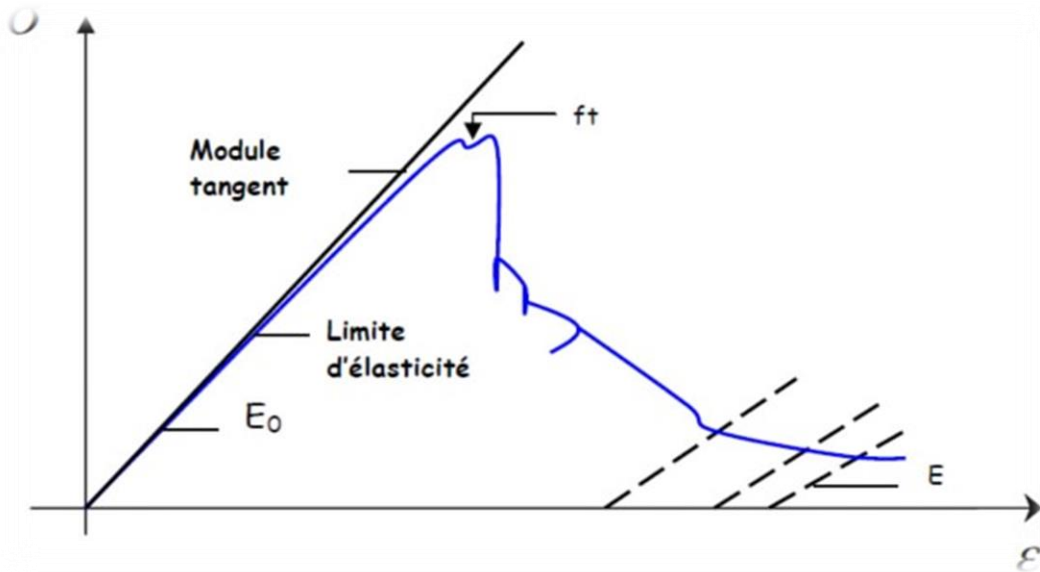


Figure I.6 : Courbe contrainte-déformation Traction. [10, 11]

• Traction cyclique :

Permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. On note que les boucles d'hystérésis sont très faibles. La figure I.7 suivante illustre la fragilité du béton et sa faible capacité dissipatrice en traction par des courbes d'Hystérésis restreintes

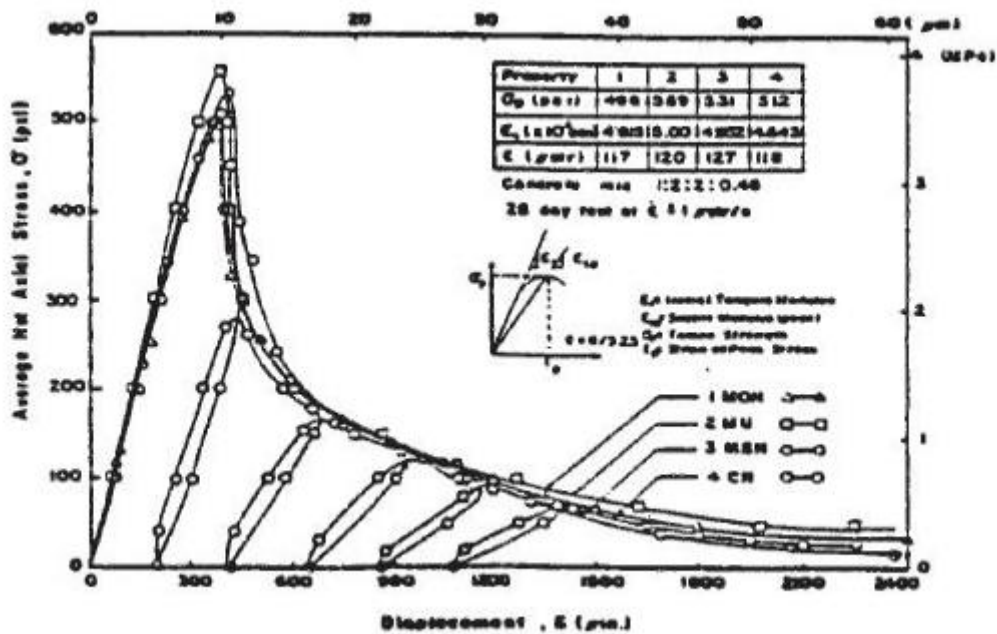


Figure I.7 : Courbe contrainte - déplacement [GOPALARATNAM85] [12]

I.4. Les aciers

I.4.1 Définition et rôle des aciers

L'acier est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et dont l'autre élément essentielle est le carbone. Les aciers utilisés en béton armé sont les aciers de nuance douce qui contient entre 0,15 à 0,25% de carbone et les aciers de nuance mi-dure ayant 0,25 à 0,40 % de carbone. [13]

L'acier d'armature est utilisé dans le béton armé afin de compenser la faiblesse du béton à reprendre les efforts de traction. Il est habituellement considéré que les armatures ne sont sollicitées qu'après la fissuration du béton. Elles présentent une importante ductilité après l'atteinte de la limite élastique, ce qui, lorsque bien conçu, permet aux éléments de béton armé fléchis et fissurés d'atteindre l'ultime sans rupture catastrophique.

I.4.2 Classification

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés. On considèrera pour l'acier, un poids volumique de 78,5kN/m³. Ils sont définis par leur diamètre nominal qui est le diamètre d'un cylindre de révolution ayant même masse que la barre par mètre linéaire. Sa section nominale est l'aire du cercle de diamètre le diamètre nominal. Les diamètres nominaux sont des diamètres normalisés.

- **Les ronds lisses** : Symbole Φ ou RL Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérité. Les nuances utilisées sont les (Fe E 215) et (Fe E 235).
- **Les armatures à haute adhérence** : Symbole HA Ils sont obtenus par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, soit dont les caractéristiques mécaniques sont dues à une composition chimique appropriée. On n'utilise plus, en béton armé, des aciers obtenus par laminage suivi d'un écrouissage. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.
- **Les treillis soudés** : Symbole TS Si les autres types d'acier se présentent en barres, ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux et de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40m. La longueur des rouleaux est de 50m et celle des panneaux est de 4,80m ou 6m.

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs croisements. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés lisses dits TSL des treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA (voir norme NF A 35-022).

I.4.3 Caractéristiques mécaniques et comportement de l'acier

- La limite d'élasticité (f_e) est le caractère mécanique qui sert de base aux justifications, elle varie en fonction du type d'acier.
- Le module d'élasticité longitudinale (E) est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et il est pris égal à : $E = 200\,000$ MPa.
- Les aciers de construction métallique sont essentiellement définis à travers leurs propriétés d'usage qui font l'objet de garanties.

- Le comportement de l'acier est semblable en traction et en compression, contrairement au béton. La loi contrainte-déformation dépend de la nature de l'acier.

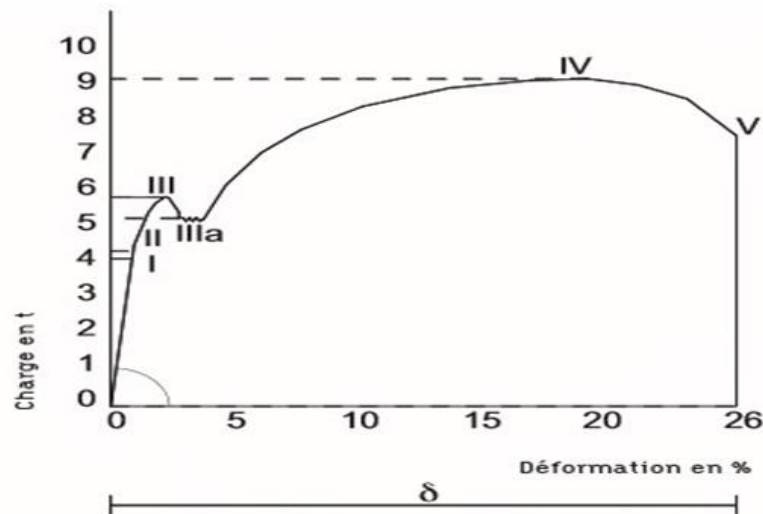


Figure I.8 : Diagramme charge-déformation (comportement réel de l'acier) [5].

Selon le diagramme suivant en trouve trois phase tell que :

- **Phase élastique (phases I et II sur le diagramme) :**

Soumise à une traction suivant sa section, une barre en acier s'allonge uniformément jusqu'à une certaine limite, appelée limite d'élasticité. Il y a réversibilité du phénomène.

- **Phase plastique (phases III et IV) :**

Au-delà de la limite d'élasticité, l'allongement de la barre augmente même si la charge évolue peu, puis passe par une phase de déformation plastique (des déformations irréversibles) où une partie de l'allongement demeure permanent si la charge diminue. Ce phénomène est appelé écrouissage.

- **Phase de rupture (phase V) :**

Après une phase d'allongement, la charge diminue car la section d'acier diminue. Ce phénomène est appelé « striction ». Il y a alors rupture de la barre. Par contre les règlements adoptent généralement un comportement des aciers Elasto-plastique parfait.

I.5 Le béton armé

Le béton armé est un matériau constitué de béton et de barres d'acier qui relie la résistance à la Compression du béton, à la résistance à la traction de l'acier. Il est utilisé comme matériau de la Construction, notamment pour le génie civil.

I.5.1 Définition de l'adhérence

La capacité d'adhérence d'une barre en acier au béton est mesurée par un essai d'arrachement. Les conditions de résistance d'un élément en béton armé supposent que les armatures ne glissent pas à l'intérieur du béton. C'est le phénomène d'adhérence qui empêche ou limite ces glissements.

Cette propriété physique permet la transmission des efforts et un fonctionnement rationnel, le béton suit alors les armatures dans leurs déformations. Les justifications que nous effectuerons en ELU (du BAEL) porteront sur :

- la limitation de l'entraînement des armatures de façon à ne pas endommager le béton.
- les ancrages des extrémités de barres.
- les jonctions.
- les recouvrements.
- les coutures des barres.

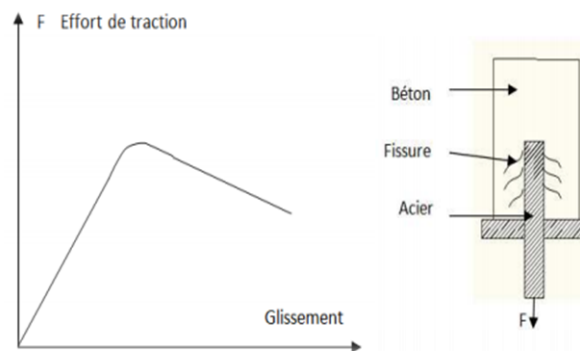


Figure I.9 : Comportement d'une barre d'acier soumise à un essai d'arrachement [14]

L'adhérence est favorisée par :

- a) L'état de surface et la forme de la barre d'acier : L'adhérence est améliorée lorsque la barre possède des nervures en saillies ou lorsque sa surface est rugueuse [21].
- b) La qualité du béton d'enrobage : l'adhérence croît avec la résistance en compression du béton, c'est-à-dire avec le dosage et la classe du ciment et aussi par les conditions de vibration lors du coulage.
- c) La position de la barre : la position de la barre dans le coffrage et son inclinaison par rapport la direction de bétonnage, influent sur la valeur de l'adhérence [22].
- d) Diamètre des barres : L'adhérence diminue avec une augmentation du diamètre des barres. Cette diminution varie de 5% et 30%.

I.6 Les matériaux composites

Les matériaux composites, appelés souvent composites, sont des matériaux solides et multiphasiques. Ils sont une combinaison de matériaux de composition ou de formes différentes et sont constitués d'au moins deux matériaux immiscibles aux caractéristiques complémentaires. La zone de contact entre chacun des matériaux constitue l'interface, dont la qualité est très influente sur les caractéristiques mécaniques et physiques du composite. Un matériau composite est constitué dans le cas le plus général d'une ou plusieurs phases discontinues réparties dans une phase continue. La phase discontinue, appelée renfort ou matériau renforçant, est habituellement plus dure avec des propriétés Mécaniques supérieures à celles de la phase continue appelée matrice.

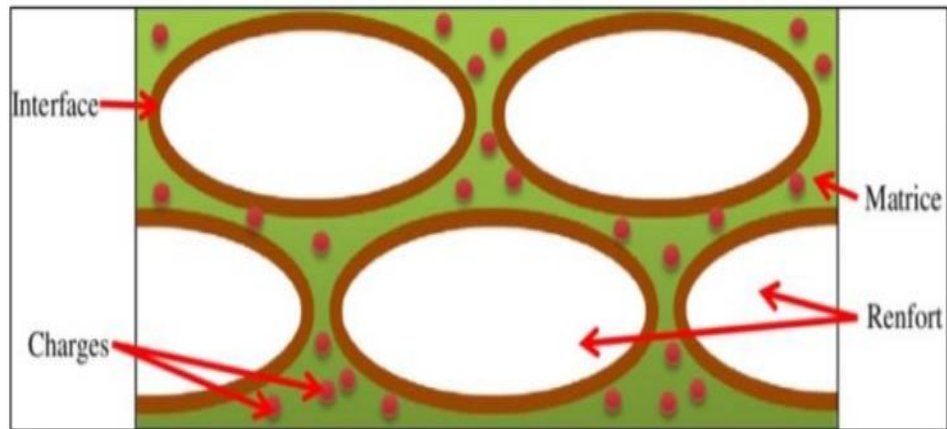


Figure I.10 : Définition d'un matériau composite [17]

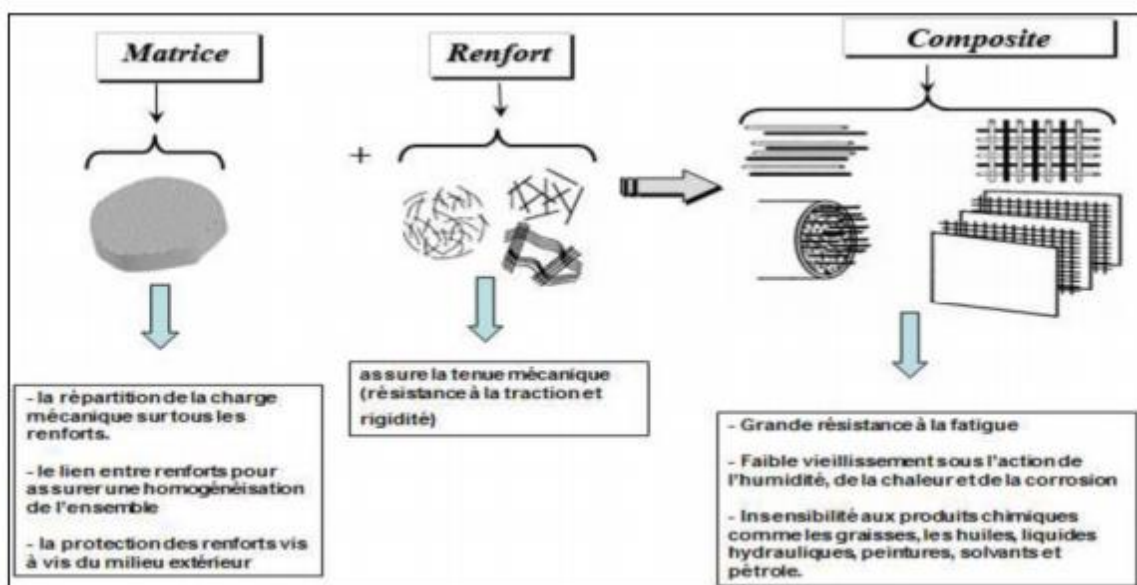


Figure I.11 : Différents constituants d'un matériau composite [23].

I.6.1 Les fibres

Le béton de fibre est un béton conventionnel auquel on ajoute des fibres à la différence des armatures traditionnelles. Les fibres sont réparties dans la masse du béton, elles ne sont pas recommandées pour remplacer les armatures exigées par les codes et les normes de la construction elles ont un rôle principal d'assurer le contrôle de la fissuration. Les propriétés du béton de fibre dépendent de la qualité de la matrice du béton courant et les caractéristiques des fibres (la nature, la forme géométrique et les dimensions, l'élancement et la teneur en volume de fibre).

Ce sont les renforts fibreux qui donnent aux composites leurs propriétés hautement directionnelles, leur imposant un comportement anisotrope et essentiellement linéaire élastique jusqu'à la rupture. Les fibres (renforts) contribuent à améliorer la résistance mécanique et la rigidité des matériaux composites et se présentent sous forme filamentaire, allant de la particule de forme allongée à la fibre continue qui donne au matériau un effet directif (Barreuer et al. 2002) [25]

Le rôle principal des fibres est de mieux contrôler la fissuration du béton en état de service en limitant l'ouverture des fissures et de transformer le comportement fragile du béton en un compo Les propriétés des composites sont principalement influencées par le choix des fibres (Teng et al. 2002 [26], Carolin 2003 [27]).

Parmi les fibres les plus connues en génie civil, on peut citer : le carbone (haut module élastique et résistances mécaniques importantes à la fatigue), le verre (résistances moyennes, très utilisé pour renforcer les bétons) et l'aramide (de haute résistance à la traction, utilisée en câbles de hautes performances).

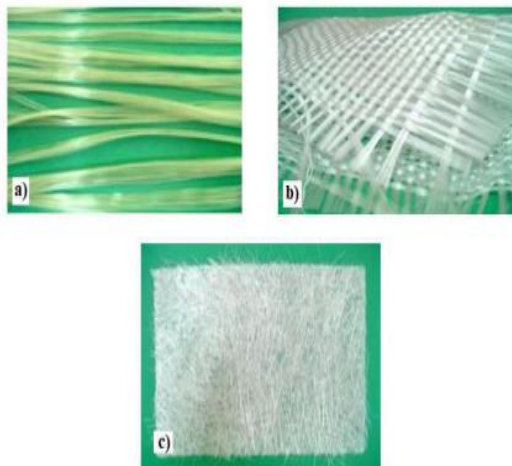


Figure I.12 : formes fibres de verre.

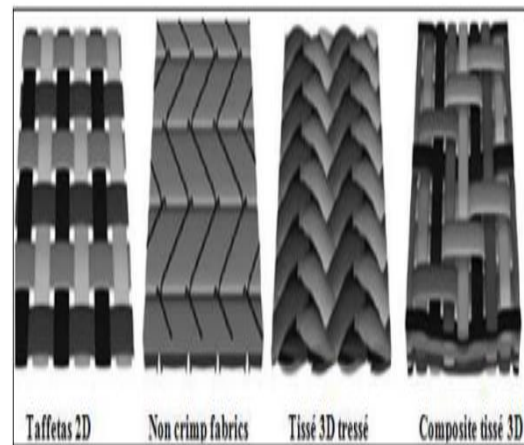


Figure I.13 : Différents formes des composites

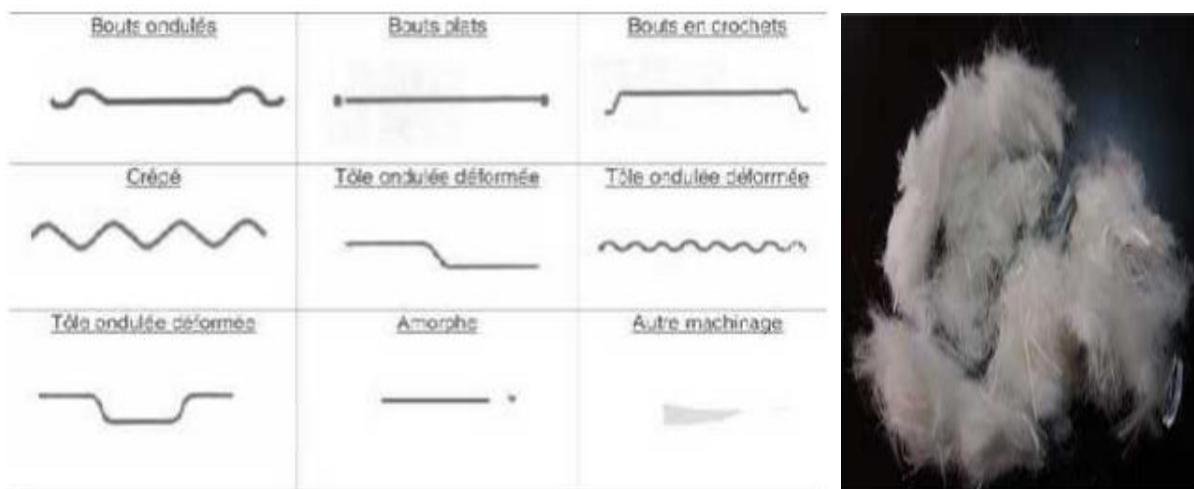


Figure II.14: Les différentes formes des fibres métalliques [32] et fibres de polypropylène.

❖ **Carbone** : il existe deux types de fibres de carbone, celles à haute résistance (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation, et celles à haut module (HM) issues d'une fabrication par graphitisation [27].

Les fibres de carbone ont un module d'Young en traction de l'ordre de 230GPa, une résistance en traction de 2500 à 5000MPa, et une déformation à la rupture de 0,5 à 2 %.

Un composite composé de fibres de carbone HR et d'une matrice époxy ou Vonylester a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module d'Young longitudinal en traction : 155 -165GPa ;
 - Résistance longitudinale en traction : 500 - 3000Mpa ;
 - Déformation à la rupture : 1,2 à 1,3 % ;
- ❖ **Verre** : Les fibres de verre sont moins chères que les fibres de carbone. Par conséquent, les composites en fibres de verre sont devenu la solution la plus utilisée dans plusieurs applications tel que dans le domaine de génie civil. Les modules d'élasticité des fibres sont de 70 à 85 GPa avec un allongement ultime de 2 à 5 % selon la qualité. Par contre les fibres de verre peuvent avoir des problèmes de relaxation. Elles sont aussi sensibles à l'humidité, mais avec le choix correct de matrice les fibres sont protégées.
- ❖ **Aramide** : Appelés aussi polyamide aromatique, une marque bien connue des fibres d'aramide est « kevlar ». Les modules d'élasticité de ces fibres sont de 70 à 200 GPa avec une haute énergie de rupture et un allongement ultime de 1,5 à 5 % selon la qualité. Les fibres d'aramide ont des problèmes avec la relaxation et la corrosion, mais avec une bonne résistance au choc et à la fatigue, Berreur et al. (2002) [19] ont présenté les principaux matériaux de renfort comme suit (FigureI.15) :

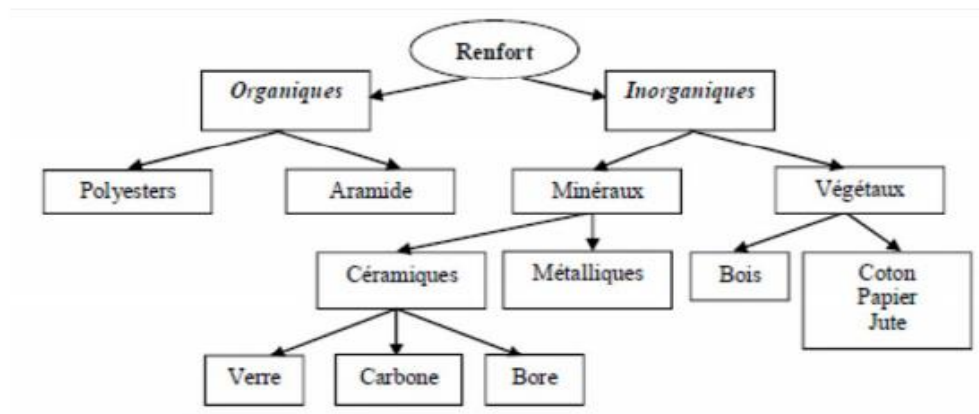


Figure I.15 : Organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort. [20]

• Propriétés mécaniques des composites «PRF»

Les propriétés mécaniques des matériaux composites varient considérablement. Ces propriétés dépendent des fibres contenues dans le composite (type, quantité et direction), de la Matrice utilisée, et du rapport volume-fibre, c'est à dire le ratio du volume des fibres par rapport au volume total du composite. Elles sont aussi affectées par le volume ou la Dimension du composite lui-même [27]. En général, les composites de fibres de carbone sont plus solides et plus rigides que les composites de fibres de verre [29]. La Figure I.16 résume les principales propriétés mécaniques des matériaux composites couramment utilisés en génie civil.

- **Caractéristiques et propriétés des fibres**

Les fibres discontinues utilisées dans le béton peuvent être caractérisées de différentes manières comme la montre la figure suivant :

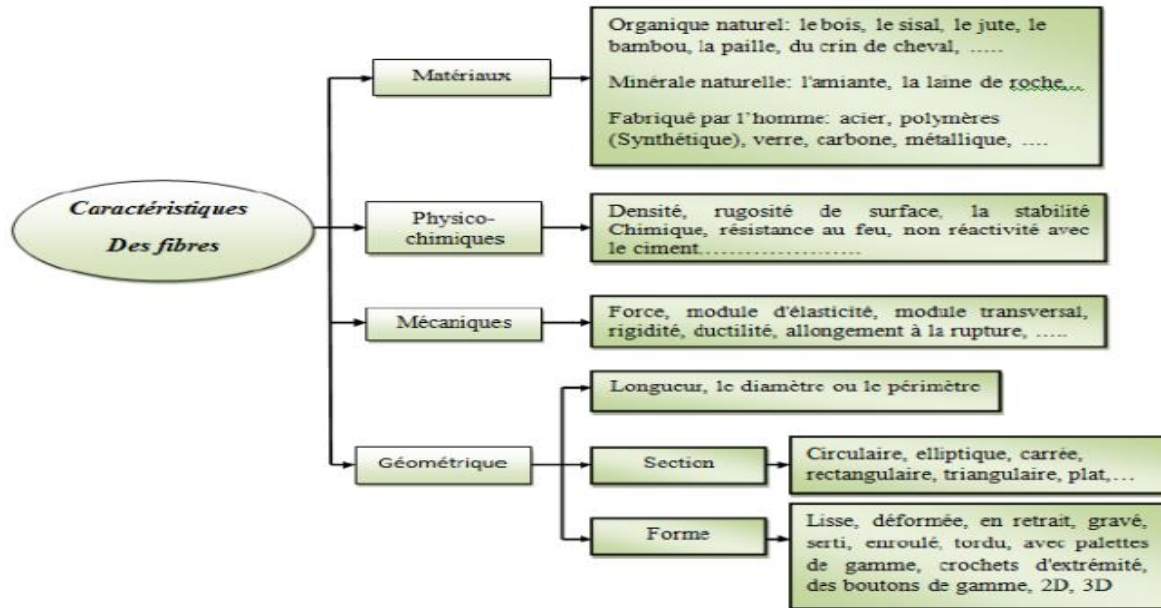


Figure I.16 : Les caractéristiques principales des fibres [16]

I.6.2 Les matrice

La matrice fournit le mécanisme nécessaire au transfert de la charge mécanique aux fibres (renfort), comme elle a le rôle de lier les fibres entre elles et les protéger de l'environnement extérieur [18]. Il existe trois types principaux de matrices :

Résine thermodurcissable (TD) : polymère transformée en un produit essentiellement infusible et insoluble après traitement thermique (chaleur, radiation) ou physicochimique (catalyse, durcisseur). La transformation est irréversible.

Résine thermoplastique (TP) : polymère pouvant être alternativement ramollie par chauffage et durci par refroidissement dans un intervalle de température du polymère étudié.

Matrices métalliques et céramiques : Sont utilisées respectivement pour les applications hautes (1000°C). Le coût de fabrication de ces matériaux est très élevé. [13, 25].

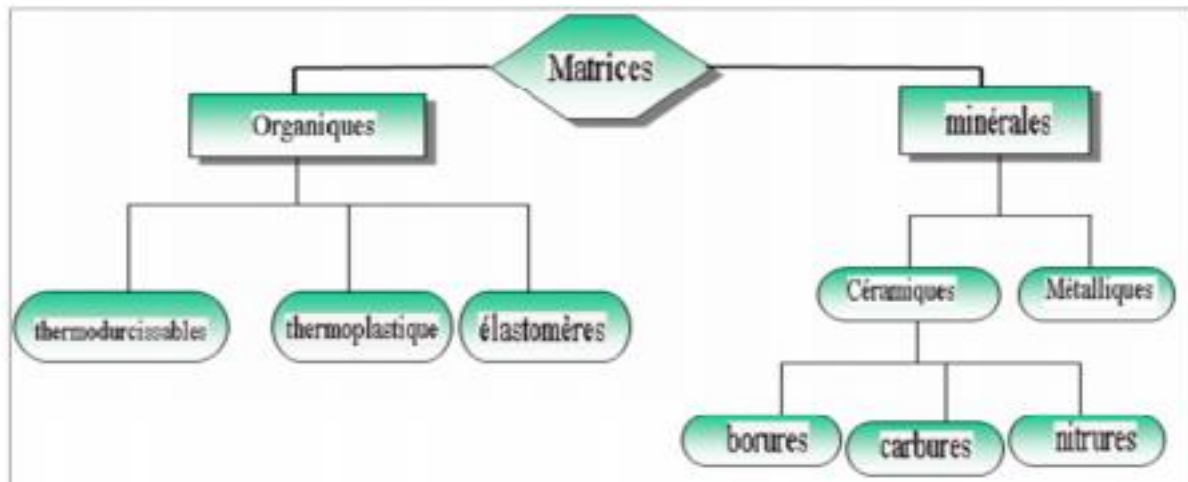


Figure I.17 : Organigramme illustrant les différentes familles de matrice [31].

I.6.3 Comportement mécanique des composites

Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement des efforts dans leur direction. La matrice, quant à elle, transfère les contraintes aux fibres, et les protège. Les propriétés mécaniques des matériaux composites sont données par les relations suivantes [32]

$$E_c = E_f V_f + E_m V_m \quad (I.1)$$

$$R_c = R_f V_f + R_m V_m \quad (I.2)$$

Où (E_c) est le module d'Young du matériau composite dans la direction des fibres, (E_f) le module d'Young des fibres, (E_m) le module d'Young de la matrice, V_f la fraction volumique de fibres, (V_m) la fraction volumique de la matrice, (R_c), (R_f) et (R_m) sont la résistance en traction du matériau composite, des fibres et de la matrice respectivement.

La Figure I.18, montre des courbes (contraintes-déformations) typiques pour des différents composites et sous chargement de traction directe comparativement à celui des aciers.

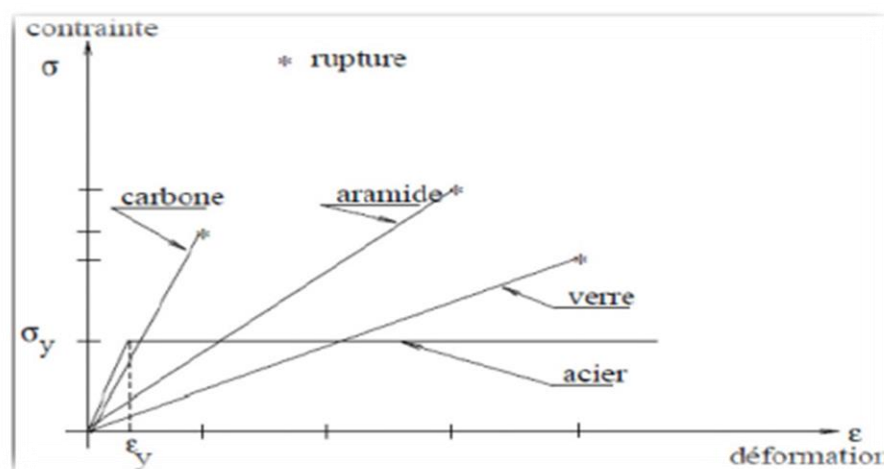


Figure I.18 : Confrontation du comportement des composites et de l'acier [26].

I.6.4 Modélisation des composites

Les matériaux composites sont constitués de couches unidirectionnels. Les uns dans le sens des chaînes, les autres dans le sens des trames, possédant trois plans de symétrie orthogonaux deux à deux, et se comportent d'un point de vue élastique comme un matériau orthotrope. [29]

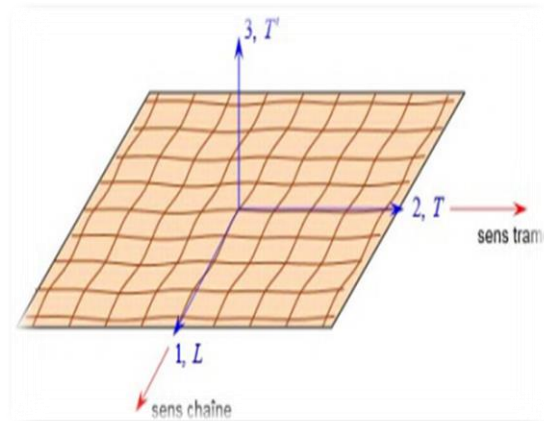


Figure I.19 : Couche de matériau composite orthotrope.

De plus, un matériau composite possède deux plans de symétries perpendiculaires et un troisième axe, ce type de matériau est dit orthotrope. Un matériau orthotrope est caractérisé par 9 constantes élastiques indépendantes si les plans de symétries sont connus. Dans le cas où les plans (N1, N2), (N1, N3) et (N2, N3) sont des plans de symétries perpendiculaires, il faut vérifier les trois relations de symétrie simultanément.

➤ **Formulation en souplesse :**

La matrice des souplesses d'un matériau orthotrope est exprimée en fonction des modules d'élasticité et coefficients de Poisson sous la forme suivante :

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & 0 & 0 & 0 \\ S_{12} & S_{22} & S_{23} & 0 & 0 & 0 \\ S_{13} & S_{23} & S_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & S_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & S_{66} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{23} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{13} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{12} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{21}}{E_2} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{31}}{E_3} & -\frac{\nu_{32}}{E_3} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{23}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{33}} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sqrt{2}\sigma_{23} \\ \sqrt{2}\sigma_{13} \\ \sqrt{2}\sigma_{12} \end{pmatrix}$$

➤ **Formulation en rigidité :**

La matrice de rigidité d'un matériau orthotrope est exprimée en fonction des modules d'élasticité sous la forme :

$$C = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sqrt{2}\sigma_{23} \\ \sqrt{2}\sigma_{13} \\ \sqrt{2}\sigma_{12} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{23} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{13} \\ \sqrt{2}\varepsilon_{12} \end{pmatrix}$$

D'où E_1 , E_2 , et E_3 sont les modules d'Young diagonaux (transversales) et ν_{11} , ν_{22} , ν_{33} sont des coefficients du poisson équivalent.

I.7 conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté quelques définitions et notions sur les matériaux : béton, acier et composites, ainsi que leurs principaux constituants, leurs différents avantages majeurs, ainsi que leurs comportements mécaniques et leurs modélisations sont également listés. En effet, les composites en carbone renforcé de fibre CFRP présentent des caractéristiques améliorées comparé aux matériaux traditionnels.

Par conséquent, l'objectif assigné dans le deuxième chapitre est de présenter une revue détaillée, sur le comportement mécanique des poteaux en béton armé renforcés par collage externes de matériaux composites.

Chapitre II

Comportement mécaniques des poteaux & techniques de renforcement

II .1 Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre la totalité des sollicitations.

En effet, à travers ce chapitre, une description réglementaire du dimensionnement et ferrailage des poteaux est présentée, suivie d'une présentation du comportement linéaire et non-linéaire des éléments d'un poteau. Après avoir lister les différents mécanismes de ruines et les différentes techniques de renforcement, une revue de littérature sur les travaux expérimentaux antérieurs portant sur le renforcement des poteaux en béton armé par collage externe des matériaux composites est mis en point.

II.2 Description règlementaire

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 2003) [20] les éléments poteaux sont dimensionnés comme suit :

II.2.1 Définition

Un poteau est un élément généralement vertical, rarement incliné, dont une dimension, la longueur, est grande par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure. Il peut être incorporé dans les ensembles constitués d'éléments horizontaux (planchers) et de poteau qui travaille en portiques, il soumit à aucun moment en tête et en pied qui le font travailler en flexion composée et non en compression simple.

II.2.2 Dimensionnement

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivants : Critère de résistance, Critère de stabilité de forme, Règles du RPA99 (version 2003).

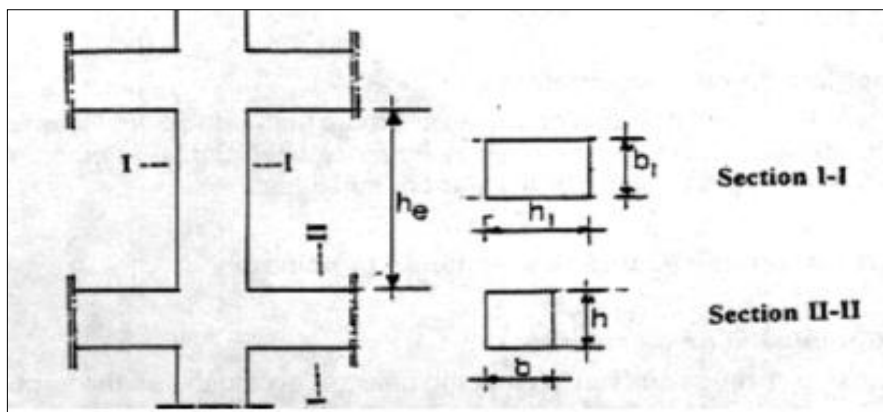


Figure II.1 : Coffrage des poteaux selon le RPA (2003) [20].

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (voir Figure II.1 et le tableau II.1) :

Tableau II.1 : Détail de dimensionnement des sections du poteau [20].

| Section rectangulaire | Section circulaire |
|---------------------------------------|----------------------|
| -Min (b1, h1) ≥ 25cm en zones I et II | D ≥ 25cm en zone I |
| -Min (b1, h1) ≥ 30 cm en zone III | D ≥ 30cm en zone II |
| -Min (b1, h1) ≥ he/20 | D ≥ 35cm en zone III |
| Tel que : 1/4 < b1/h1 < 4 | D ≥ he/15 |

II.2.3 Ferrailage

- **Les armatures longitudinales** : Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

Tableau II.2 : Les conditions sur les armatures longitudinales

| Le pourcentage total minimum des aciers | Le pourcentage total maximum des aciers | La longueur minimale de recouvrement | L'espace entre les barres | Le diamètre minimum |
|---|--|--|--|---------------------|
| - 0,7% en zone I - 0,8% en zone II - 0,9% en zone III | - 4% en zone courante - 6% en zone de recouvrement | - 40 Ø en zone I et II - 50 Ø en zone III | - 25 cm en zone I et II - 20 cm en zone III | 12m |

- **Les armatures transversales** : Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de formules suivantes :

$$\left(\frac{A_t}{t} = \frac{(P.V_u)}{(H1.f_e)}\right)_{II.1}$$

Tableau II.3 : Les conditions sur les armatures transversales

| | la zone nodale | la zone courante | Quantité d'armatures transversales minimale At/t.b1 en % |
|---|---|--|---|
| $p_a=2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$ $p_a=3.75$ Si $\lambda_g \leq 3$ | - t ≤ Min (10 Ø1, 15cm) en zone I et II | -t'≤15 Ø1 en zone I et II | Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3% Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8% |
| | - t≤10cm en zone II | -t'≤Min (b1/2, h1/2, 10 Ø1) en zone II | Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limites |

II.2.4 Vérifications spécifiques

Tableau II.4 : Vérification spécifiques du ferrailage des poteaux

| | |
|--------------------------|--|
| Sollicitations normales | <p>Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante</p> $:V = \frac{Nd}{Bc.f_c28} \leq 0.3$ |
| Sollicitations tangentes | <p>bu sous combinaison τ La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\zeta = Pd.f_c28$</p> |
| Effort normal réduit | <p>On entend par effort normal réduit, le rapport : $V = \frac{Nd}{BC.f_cj} \leq 0.3$</p> |

II.3 Comportement des éléments d'ossatures auto stables

Les ossatures auto stables sont constituées de portiques en béton armé obtenues par assemblage d'éléments poutres et poteaux.

Les poutres sont des éléments horizontaux sollicitées en flexion. Les poteaux permettent de reprendre les efforts verticaux dus aux poids propre ou des sollicitations extérieurs. Ils sont sollicités en flexions composées.

Pour ces éléments le comportement et le mode de rupture sont gouvernés soit par la flexion, soit par l'effort tranchant et l'intensité de l'effort normal.

Pour les éléments du bâtiment élances, ($h/I > 2$) le comportement est gouverné par la flexion. La rupture se produit généralement dans la zone du moment fléchissant maximal (zones des rotules plastiques). Leurs ductilités sont généralement assez importantes. Pour les éléments peu élances, le comportement est dominé par l'effort tranchant, leurs ductilités sont généralement assez faibles.

II.3.1 Comportement non linéaire des poutres et des poteaux

Les poutres et poteaux en béton armée sont caractérisés par des lois de comportement non linéaire en flexion et en cisaillement.

Les poutres sont modélisées par des éléments poutre élastique avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités.

Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte des lois de la variation du moment résistant de la section du béton armée du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier.

II.3.2 Comportement des éléments poteaux

La différence entre les éléments poutres et les éléments poteaux est l'existence de l'effort normal pour ces derniers, Le comportement des poteaux de section carrée ou rectangulaire, en béton armé, soumis à des sollicitations cycliques en flexion composées, les paramètres considérés sont l'intensité de l'effort normal, la disposition et l'espacement des armatures transversales, a été étudié expérimentalement par plusieurs auteurs.

On peut citer les travaux suivants :

- Essai de Grelat[38].
 - Essai de Park et al [39].
 - Essai Saataggiolu et Ozcebe[40].
 - Essai de Yongping Xie et all[65].
- Lors des premiers cycles de chargement-déchargement, une fissuration sur les deux parties tendues par la flexion successivement est observée.
 - La rupture est caractérisée par la plastification des armatures dans la zone tendue et fissurée, lorsque l'effort normal est faible.
 - la rupture est obtenue par écrasement du béton dans la zone comprimée, lorsque l'effort normal est important

Les poteaux d'angle sont les plus vulnérables pour les raisons suivantes :

- Ils reçoivent le cisaillement dans les deux directions horizontales, même si les deux efforts tranchants n'atteignent pas en même temps leur valeur maximale.
- Ils ne reçoivent comme charge verticale que le poids d'un quart de travée, alors que la poussée de la bielle qu'ils ont à équilibrer est celle qui correspond à une travée complète.



Figure II.2 : Cisaillement des poteaux par les bielles développées dans la maçonnerie (séisme de Boumerdes 2003) [10].

II.3.3 Comportements des nœuds poutres-poteaux

L'espacement entre les armatures transversales dans les zones critiques d'extrémité des poteaux et des poutres doit être environ tous les 5 cm. Ces armatures au croisement poteau – poutre sont obligatoires, même si que la mise en œuvre est très difficile.

La figure ci-dessous représente une disposition constructive non conforme aux règlements à cause de :

- L'absence des armatures transversales dans les zones critiques d'extrémité des poteaux et des poutres,
- L'absence des armatures transversales dans les nœuds au croisement poteau – poutre,
- La mise en place d'une talonnette en pied du poteau d'environ 5 à 10 cm en mortier de mauvaise qualité
- Quatre surfaces de reprise de bétonnage en pied et en tête du poteau à cause de la présence des deux talonnettes.

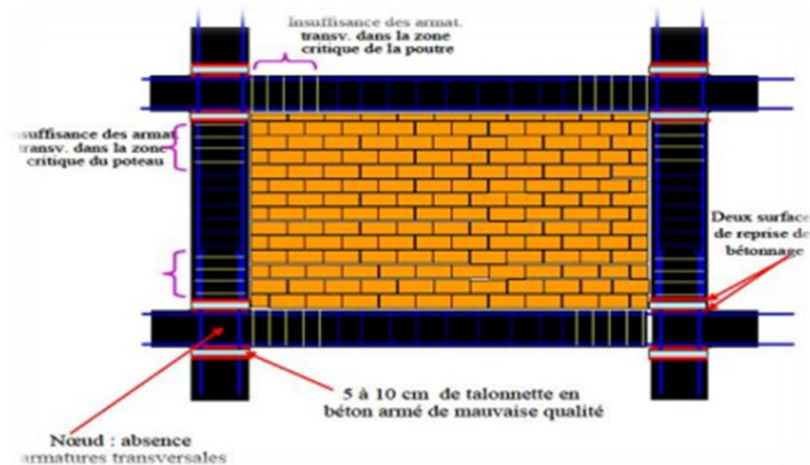


Figure II.3: Dispositions constructives NON - CONFORMES aux règles PS92 [33].

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. La connexion poteau-poutre devrait être aussi résistante que les autres membres adjacents. Par conséquent, il a été reconnu que les connections poteaux-poutres peuvent présenter des vulnérabilités dans les zones sismiques [35].

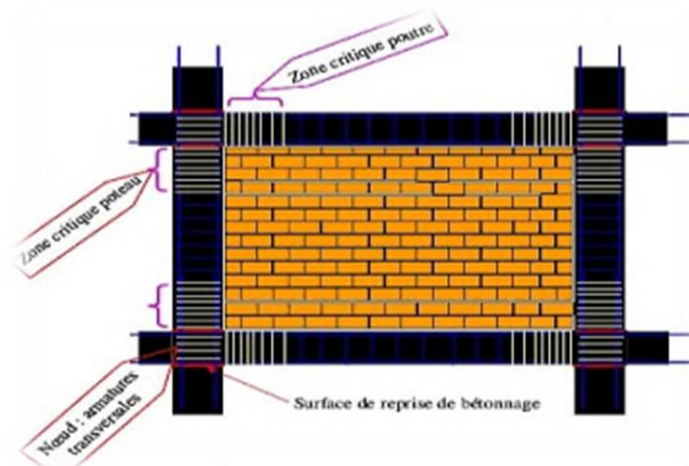


Figure II.4 : Dispositions constructives conformes aux règles PS92 [33].

Les nœuds dans une conception poteau-poutre en béton armé représentent les zones mécaniques les plus critiques dans la dissipation de l'énergie sismique. Afin d'assurer un comportement dissipatif et ductile d'ensemble, les ruptures fragiles et les instabilités mécaniques doivent être évitées [NOR 98] [42].

Les assemblages poutres - poteaux (ou nœuds) sont conçus de façon à obtenir la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments porteurs verticaux, vis-à-vis des sollicitations sismiques. En se basant sur le principe poteau fort poutre faible.

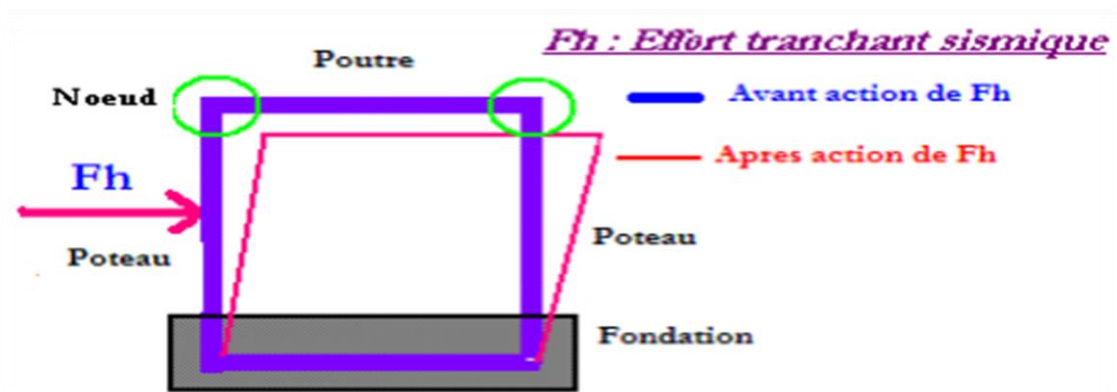


Figure II.5 : Comportement de poteau-poutre vis-à-vis la charge sismique

II.3.4 Lois Force-Déplacement généralisées associées aux poteaux

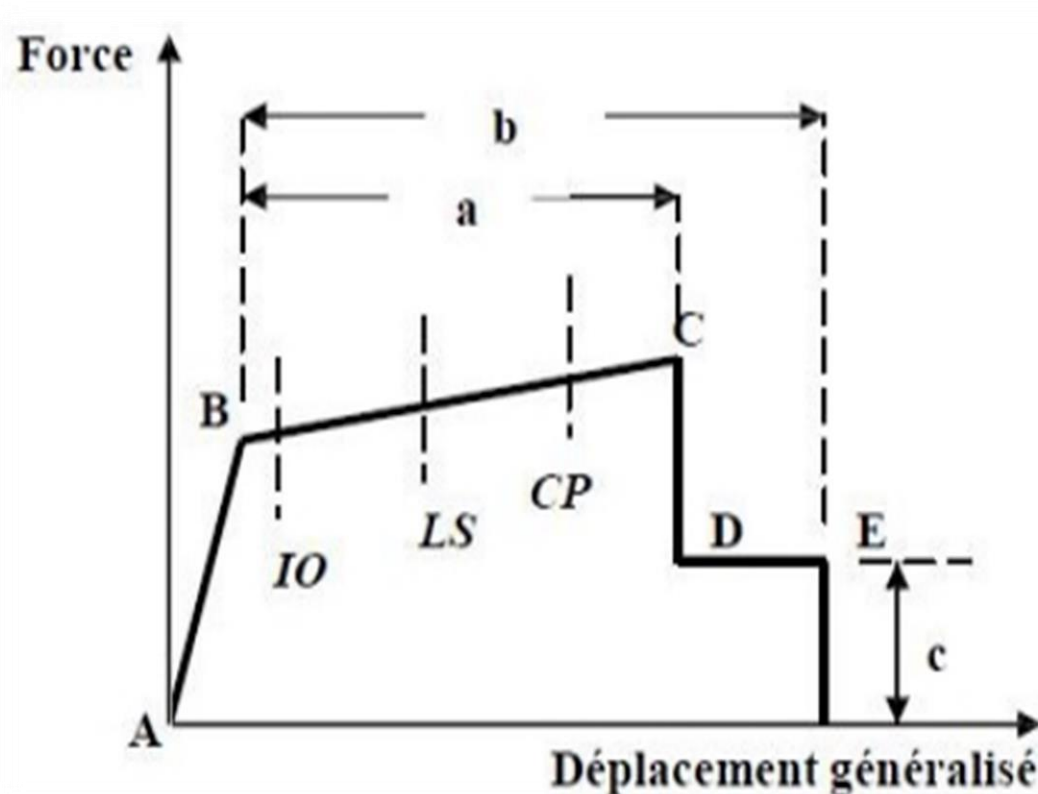


Figure II.6 : Loi Force-déplacement non-linéaire idéalisée pour les poteaux [20].

Tableau II.5 : Analyse de la courbe force- déplacement non-linéaire

| Analyse de la courbe | |
|--|--|
| <p>La figure II.6 ci-dessous montre la courbe non-linéaire typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux du portique et les critères d'acceptations liées aux niveaux de performance de la structure.</p> <ul style="list-style-type: none"> - La courbe (AB) est composée d'une réponse linéaire entre les points A et B. - la pente entre les points B et C est en générale, prise égale à un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 à 10%. - Le point C a une ordonnée représentant la résistance ultime de l'élément et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne CD) - Au-delà du point D, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point E où elle vaut c. Pour des déformations supérieures au point E, la résistance de l'élément est considérée nulle | <p>La figure II.6 : montre également la déformation a et b en relation avec la courbe non linéaire idéalisée, qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance de la structure, désignés par les paramètres IO, LS, et CP qui seront définies ci-après.</p> <ul style="list-style-type: none"> - <u>Au niveau IO= Immédiate Occupancy (occupation immédiate)</u> : les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance. - <u>Au niveau LS= Life Safety (sécurité de la vie)</u> : la structure a subit des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur. - <u>Au niveau CP= Collapse Prévention (prévention de la ruine)</u> : la structure a subit des dommages extrêmes. Si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer. |

II.3.5 Définition des performances

Un niveau de performance décrit une condition limite d'endommagement d'une structure donnée sous une action sismique donnée. Les états limites concernant la vie sauve des occupants ou la sécurité de la structure sont définis comme étant les états limite ultimes, ceux concernant le bon fonctionnement et l'occupation sans danger de la structure avec endommagement des éléments secondaires sont les états limite de service.

La performance cible peut être un niveau de contrainte à ne pas dépasser, une charge, un déplacement, un état limite ou un état d'endommagement cible. La figure II.7 représente la relation entre les différents niveaux de performance et les états d'endommagement correspondants. [44]

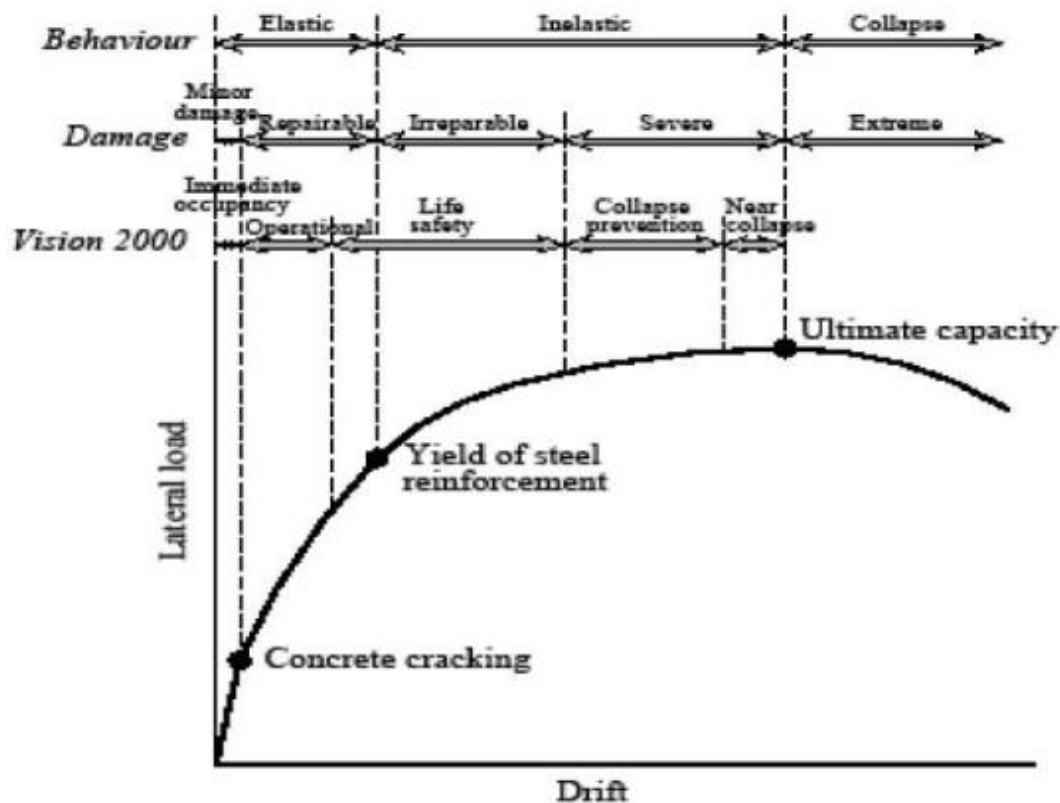


Figure II.7: Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé [10].

II.3.6. Les mécanismes de ruine

Plusieurs mécanismes de ruine peuvent apparaître lors du déroulement des séquences de rotation de la structure. Ces mécanismes sont en nombre de trois et sont définis comme suit :

- **Mécanisme 1** : Caractérisé par l'apparition des rotules plastiques en premier lieu au niveau des poteaux pouvant donner naissance à un niveau soft, ce mécanisme engendre une rupture précoce de la structure.
- **Mécanisme 2** : Considéré comme mécanisme généreux, il est caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et à la base de la structure permettant son mouvement avec le sol lors d'un séisme et une meilleure dissipation d'énergie.
- **Mécanisme 3** : C'est le mécanisme mixte caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et des poteaux en même temps.

Les images suivantes illustrent quelques différents mécanismes de ruine provoquant l'effondrement total des structures :



Figure II.8 : Mode de ruine des poteaux en béton armé [30].

II.4 Nécessité de renforcement

Le nombre de causes conduisant à renforcer les structures est assez nombreux que le nombre de structures elles-mêmes, les plus fréquentes sont résumés par [44] comme suit :

- Réhabilitation des structures anciennes.
- Mal placement des armatures ou leurs insuffisances.
- Construction de salles des machines dans les bâtiments industriels.
- Défauts revenant aux exécutions lors de la réalisation des projets.
- Mauvais matériaux.
- Dimensions insuffisantes des éléments structurels.
- Accroissement des charges qui sollicitent la structure.
- Changement d'usage de la structure (exemple : bâtiment d'habitation réhabilité en centre commercial).
- Accroissement du niveau d'activité dans la structure (exemple : anciens ponts soumis au trafic actuel).
- Sollicitations non considérées au moment du projet ou de la construction (vibration, actions sismiques et autres), ce qui conduit à une prise en compte d'un renfort.
- Corrosion et diminution de la section des armatures dans le béton.
- Vieillesse des matériaux avec une perte des caractéristiques initiales.
- Modification de la forme de la structure.
- Suppression de poteaux, piliers, murs porteurs, élargissement de portées de calcul.
- Ouverture de passages en dalles pour escaliers ou ascenseurs.
- Dommages dans la structure.
- Obligation d'améliorer les conditions de service.
- Réduire les déformations et flèches.
- Diminuer l'intensité des contraintes sur les armatures.
- Réduire l'ouverture des fissures.



Figure II.9 : Effondrement partiel d'un bâtiment faute de mauvaise conception (séisme Boumerdes2003) [10]



Figure II.10 : Fissures en « X », dislocation de la section, Rupture par écrasement du béton du au remplissage partiel [10]



Figure II.11 : Éclatement du béton d'enrobage au niveau des zones nodales [10].



Figure II.12 : Rupture par flambement de poteaux [34].

II.5 Les causes des dommages et les dégradations du béton

Tableau II.6 : Récapitulatif des causes des dommages et les dégradations de béton

| Les causes physiques de dégradation | Les causes chimiques de dégradation | Les autres causes de dégradation des bétons |
|---|---|---|
| <p><u>Abrasion</u>: Usure accompagnée d'une perte de matière consécutive au frottement d'un élément par un abrasif ou par le passage répétitif des piétons, véhicules et chariots, etc.</p> <p><u>Cavitation</u>: Usure d'une structure hydraulique caractérisée par une perte de masse en présence de bulbes de vapeur qui se forment lors d'un changement brusque de direction.</p> <p><u>Chocs</u>: Le béton éclate sous l'effet de chocs produits par des engins de transport ou de levage, des outils.</p> <p><u>Surcharges</u>: Il s'agit d'ouvrages ayant supporté des charges trop importantes qui ont entraîné des fissurations et des éclatements du béton.</p> <p><u>Le feu</u>: Les très fortes élévations de température lors d'un incendie par exemple, entraînent un éclatement du béton.</p> <p><u>Cycle gel/ dégel</u>: Après un nombre important de cycles gel/dégel, certains bétons peuvent se déliter en surface et se désagréger.</p> | <p><u>Alcali-réaction</u>: Réaction qui se produit entre la solution interstitielle du béton, riche en alcalin, et certains granulats lorsqu'ils sont placés dans un environnement humide.</p> <p><u>Réactions surfatiques</u>: Les sulfates proviennent essentiellement du milieu extérieur. Ces composés provoquent le gonflement du béton.</p> <p><u>Corrosion</u>: Attaque des matériaux par les agents chimiques. Sur les métaux, la corrosion est une oxydation.</p> | <p>Les bétons se dégradent à cause des milieux dans lesquels ils sont placés car ils y subissent des agressions physiques et chimiques. Certaines causes, essentiellement dues à une mauvaise mise en œuvre, peuvent également participer à la dégradation des bétons à savoir :</p> <p><u>Mauvais positionnement des armatures</u> : Les armatures placées trop près du parement béton lors du coulage provoquent à terme des fissurations de surface.</p> <p><u>Vibration trop importante</u> : Une vibration trop longue peut entraîner une ségrégation du béton et par conséquent une mauvaise répartition des constituants. Les efforts mal répartis entraînent alors des fissurations et des élancements du béton.</p> <p><u>Absence de cure du béton</u> : La cure du béton est indispensable par temps chaud venté.</p> <p><u>Cycle humidité / sécheresse</u>: Les cycles répétés d'humidité/sécheresse entraînent des variations dimensionnelles du béton pouvant créer des fissures et par conséquent la corrosion des aciers</p> |

II.6 Méthodologie de renforcement

La technologie du renforcement par les polymères renforcés de fibre est l'une des technologies les plus efficaces d'accroissement de la résistance des éléments structuraux porteurs. D'une manière générale, les matériaux composites du type polymère renforcé de fibre PRF présentent des avantages considérables lorsqu'il s'agit de la protection, la réparation et le renforcement d'ouvrage ou d'éléments en béton armé.

Le processus de renforcement passe généralement par les étapes suivantes: [36]

1. Inspecter la surface de l'élément de structure à renforcer.
2. Réparer les fissures et les surfaces effritées avec une injection d'époxy et de mortier à base de résine époxy.
3. Préparer la surface de l'élément de structure (avec des meules et du sablage humide au besoin) en éliminant les saillies et en s'assurant que le profil est adéquat.
4. Appliquer une couche de mastic afin d'assurer l'adhérence des tissus de fibres.
5. Appliquer une première couche d'agent d'imprégnation.
6. Appliquer les tissus de fibres sur la surface, comme s'il s'agissait de papier peint.
7. Appliquer une deuxième couche d'agent d'imprégnation, une fois que les tissus auront bien durci, généralement au bout d'une heure.
8. Répéter les étapes 6 et 7, jusqu'à ce que toutes les couches de fibres soient installées

En cas de température basse et/ou d'humidité relative élevée, la surface du composite peut être devenue collante. Avant de poursuivre, il faut enlever ce film gluant en lavant en abondance la surface à l'eau, rincer puis laisser sécher.

Les photos suivantes présentent un résumé de mode opératoire de renforcement par les fibres de carbone :



1. Ponçage de la surface du support béton
2. Découpage du tissu en fibre de carbone



3. Application de la résine



4. Imprégnation du tissu

5. Mise en place, sans étirement, du tissu
Sur le support béton6. Marouflage : dégagement des bulles d'air
avec un rouleau**Figure II.13:** mode opératoire de renforcement par les fibres de carbone [37].

II.7 Techniques de renforcement

Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier l'augmentation de la ductilité et de la résistance d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'avance pendant la phase de conception et de calcul. Parmi les techniques de renforcement, les plus courantes :

- Incorporation de profils en acier.
- Collage d'éléments préfabriqués.
- Addition d'armatures en aciers sans augmentation de la de la section en béton avec ou sans addition d'armature en acier (Abowtaha R. S. et al. 1999) [50].
- Adjonction de platines en acier (Azizinamini A. et al. 1992) [51].
- Adjonctions de lamelles ou bandes de matériaux composites (Khalifa A. et al. 2001)[52].
- Renforcement par la technique NSMR : cette méthode consiste à sceller les joncs ou bandes de polymères renforcées de fibres de carbone (CPRF) dans des engravures déjà préparées sur la surface de la poutre à renforcer.

- Le confinement : On désigne par béton confiné, un volume de béton pourvu d'armatures transversales disposées de façon à s'opposer au gonflement du matériau sous l'effet des contraintes de compression, il a une incidence positive sur la courbe contrainte – déformation du béton.

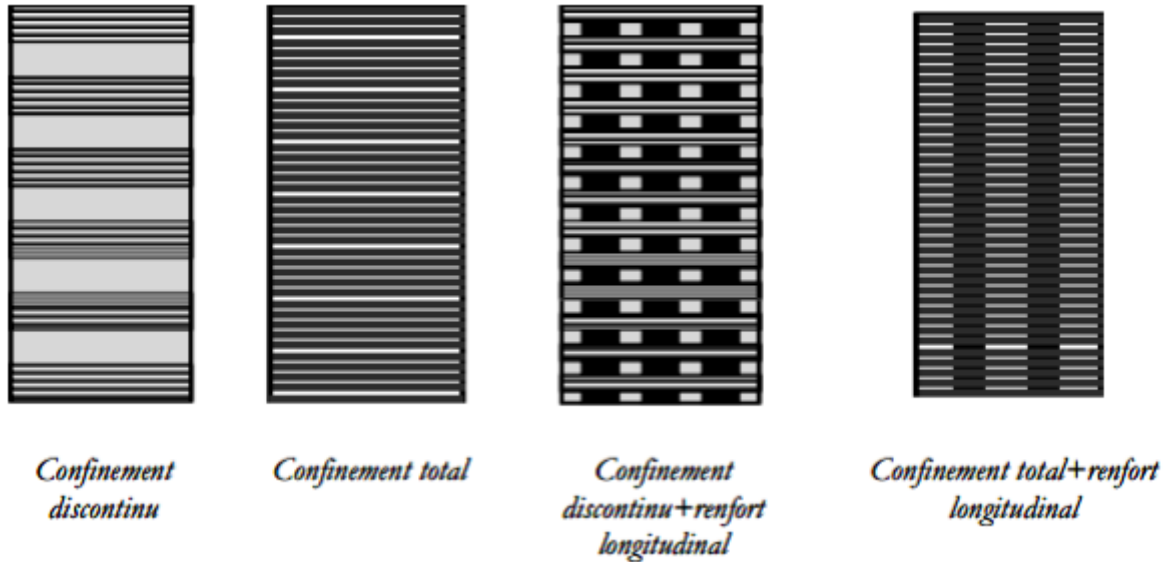


Figure II.14 : Types de confinement de poteaux [41].

Plusieurs techniques différentes ont été développées pour renforcer des colonnes existantes en béton armé en utilisant des composites. Les méthodes de renforcement peuvent être classées dans trois catégories en fonction de la méthode adoptée pour construire le composite à savoir : la stratification au contact, l'enroulement filamentaire et le chemisage par coquille préfabriquée en «PRF».

- **Stratification au contact :**

Sur chantier la stratification au contact (stratification directe) est la technique la plus utilisée pour le renforcement des colonnes en utilisant les composites «PRF» (Figure II.15). Dans cette méthode, les draps de fibres unidirectionnelles ou tissées sont imprégnés par les résines du polymère et enveloppés ensuite autour des colonnes dans un processus de moulage au contact, avec l'orientation des fibres principales dans la direction de confinement.



Figure II.15 : Stratification au contact (WBAC 2003) [43].

- **Enroulement filamentaire :**

Le principe de l'enroulement filamentaire est semblable à celui de la stratification directe, sauf que la technique de l'enroulement filamentaire utilise la fibre continue au lieu des tissus ou des lanières afin que l'enroulement des filaments puisse être traité automatiquement au moyen d'une machine contrôlée par ordinateur (Figure II.16).

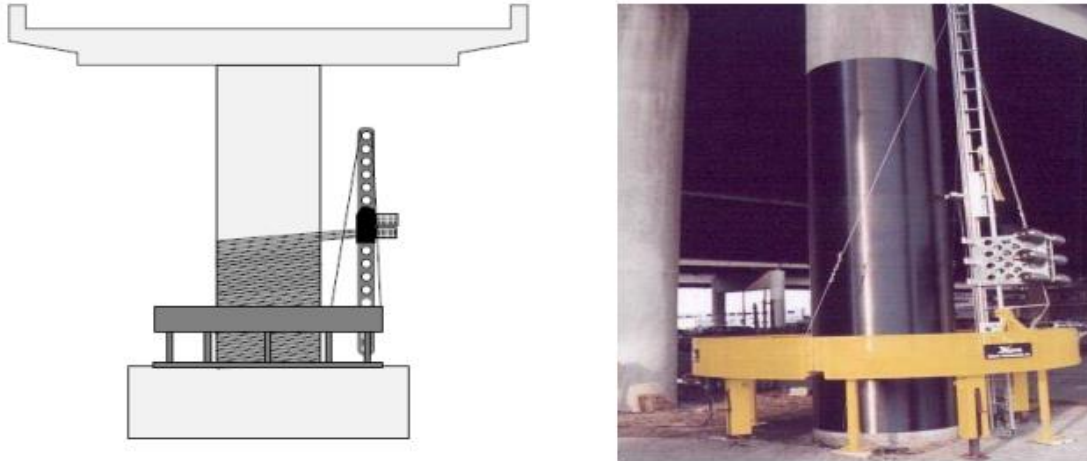


Figure II.16: Enroulement filamentaire (Fardis et Khalili)[46]

- **Chemisage par coquille préfabriquée en «PRF» :**

Les colonnes et poteaux en B.A peuvent aussi être renforcés en utilisant des chemises en «PRF» sous forme de coquilles préfabriquées. Les coquilles sont fabriquées sous conditions contrôlées en utilisant la fibre en voile ou bondes avec l'imprégnation de résine effectuée avant l'installation. Elles peuvent être fabriquées en demi-cercles ou demi-rectangles, en cercles avec une fente ou en rouleaux continus, afin qu'elles puissent être ouvertes et puissent être placés autour des colonnes,(Figure II.17) Pour un confinement efficace, un contact total entre la colonne et la coquille en «PRF» est essentiel.



Figure II.17 : Chemisage par coquille préfabriquée en «PRF»Teng et Lam (2002)[45].

Une application intéressante des coquilles préfabriquées en «PRF» est de les utiliser dans les travaux de modification de forme des colonnes comme partie des mesures de renforcement. Cela a été discuté par Teng et Lam (2002). Ils ont suggérés que les colonnes carrés ou rectangulaires peuvent être reformant dans des colonnes circulaires ou elliptiques dans lesquelles une coquille préfabriquée en «PRF» est utilisée. Cela permet de fournir à la fois la forme au béton supplémentaire et le confinement exigé après le durcissement du béton [45].

II.8. Travaux antérieures

Cette partie présente une revue de littérature des techniques de quelques travaux expérimentaux antérieurs reliés sur la réhabilitation et le renforcement des poteaux en béton armé à l'aide d'enveloppes en composite «PRF ». Plusieurs recherches ont été effectuées afin de déterminer les différents paramètres influençant sur le renforcement des poteaux en béton armé tel que les paramètres géométriques à savoir : l'espacement, épaisseur et largeur des bandes en PRF et les paramètres mécaniques : résistance aux différents types de chargement.

- **Pantelais et al (2000) [47]** ont communiqué les résultats d'une étude expérimentale qu'ils ont effectuée. Des charges cycliques inversées ont été appliquées à deux spécimens de demi-grandeur. Des essais ont été effectués sur un spécimen non modifié et un spécimen renforcé avec un composite de PRF afin d'évaluer l'efficacité du polymère sur le plan du renforcement de la résistance au cisaillement. Il n'y a pas de renforcement transversal à la base de l'assemblage, et les barres longitudinales de la poutre ne sont pas proprement ancrées à la connexion. Le deuxième spécimen a été renforcé à l'aide de tissus de PRF afin d'améliorer la résistance au cisaillement et la ductilité de l'assemblage (Figure II.18).

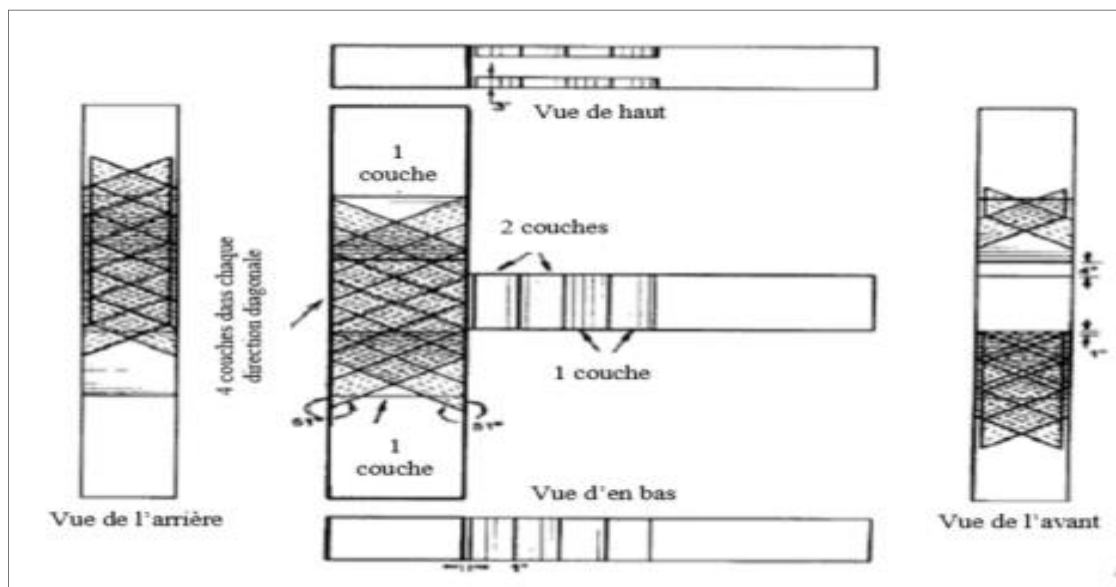


Figure II.18 : Plan du renforcement du composite de (Pantelais et al) [47].

- **Yongping Xie et al** [65] ont traité l'évaluation de comportement sismique de la structure en béton armé et les avantages du renforcement local par des PRF. Les auteurs ont élaboré un modèle pour tenir compte du comportement non linéaire d'un poteau en béton armé renforcé par les fibres de carbone sous un chargement horizontal (Figure. II.19).

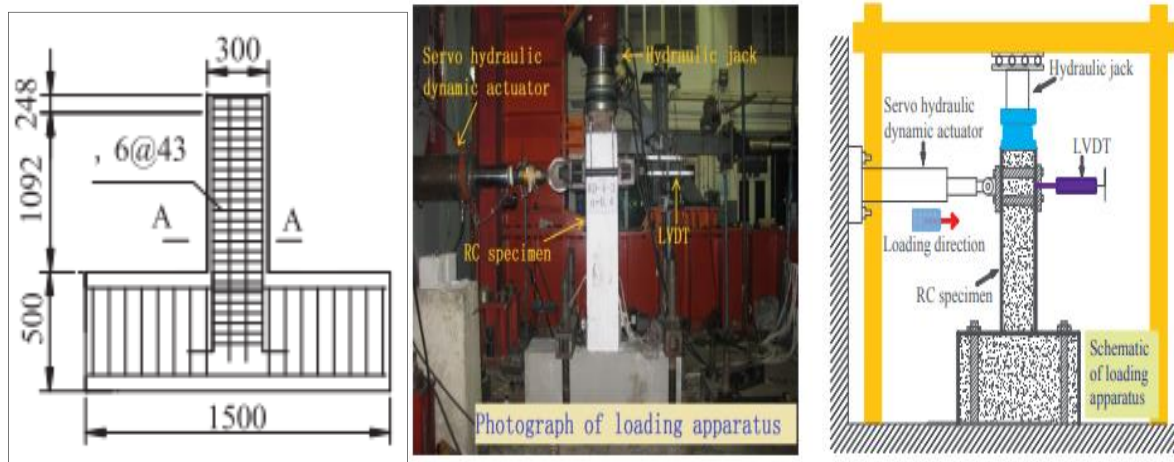


Figure II.19 : Détails structurel de la géométrie et du ferrailage du poteau Xie et al [65].

- **Harries et al.** (Harries et al., 2006): ont toutefois réalisé une campagne expérimentale mettant en jeu des renforts longitudinaux. Deux séries de poteaux ont été testées : une première série avec des aciers longitudinaux continus et une série avec un recouvrement des aciers longitudinaux confinés par PRFC (4 couches sur les 500 premiers millimètres à partir de la base du poteau puis 2 couches sur les 500 millimètres suivants - Figure II.20). Il a alors été observé que le renforcement par matériaux composites a permis d'améliorer la ductilité et de retarder le glissement des aciers en zone de recouvrement (comparativement à l'étude citée préalablement, où seul un chemisage était utilisé, sans renfort longitudinal, mais le tissu longitudinal n'a pas eu d'effet sur la capacité du poteau.

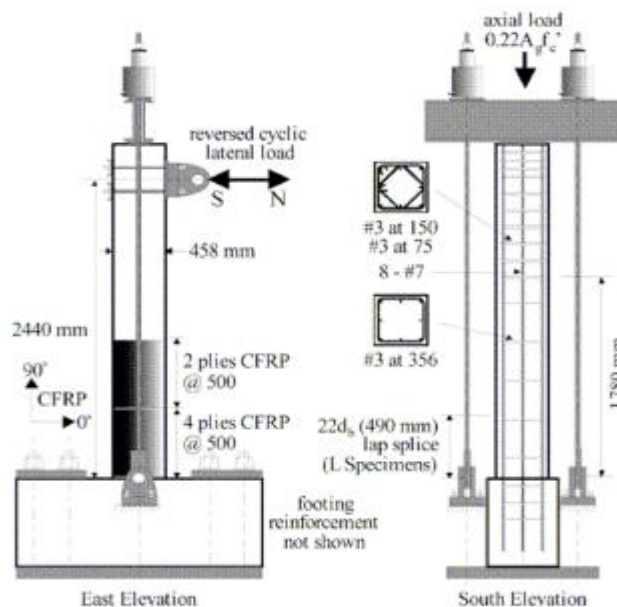


Figure II.20 : Configuration de renforcement appliquée aux poteaux (Harries et al.)[49]

- **Colomb et al. ([Colomb et al., 2005])** : Ces auteurs ont également analysé l'effet d'un renfort longitudinal associé ou non à du confinement (Figure II.21), pour des poteaux encastrés à une extrémité et sollicités en flexion simple (chargements quasi statiques puis cycliques). Le renforcement longitudinal est réalisé grâce au tissu composite à base fibres de carbone.

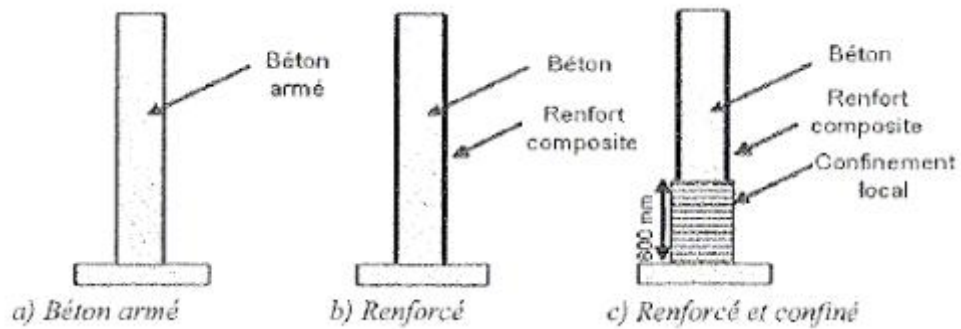


Figure II.21 : Configurations de renforcement testées par Colomb et al [49].

- (**Barros et al., 2008**) : ont permis de tester une technique consistant à insérer des plats PRFC dans des rainures pré-creusées sur les faces de poteau. Ces lamelles sont ancrées dans la semelle sur une profondeur d'environ 100 mm, et en pied de poteau, le béton d'enrobage est collé par un mortier époxy (Figure II.22).

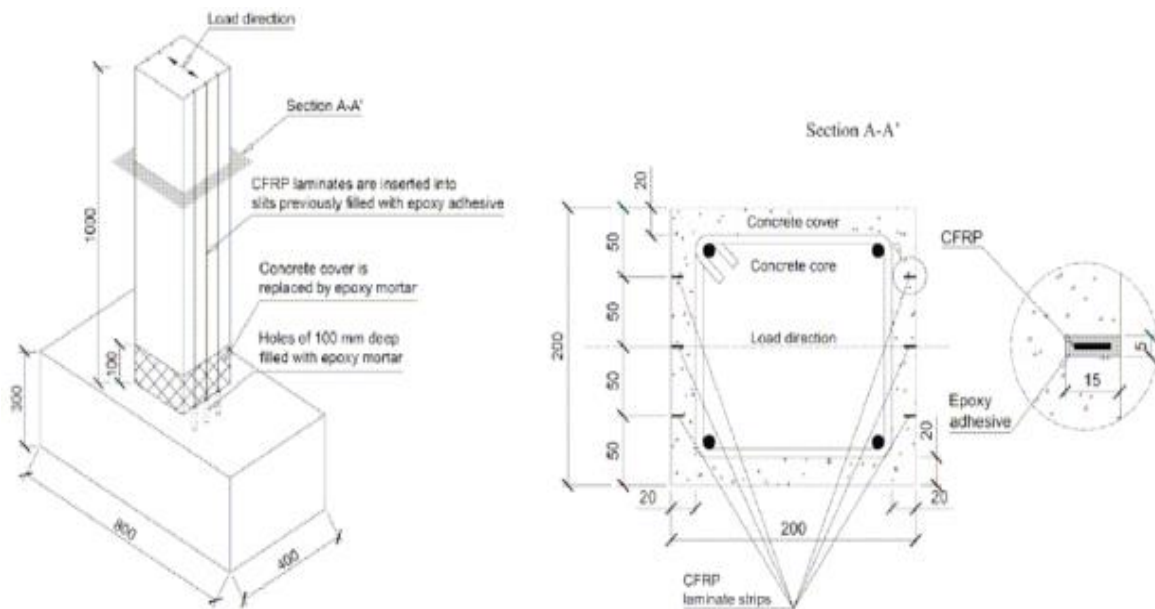


Figure II.22 : description de la technique de renforcement testée par Barros et al [49].

- **Perrone et al. ([Perrone et al., 2009])** : complètent les essais décrits précédemment ([Barros et al., 2008]) en étudiant le comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites selon une technique dite hybride. En effet, cette technique combine l'action de bandes de tissus de PRFC (chemisage) et de plats PRFC insérés dans des rainures pré-creusées sur les faces de poteau (Figure II.23), comme présenté précédemment.

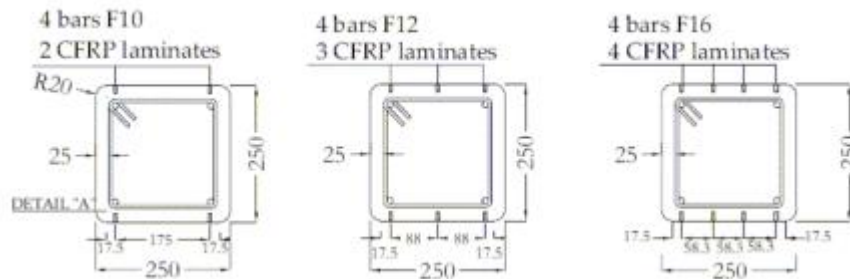


Figure II.23 : Détails de la disposition des plats PRFC et du taux d'aciers longitudinaux ([Perrone et al. 2009]) [49].

II.9 Conclusion

Le comportement des éléments d'un poteau présenté dans ce chapitre, nous a permis de lister les différentes causes qui nous ont conduits à utiliser les matériaux composites comme renfort afin de réhabiliter les zones critiques des poteaux en béton armé. À travers, la revue de littérature, ces matériaux innovants sont largement utilisés, du fait qu'ils s'accordent sur l'augmentation de la capacité portante et de la ductilité des poteaux endommagés par action statique et sismique.

L'analyse des différentes techniques proposées dans la littérature scientifique, nous a conduits à orienter notre travail vers une étude de réhabilitation des zones critiques d'un poteau en béton armé. En effet, on se propose d'optimiser les paramètres adéquats à travers une simulation numérique.

Chapitre III

Modélisation et conception proposée

III.1. Introduction

La simulation et l'analyse numérique sont devenues quasi nécessaires dans l'étude du comportement des structures de génie civil à l'échelle réelle vu qu'elles ont un impact direct sur la qualité et le temps de réalisation. Elles sont apparues dans le désir de minimiser le coût d'une étude expérimentale avec un nombre d'essais optimisés.

De ce fait, nous allons présenter d'abord dans ce chapitre le logiciel ABAQUS et son fonctionnement, et ensuite on présentera les différentes étapes menées pour la modélisation d'un poteau en béton armé renforcé par des bandes en fibre de carbone (CFRP). Le modèle géométrique et le choix des modèles éléments finis pour le maillage sont générés dans un espace tridimensionnel (3D), tout en tenant compte du comportement expérimental des matériaux constitutifs. L'interaction entre les différents éléments ainsi que les étapes d'assemblage et de chargement de poteau renforcé sont également présentées.

III.2 Simulation avec ABAQUS

Avant d'utiliser le code de calcul de manière opérationnelle, il est essentiel d'explorer ses capacités et surtout ses limites à travers des tutoriaux qui sont à sa disposition. ABAQUS est un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes mécaniques, il est développé dans le but de simuler des phénomènes physiques. La modélisation de ces phénomènes permet de simuler correctement le comportement expérimental des matériaux et de varier certains paramètres (géométriques, rhéologiques...) afin d'en optimiser leur conception.

III.2.1 Présentation du logiciel

ABAQUS est un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis (MEF), crée en 1978, il a été développé par Hibbit, Karlson & Sorensen(HKS) [53]. Il est particulièrement réputé pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Il offre ainsi, les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicite set dynamiques.

Ce logiciel est une solution de simulation évolutive et composé de solution d'analyse unifié, il peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions. Voir (figure III.1). ABAQUS ne gère pas les unités ; c'est à l'utilisateur d'utiliser un système d'unités cohérent [35], tel que montré sur le Tableau III.1

Tableau III.1 : Tableau des unités correspondant à ABAQUS.

| Masse | Longueur | Temps | Force | Pression | Énergie |
|------------|------------|--------------|---------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| Kilogramme | Mètre | Seconde | Newton | Pascal | Joule |
| Gramme | Millimètre | Milliseconde | Newton | Mpa | Mili joule |
| Tonne | Millimètre | Seconde | Newton | Mpa | Mili joule |
| M | L | T | M.L.T ⁻² | M.L ⁻¹ .T ⁻² | M.L ² .T ⁻² |

III.2.2 Le CAE (Complete ABAQUS Environnement)

Une interface idéale pour la modélisation, la gestion et le post traitement des modèles ABAQUS dans laquelle l'utilisateur peut effectuer la totalité de la mise en donnée, de la création ou l'import de pièce, du maillage jusqu'à l'exploitation avancée des résultats (géométrie des différentes pièces, propriétés mécaniques, choix des éléments, choix de l'intégration de la matrice de rigidité, choix du mode de résolution)

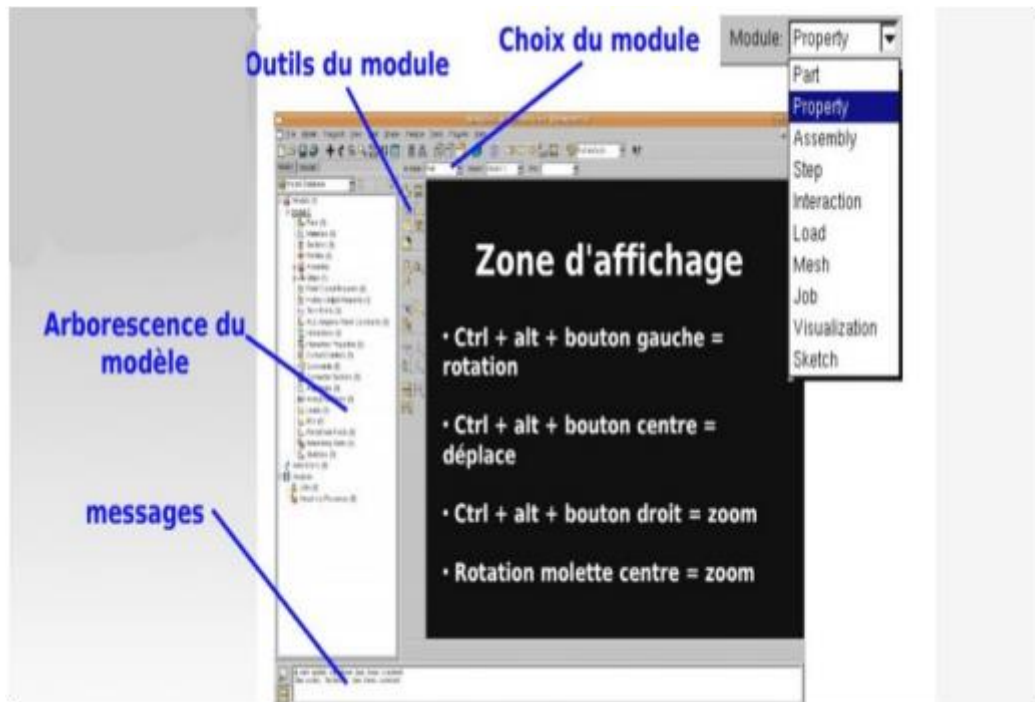


Figure III.1 : Présentation de l'interface ABAQUS.

III.2.3. Définition du modèle à simuler

Notre travail consiste à évaluer la performance et d'étudier le comportement d'un poteau en béton armé renforcé par des matériaux composites « PRFV » sous chargement horizontal. L'objectif principal consiste à optimiser les caractéristiques des bandes PRFV, qui permettent d'améliorer la résistance du poteau à savoir l'apparition successive des fissures au niveau des sections critiques.

III.2.3.1 Dimensionnement et géométrie du poteau modélisé

Dans le cadre de ce travail, un poteau réel en béton armé, dimensionné et expérimenté par **Yongping Xie, et al[65]**, soumis à un chargement horizontal a été simulé. Le poteau modélisé illustré sur la figure III.2, présente les caractéristiques suivantes :

- Hauteur totale du poteau 1340[mm].
- Longueur de la semelle 1500 [mm]
- Section transversale du poteau 300*300mm².

- Section transversale de la semelle 300*500

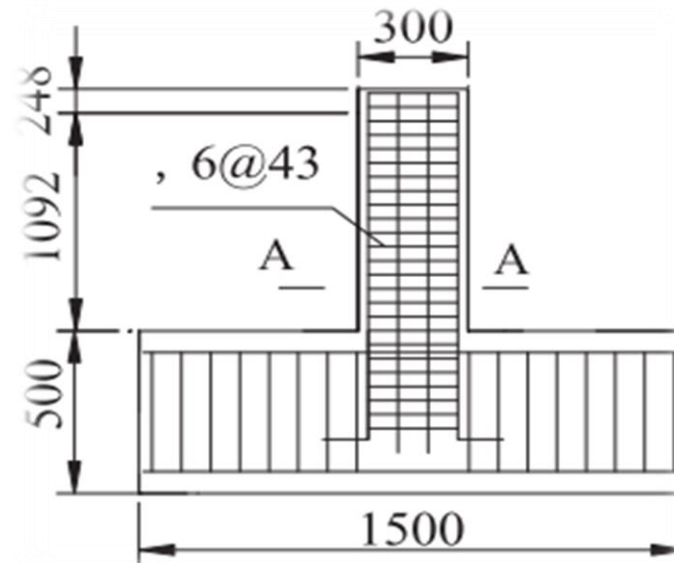


Figure III.2 : Dimensionnement et géométrie du poteau en béton armé en (mm).

❖ Ferrailage :

Tableau III.2: Tableau récapitulatif des caractéristiques du poteau

| | |
|---|------|
| Largeur de section b (mm) | 300 |
| Hauteur de section h (mm) | 300 |
| Épaisseur du revêtement en béton c (mm) | 15 |
| Hauteur de section efficace du poteau, h_0 (mm) | 273 |
| Hauteur effective des poteaux BA, H (mm) | 1092 |
| Diamètre du renfort longitudinal (mm) | 12 |
| Diamètre d'étriers (mm) | 6 |
| Espacement des étriers, s (mm) | 43 |
| Rapport de cisaillement-portée | 4 |
| Charge de compression axial (KN) | 1062 |
| Rapport d'étriers % | 1.89 |
| Taux d'incrémentation de la charge horizontale (KN) | 0.4 |
| Épaisseur d'enrobage sur la longueur (mm) | 27 |

III.2.4. Présentation des étapes suivies dans la simulation

Le logiciel est divisé en des modules indépendants les uns des autres, à savoir : le module Part ; Module Property ; Assembly ; Step ; Interaction ; Load ; Mesh ; Job et Visualisation.

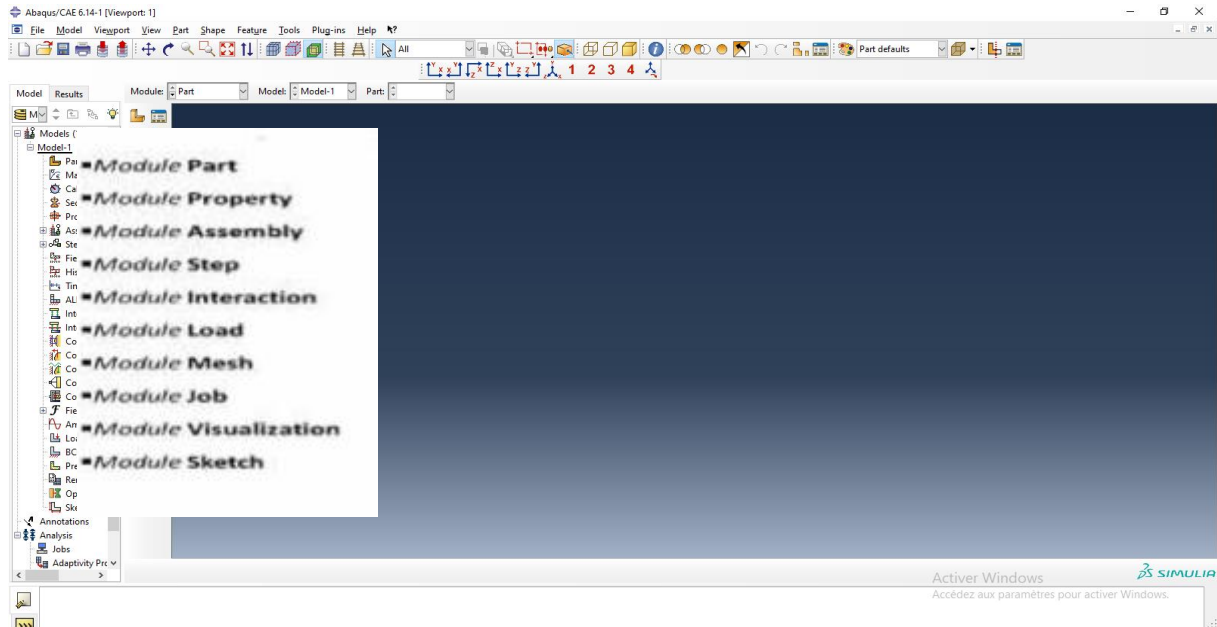


Figure III.3: Les modules du logiciel.

➤ La géométrie des éléments (module part)

- Dans cette première étape, tous les éléments de la poutre sont créés grâce aux outils du module « **Part** ».
- On a créé la géométrie de poteau dans le module part en utilisant les coordonnées des points en deux dimensions et on a créé la 3^{ème} dimension par extrusion.

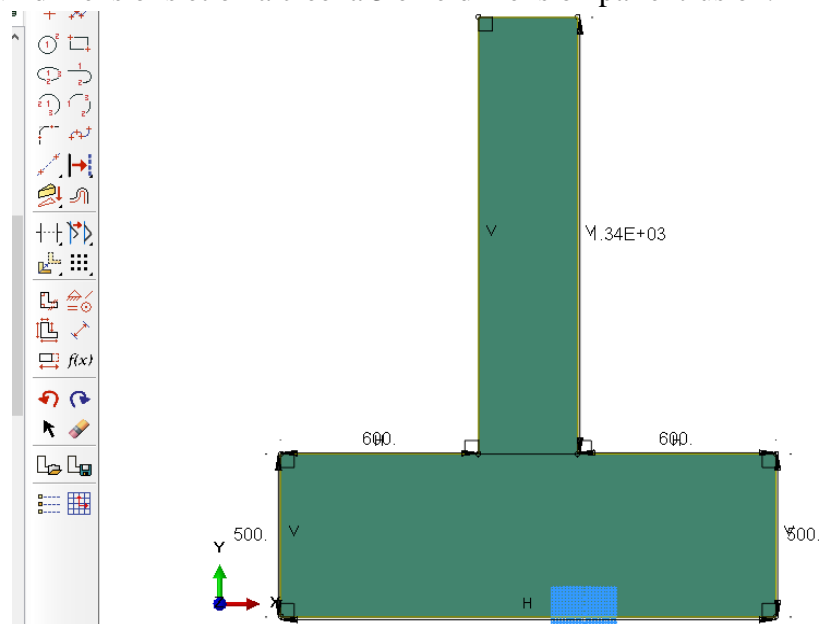


Figure III.4 : Création de poteau semelle en béton armé

- On obtient ce modèle de poteau suivant :

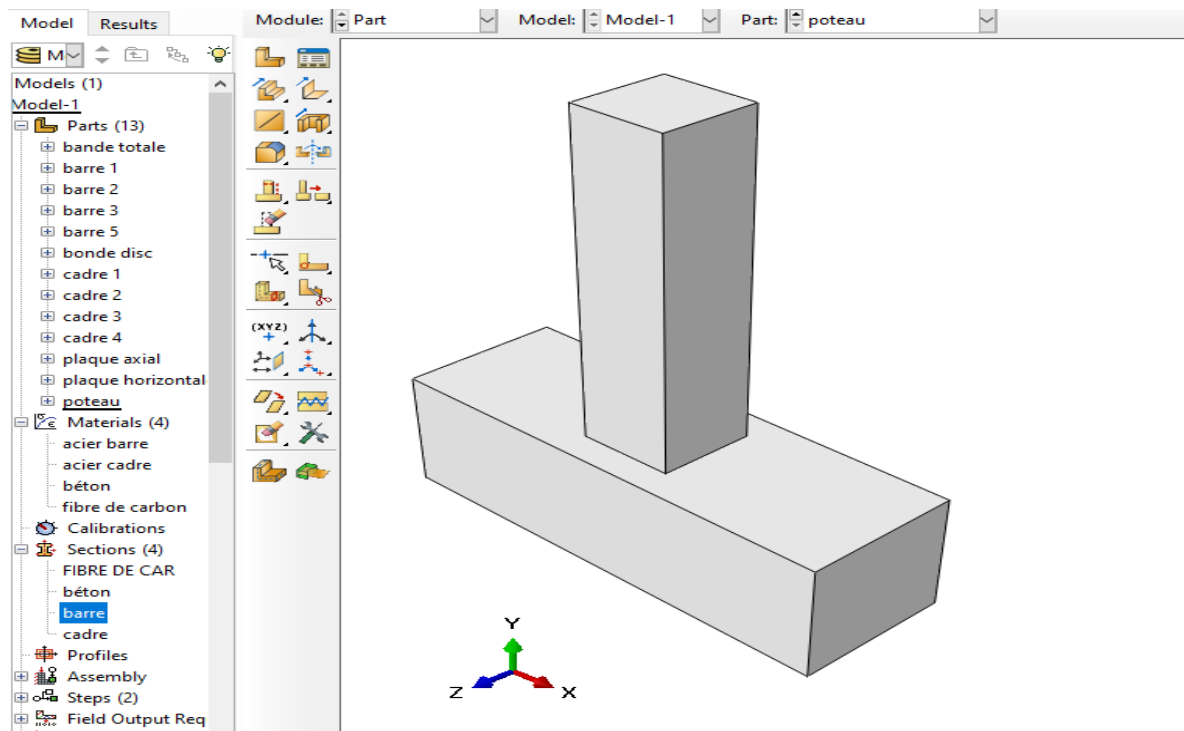


Figure III.5 :Élément poteau obtenue.

- Les barres d’armatures longitudinales et les cadres ont été créés avec un modèle 3D déformable«Wire».Ensuite, dessinées avec « **Creat lignes** »et dimensionnées.

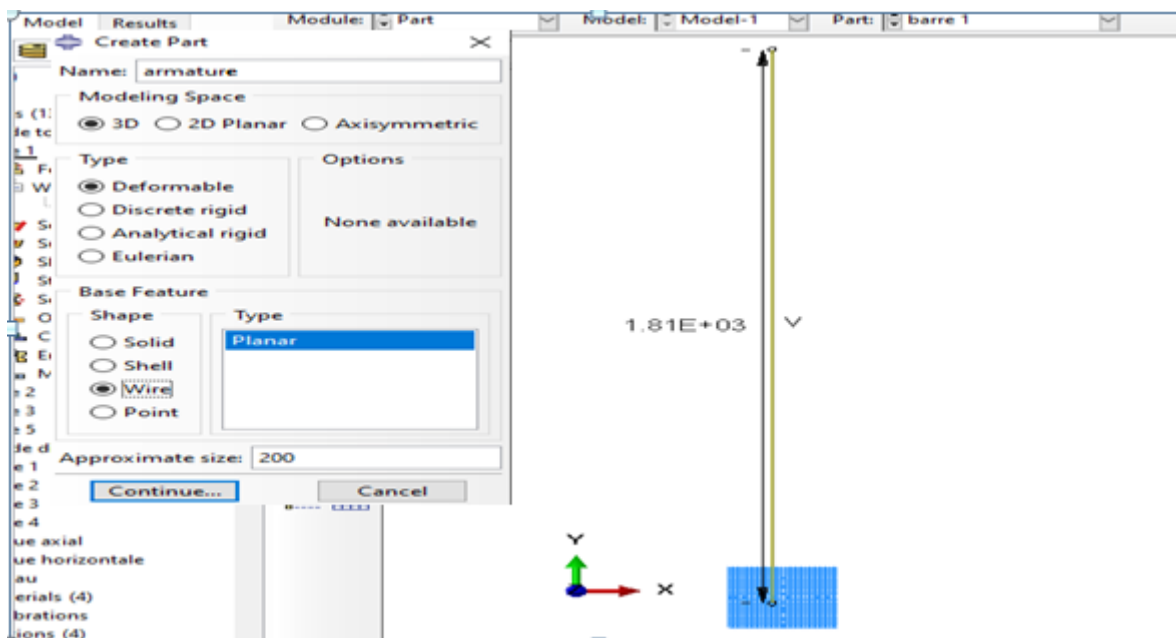


Figure III.6 : Création des armatures sur ABAQUS

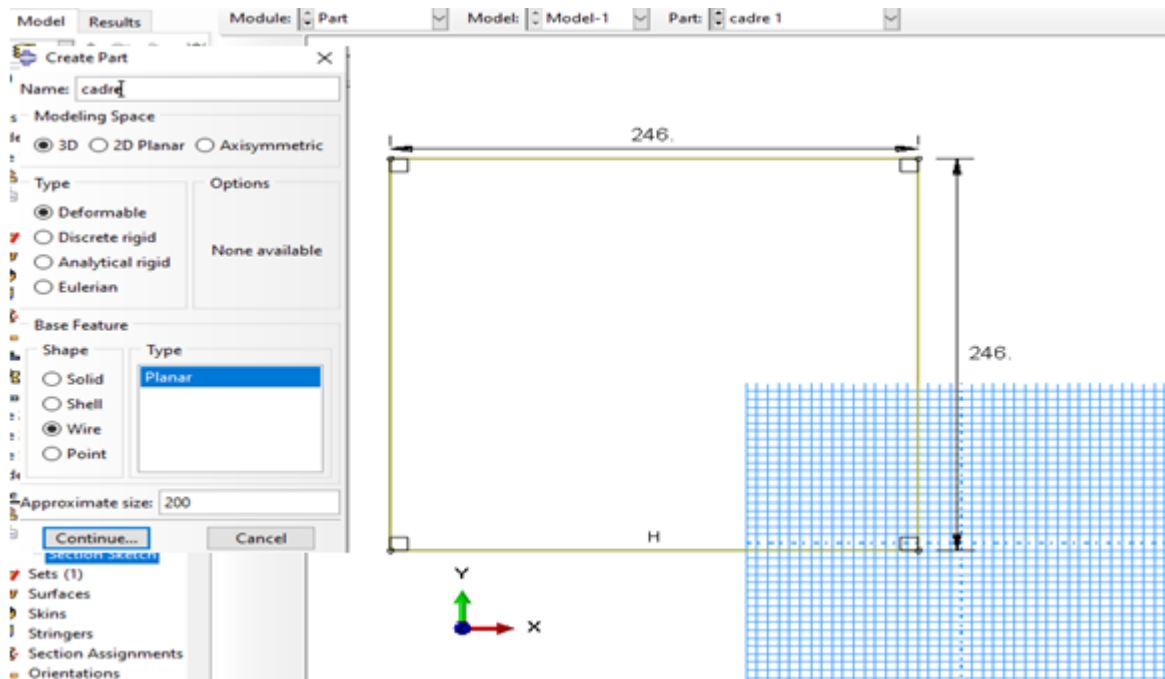


Figure III.7: création des cadres.

- Les composites sont générés avec différentes géométries sous forme de bandes planes inclinées, prenant en considération les angles d'inclinaisons selon les modèles réalisés. Cependant l'épaisseur reste constante qui égale à $e = 3\text{ mm}$ et la largeur $L = 5\text{ cm}$
- Les bandes sont créées avec un modèle 3D déformable « **Shell** » ⇒ « **Extrusion** », ensuite dessinées avec « **Créat lignes** » et dimensionnées.

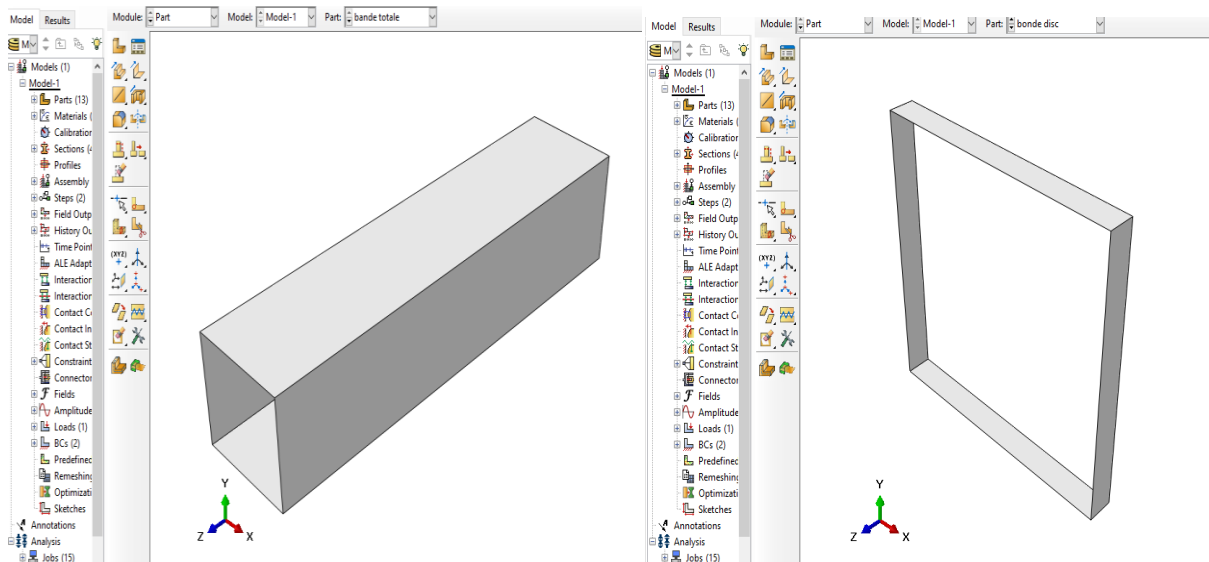


Figure III.8 : Création des bandes composites.

- Les deux plaques qui assurent le pilotage du chargement axial et horizontal sont créées avec un modèle de 3D analytique rigide en suite dessinée avec « **creatlignes** » et dimensionnées.

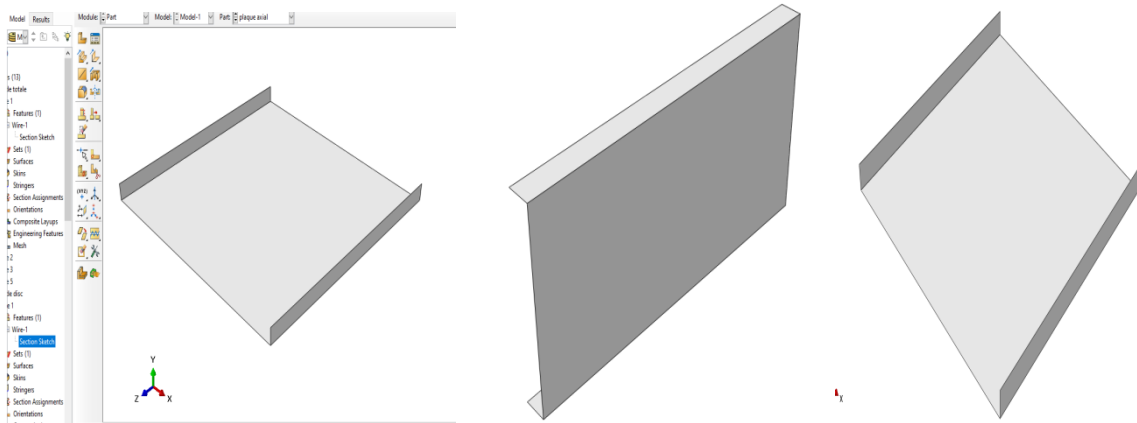


Figure III.9 : Création des plaques rigides pour piloter le chargement axial et horizontal.

➤ **Propriétés des matériaux (Module Property)**

Ce module est important dans la modalisation numérique, c'est-à-dire, élaborer toutes ses propriétés intrinsèques de chaque matériau. Pour notre travail on a utilisé trois modèles numériques intégrés dans ABAQUS pour le béton, acier et composites.

- Le béton : comportement élasto-plastique endommageable ;
- L'acier : comportement élasto-plastique avec écrouissage cinématique et isotrope ;
- Les composites : comportement élastique orthotrope.

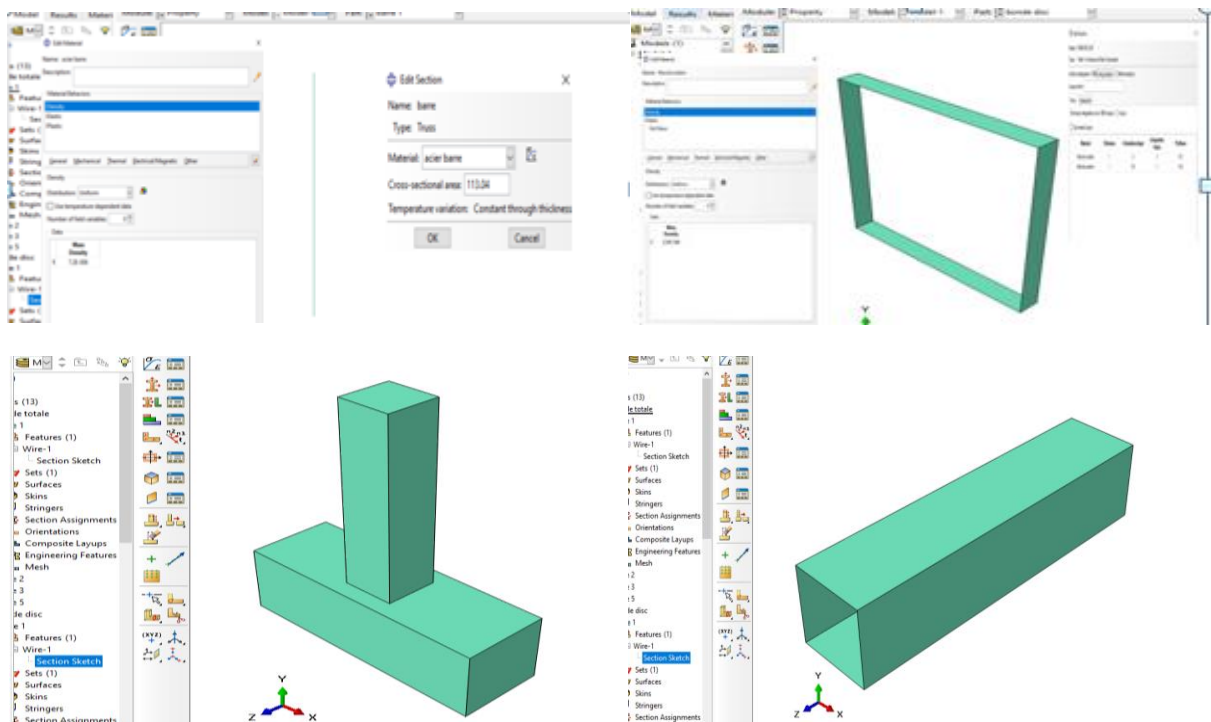


Figure III.10 : Création des propriétés des matériaux (béton, acier et composites)

➤ **Assemblage du modèle (Module Assembly)**

Dans ce modèle on rassemble toutes les pièces géométriques avec « **Creat instance** », on peut répéter chaque part crée plusieurs fois et lui faire des translations et rotations s'il est nécessaire jusqu' à voir notre modèle.

- 1) On commence par assemblage de poutre en béton avec les armatures.
- 2) Puis assemblage de poteau béton armé avec les bandes composites en tenant compte des variantes d'études imposées.

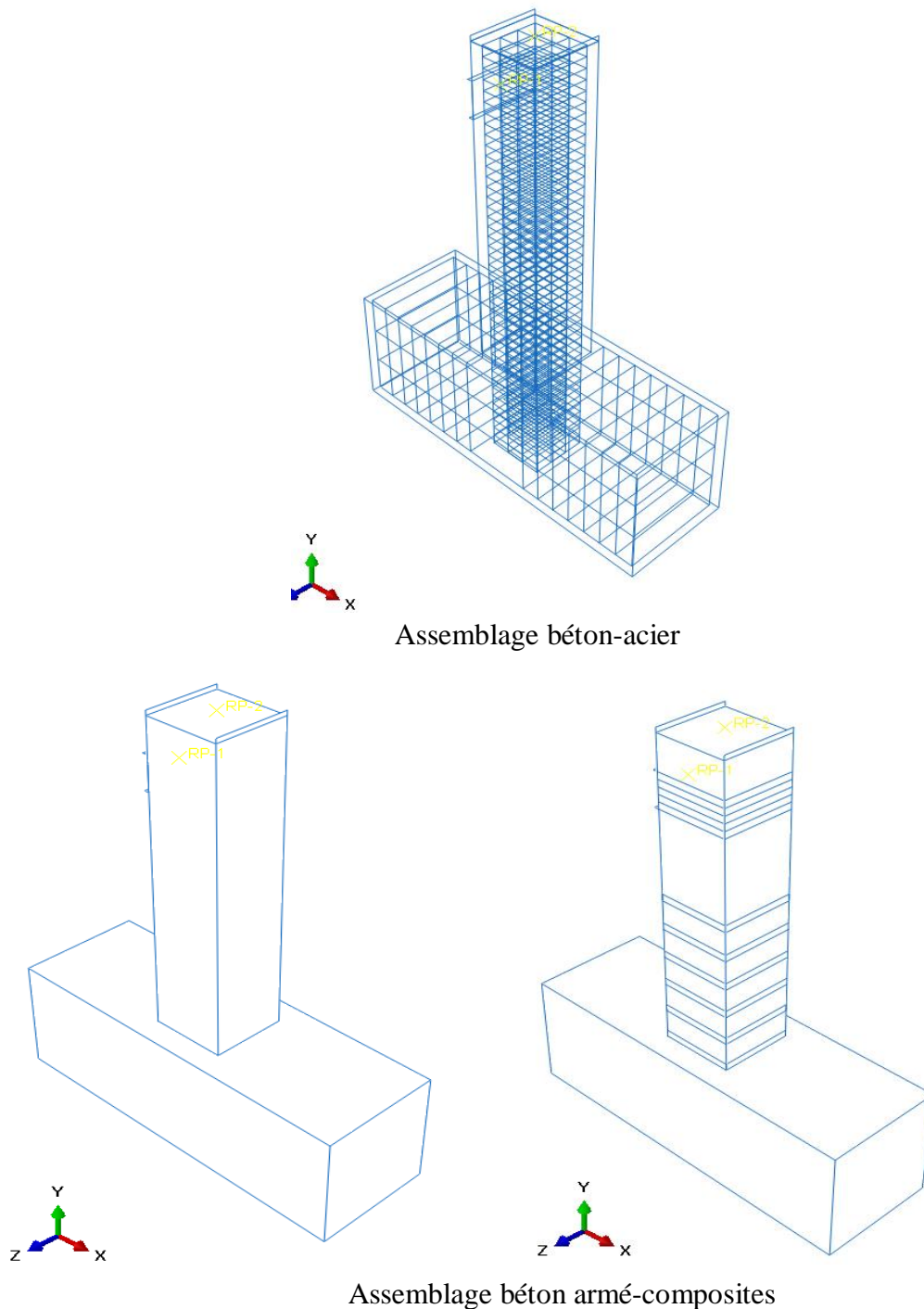


Figure III.11 : Détail d'assemblage du modèle.

➤ Définition du critère de calcul (Module Steps)

L'utilisateur définit tous les critères de calcul utilisés par ABAQUS dans le module Job. En particulier il détermine l'incrément, valeur du pas de temps, et la valeur du temps final qui est un temps « **virtuel** », temps sans unité. Il faut définir les deux types de sortie qui sont : des sorties de type champ « **Field output requests** » qui fournissent des valeurs à un instant donné et des sorties de type historique « **history output requests** » qui vont donner l'évolution d'une grandeur au cours du temps.

Pour notre simulation on a choisi un calcul « **dynamique explicite** » car il est plus efficace et plus rapide dans le calcul. On a travaillé avec une période = 1 s, déterminé en vérifiant le critère énergétique pour un chargement statique.

➤ Définition des contacts (Module Interaction)

Il définit les interactions entre chaque pièce et introduit les premières hypothèses portant sur les contacts, les contraintes et les connections éventuelles. Dans cette simulation on a considéré :

- 1) Un contact parfait entre l'acier et le béton, on la définit avec « **Embedded région** » qui veut dire inclure l'armature dans le bloc du béton et avoir un matériau presque homogène.
- 2) Un contact surfacique entre le béton et les bandes PRFV avec « **TIE** », qui considère une adhérence quasi-parfaite entre les deux surfaces choisies.

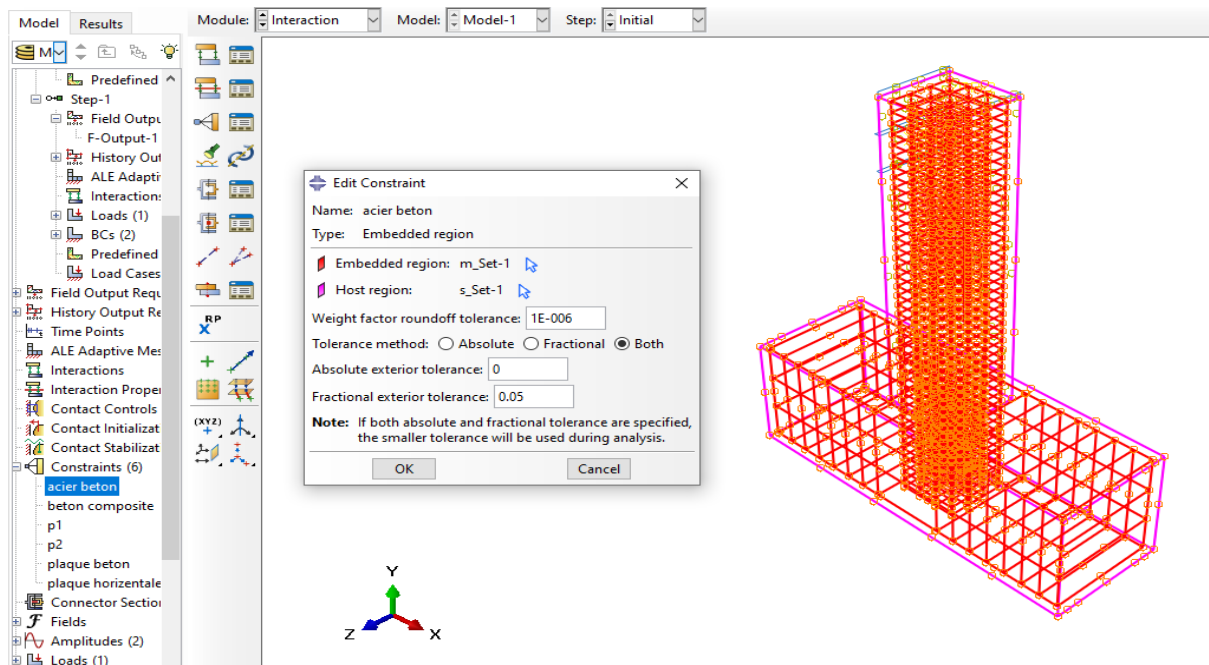


Figure III.12 : Création des interactions

➤ Définition des conditions aux limites et chargement (Module Load)

L'utilisateur définit le système à partir de « **CreateBoundary Condition** » et de « **CreateLoad** ». Les conditions aux limites à appliquer sont les suivantes :

- 1) Encastrer la fondation.
- 2) Appliquer un chargement statique piloté en déplacement multiplié par l'amplitude qu'on a défini pour avoir un chargement statique.
- 3) Le poids propre du poteau.

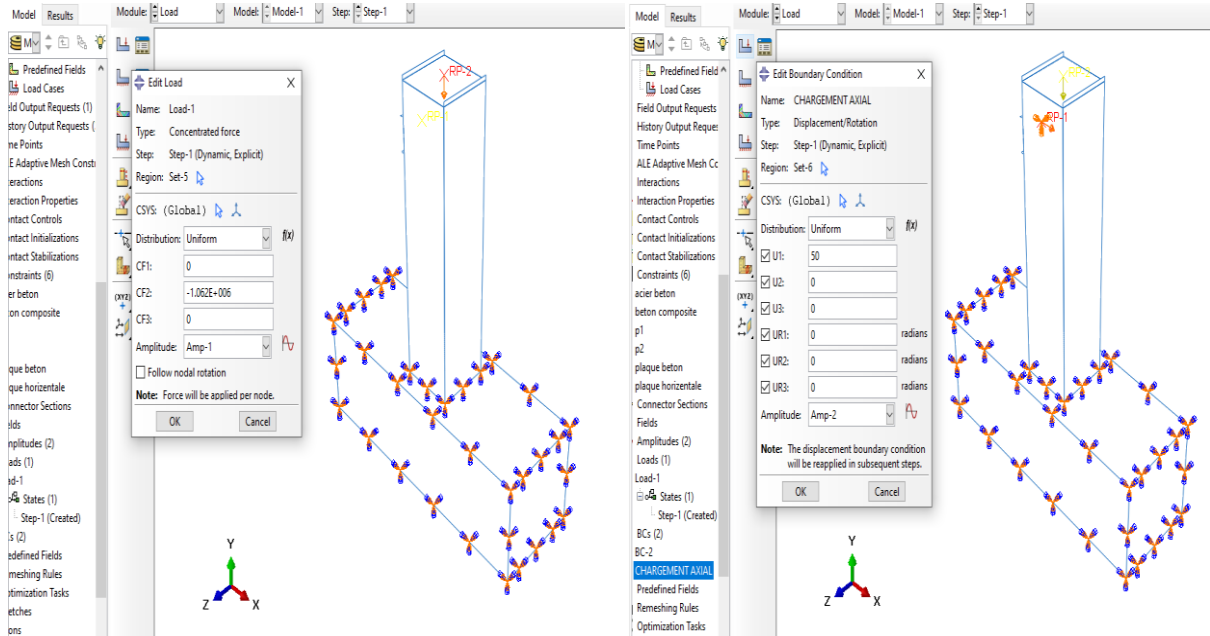
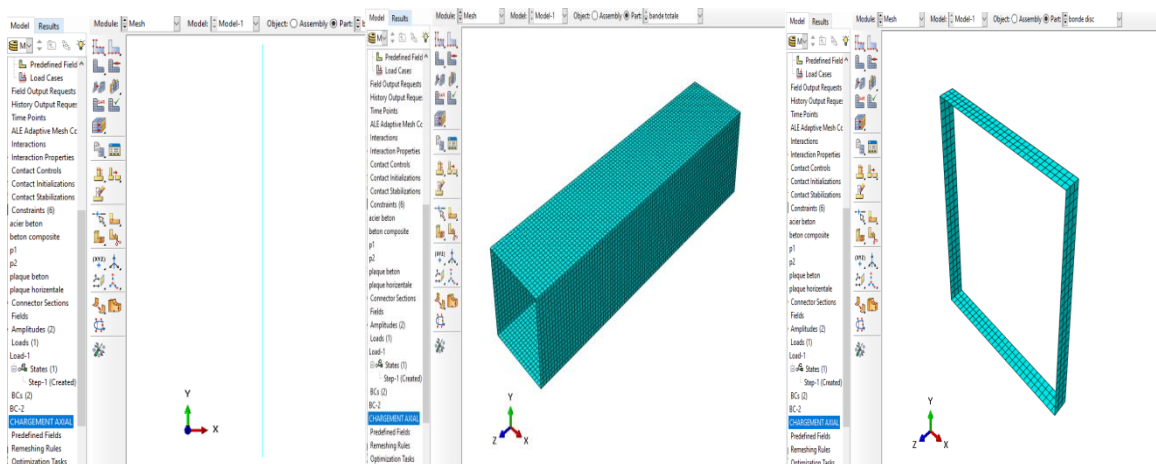


Figure III.13 : Chargement appliqué sur le poteau en béton armé.

➤ Génération du maillage (Module Mesh)

Le module **Mesh** contient des outils qui nous permettent de générer un maillage d'éléments finis. En effet, le maillage repose essentiellement sur deux critères : les éléments de maillage (par exemple, hexaédriques, cubiques, tétraédriques dans « **Mesh contrôle** ») et la complexité topologique de chaque pièce. Il est possible aussi de mailler différemment une même pièce pour mettre en exergue les surfaces les plus déformables.



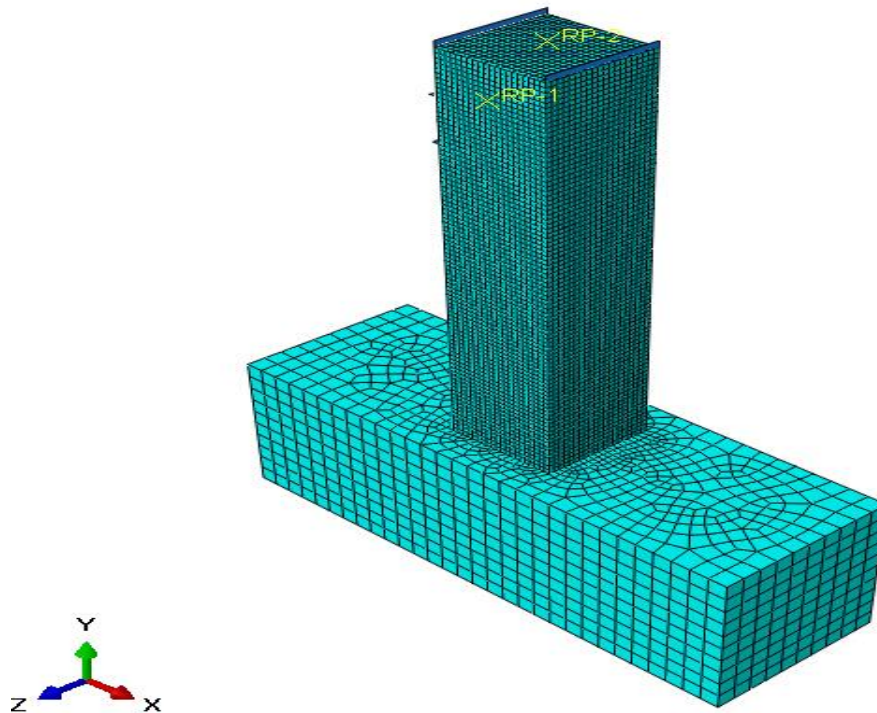


Figure III.14 : Création du maillage (poteau, acier et composites).

➤ Sensibilité de maillage

Une étude de sensibilité du maillage pour le poteau en béton armé renforcé est réalisée, l'objectif est de définir la dimension optimale des éléments finis choisis qui permet de mieux converger vers la solution exacte. À cet effet une étude comparative est réalisée, lors de la simulation, cette dernière est effectuée avec des dimensions variées à savoir : **100 mm, 80 mm, 60 mm, 40 mm, 20 mm, 15 mm, 10mm, 5mm**

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus de l'étude de stabilité du maillage sur un poteau sous chargements horizontal en fonction de la dimension de la maille en (mm) :

Tableau III.3: sensibilité de maillage

| Maille mm) | 100 | 80 | 60 | 40 | 20 | 15 | 10 | 5 |
|------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|----------------|
| Force (KN) | $3.40 \cdot 10^6$ | $3.83 \cdot 10^6$ | $3.65 \cdot 10^6$ | $4.27 \cdot 10^6$ | $5.10 \cdot 10^6$ | $5.10 \cdot 10^6$ | $5.1 \cdot 10^6$ | $5 \cdot 10^6$ |

Après observation on constate que le calcul commence à se stabiliser (force constante) à une valeur approximative de la maille de **20 mm**. Par conséquent, les éléments poteaux sont maillés par des éléments finis de **20 mm** dans les trois directions de l'espace, ce qui assure un maillage très raffiné.

➤ Création du fichier résultat (Module Job)

Le module « **job** » reprend les caractéristiques de calcul dans le module « **Step** ». Après avoir définie tout le modèle à simuler (géométrie, matériaux, lois de comportements, les chargements...). On lance le calcul après la définition d'un job, en cliquant sur « **Submit** ».

➤ Visualisation des résultats (Module visualization)

L'utilisateur consulte le résultat du calcul numérique dans « **Results** » : soit par la visualisation des déformations dans « **Field output** » comme les déformations, les contraintes, la vitesse ou les forces ; soit par les courbes dans « **History Output** » comme l'énergie cinétique ou l'énergie totale de l'ensemble du modèle, l'énergie de dissipation ou des déformations.

III.3 Modélisation du comportement des matériaux

Pour aboutir à une réponse globale d'une structure considérée sous sollicitations extérieures, l'utilisation d'un modèle numérique prédictif s'avère être nécessaire. Dans ce contexte, des modèles éléments finis disponibles dans la littérature pour le béton, acier et les matériaux composites sont utilisés séparément sous sollicitations particulières.

III.3.1 Modèle non linéaire pour béton

La modélisation du béton est bien moins évidente et son comportement mécanique est très difficile à décrire par les logiciels utilisant la méthode des éléments finis. En effet, le développement de microfissures très rapidement obtenu en traction, génère d'énormes difficultés de convergence de ces logiciels.

Le modèle numérique utilisé dans notre simulation est « **Concrete Damaged Plasticity** » intégré dans le code des éléments finis ABAQUS. C'est un modèle couplé (plasticité, endommagement) basé sur l'endommagement en incluant les déformations irréversibles, principalement destiné à une capacité général d'analyse des structures en béton sous charge cyclique et / ou dynamique.

III.3.1.1 Loi du comportement : compression/traction :

La théorie de la plasticité est utilisée pour décrire le caractère irréversible des déformations $\boldsymbol{\varepsilon}^{pl}$. La partition de la déformation totale $\boldsymbol{\varepsilon}$ est effectuée en une partie élastique et une partie plastique. Les déformations élastiques $\boldsymbol{\varepsilon}^{el}$ mettent en œuvre une énergie dite élastique réversible qui est donc restituée lors de toute décharge, tandis que les déformations plastiques $\boldsymbol{\varepsilon}^{pl}$ conduisent à la dissipation d'une énergie irréversible.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}^{el} + \boldsymbol{\varepsilon}^{pl} \quad \text{III. 1}$$

Dans le cadre d'une théorie de petite déformation, le tenseur de déformation $\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}$ est obtenu à partir du premier gradient du champ de déplacement $\boldsymbol{u} = (u_x, u_y, u_z)$ tel que :

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{2}(u_{ij} + u_{ji}) \quad \text{III.2}$$

La relation contrainte-déformation est définie par :

$$\boldsymbol{\sigma} = (1+d)D_0^{el} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) = D^{el} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) \quad \text{III. 3}$$

D'où D_0^{el} la matrice de rigidité initiale (non endommagée), D^{el} la matrice de rigidité élastique endommagée. D est la valeur d'endommagement qui peut prendre des valeurs allant de zéros (matériau non endommagé) à un (matériau complètement endommagé). Suivant les notions habituelles de la mécanique des dommages continue, la contrainte effective est définie par :

$$\sigma = D_0^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl}) \quad \text{III.4}$$

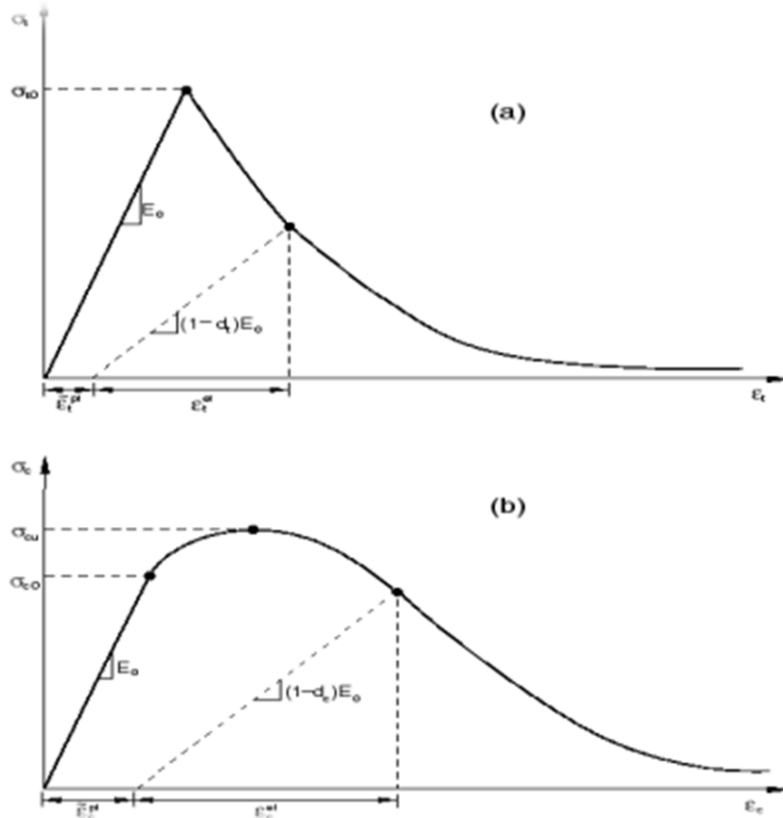


Figure III.15 : Réponse du modèle béton ;a) à la traction simple. b) à la compression simple. [55,57].

Les taux de déformation plastique équivalentes sont déterminés par :

$$\epsilon_t^{pl} = \epsilon_{11}^{pl} \text{ Uni-axial traction} \quad \text{III.5}$$

$$\epsilon_t^{pl} = -\epsilon_{11}^{pl} \text{ Uni-axial compression} \quad \text{III.6}$$

La réponse dégradée du béton est caractérisée par deux variables de dommage uni-axiales indépendantes d_t et d_c , supposées être en fonction de déformation plastique :

$$d_t = d_t(\epsilon_t^{pl}, \theta, \mathbf{f}_i), \quad 0 \leq d_t \leq 1 \quad \text{III.7}$$

$$d_c = d_c(\epsilon_c^{pl}, \theta, \mathbf{f}_i), \quad 0 \leq d_c \leq 1 \quad \text{III.8}$$

Si (E_0) est la rigidité élastique (rigidité initial) du matériau, les relations contraintes déformations sous traction et compression uni axiale sont, respectivement :

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad \text{III.9}$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad \text{III. 10}$$

Lors des fissures, la surface disponible pour supporter la charge se réduit, ce qui entraîne une augmentation de la contrainte effective de traction $\bar{\sigma}_t$ et de compression $\bar{\sigma}_c$. Sont les deux paramètres qui permettent de contrôler la récupération de la rigidité à la traction et à la compression. Supposons qu'il n'y avait pas de dommages antérieurs à la compression (écrasement) dans le matériau, donc on a : ε_c^{pl} et $d_c = 0$

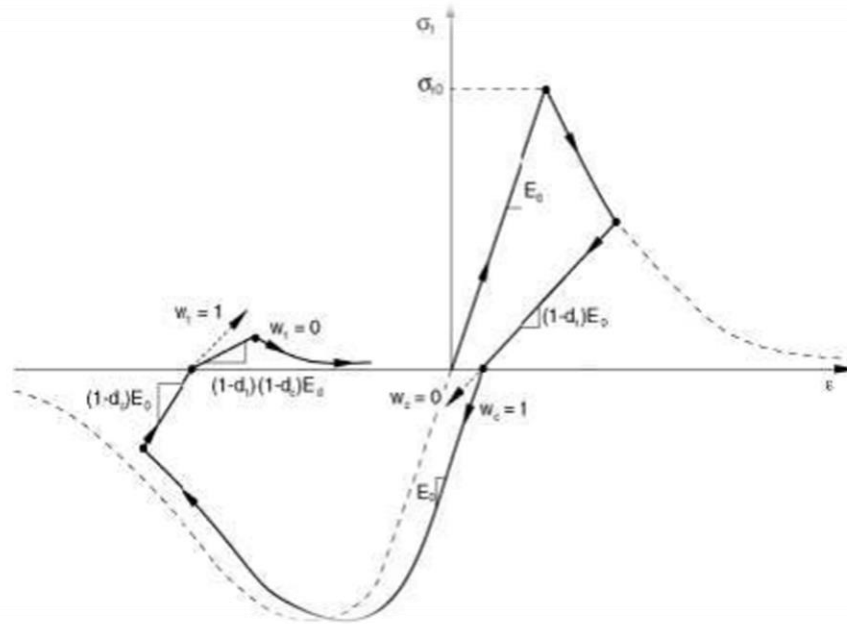


Figure III.16 : Récupération de rigidité lors d'un cycle complet [56 , 57].

Les différentes lois utilisées pour ce modèle sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Les différentes lois utilisées pour le modèle adopté pour le béton.

| Dénominations | Équations |
|--|--|
| Contraintes effectives en traction | $\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl})$ |
| Contraintes effectives en compression | $\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl})$ |
| Dommages en compression | $d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} (1/b_c - 1) + \sigma_c E_c^{-1}}$ |
| Dommages en traction | $d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} (1/b_t - 1) + \sigma_t E_c^{-1}}$ |

III.3.1.2 Identification des paramètres du modèle.

Les paramètres principaux à définir soigneusement sont : la loi contrainte-déformation (puisqu'elle permet de calculer les valeurs d'écroutissement [56]) qui correspond au modèle expérimental de **Yongping Xie et al[65]**). Les paramètres du modèle numérique du béton utilisé dans notre étude numérique sont représentés sur les tableaux suivants :

Tableau III.5: Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton

| Paramètres | | Dénotation |
|--------------------------------|--------|---------------------------------------|
| Notations | Valeur | |
| f_c (MPa) | 29.5 | Contrainte en compression |
| $f_{c0} = 0.3f_c$ (MPa) | 8.85 | Contrainte élastique en compression |
| ε_{c1} (‰) | 2.2 | Déformation au pic en compression |
| $f_{t0} = 0.6 + 0.06f_c$ (MPa) | 2.37 | Contrainte maximale en traction |
| ε_{tm} (‰) | 1.2 | Déformation correspondante à f_{t0} |
| $E = 11000(f_c)^{1/3}$ (MPa) | 32000 | Module de Young instantané |
| ν | 0.2 | Coefficient de poisson |

III.3.2. Modélisation de l'acier

L'acier est décrit par un comportement élasto-plastique avec écroutissement en compression et en traction. Les paramètres du modèle numérique de l'acier utilisé dans notre étude numérique sont le module d'Young $E = 203000 \text{ MPa}$, coefficient du poisson $\nu = 0.3$ et une densité de $7.2 \cdot 10^6 \text{ Kg/m}^3$.

III.3.3 Modélisation des Composites

Les matériaux composites ont un comportement particulier, ceci est dû essentiellement à deux facteurs : le premier résulte de son comportement anisotrope dans les couches élémentaires et le deuxième facteur dérive de la stratification qui consiste en l'empilement de plusieurs couches. Le but de cette section est de présenter le comportement élastique des matériaux orthotropes utilisés.

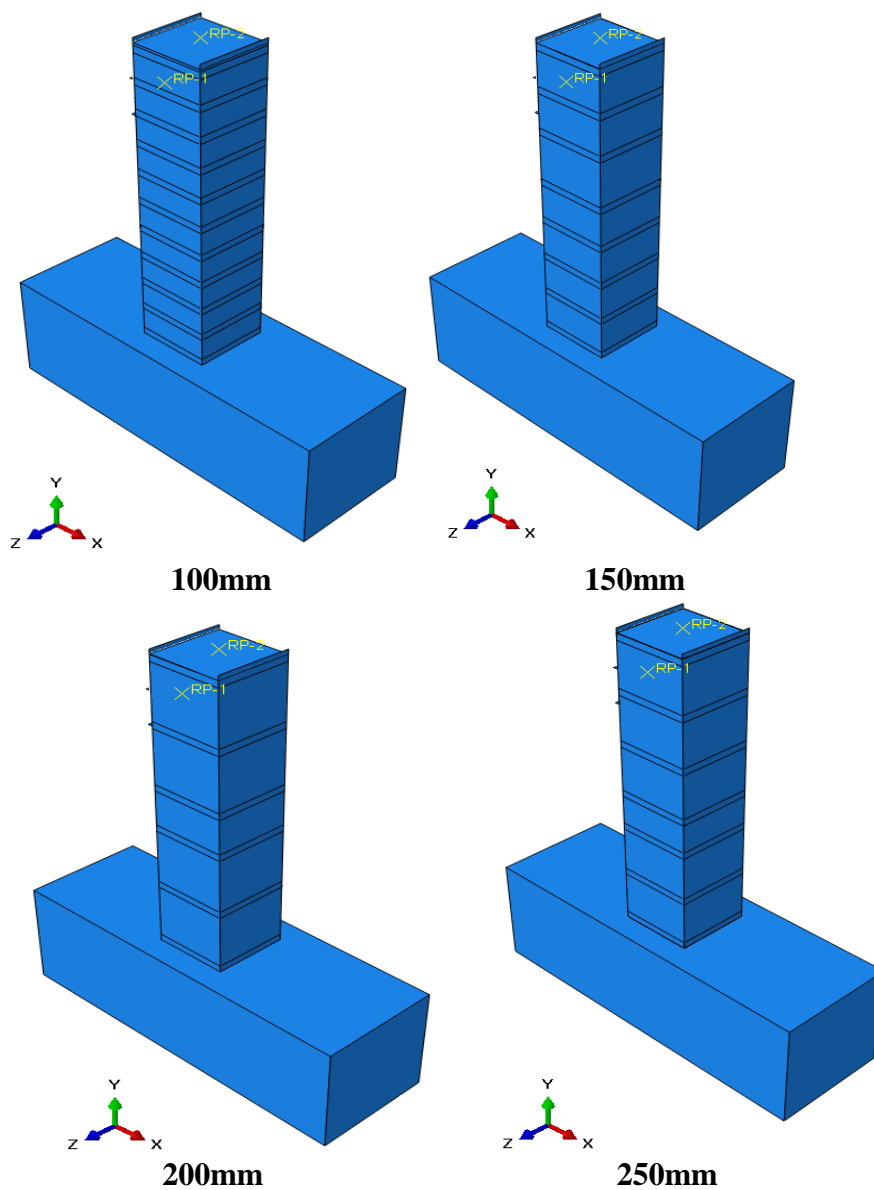
Les paramètres du modèle numérique des bandes CFRP utilisés dans notre étude numérique sont représentés dans le **Tableau III.6** :

Tableau III.6 : Paramètres utilisés pour le comportement des bandes CFRP.

| Fibre de carbone | | | | | | |
|------------------------------|----------------------|----------|-----------|----------|---------|------|
| | E1 | E2 | NU12 | G12 | G13 | G23 |
| Élasticité(MPa) | 130000 | 15000 | 0.25 | 7700 | 7700 | 1380 |
| Fail stress(MPa) | X1 :3500 | X2 : 450 | Y1 : 2500 | Y2 : 770 | S : 235 | / |
| Densité (Kg/m ³) | 2.02*10 ⁶ | | | | | |

III.4 Modèles et variantes de l'étude

Dans le but de lister les paramètres des matériaux dans le renforcement d'un poteau en béton armé, une étude paramétrique est reliée à la variation de chacun de ces derniers, à savoir: total, partiel et témoin sont considérés.

**Figure III.17** : Configuration des espacements des bandes

Après optimisation, les configurations des espacements considérés c'est celle montrée dans la figure III.18 suivante :

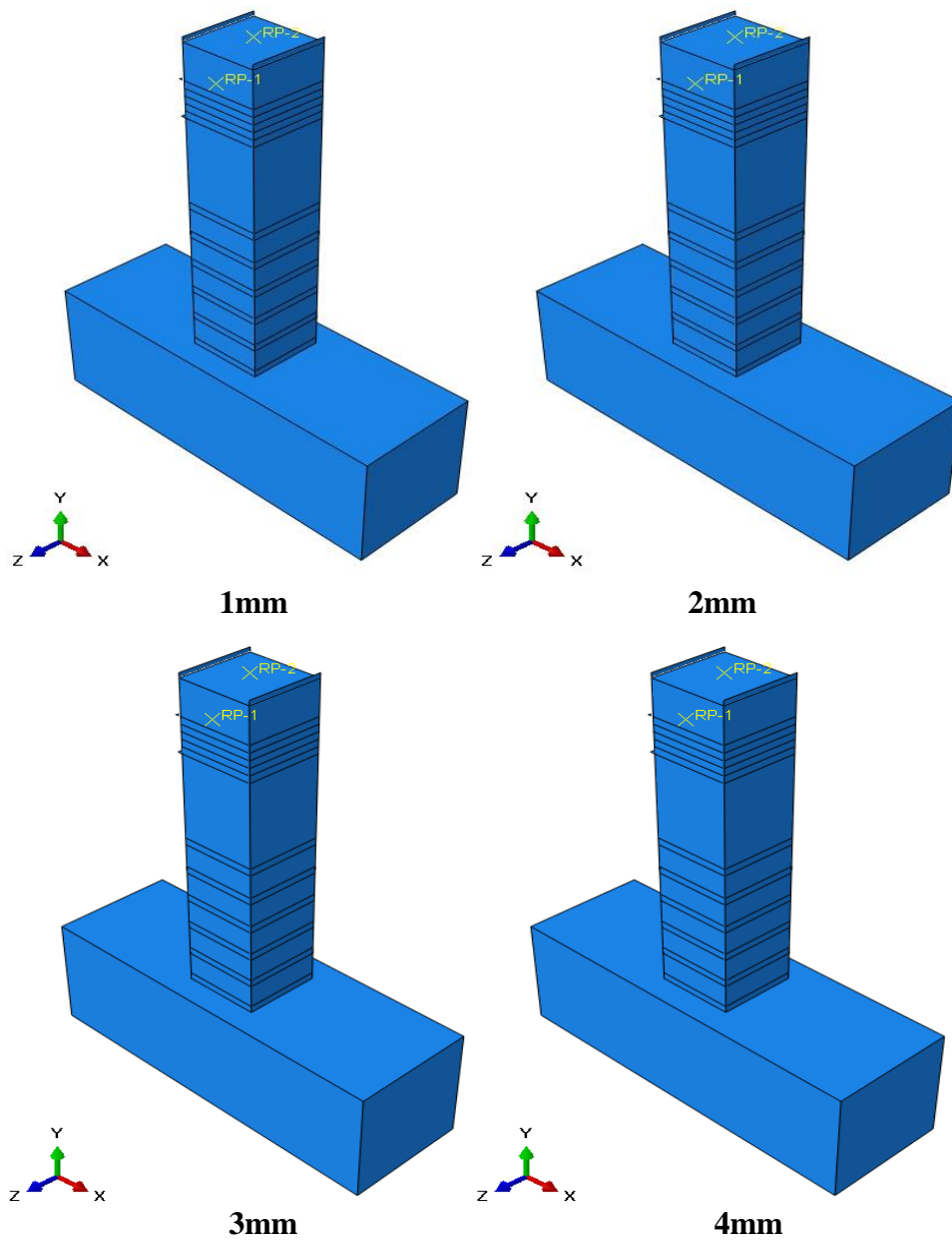


Figure III.18 : Configuration des épaisseurs des bandes

Tableau III.7 : Désignation et paramètres des variantes de l'étude en (mm)

| Configuration de confinement totale | Configuration de confinement partiel des bandes | | | | | | | |
|-------------------------------------|---|------|------|------|----------------|-----|-----|-----|
| | CPS1 | CPS2 | CPS3 | CPS4 | EP1 | EP2 | EP3 | EP4 |
| CT | Espacements (mm) | | | | Épaisseur (mm) | | | |
| | 100 | 150 | 200 | 250 | 1 | 2 | 3 | 4 |

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté le code de calcul ABAQUS, en résumant les actions principales à effectuer pour créer nos modèles. Il nous a permis de simuler le comportement non linéaire d'un poteau en béton armé renforcé par des bandes composites en CFRP sous chargement horizontal (sismique).

Les matériaux constitutifs sont modélisés à travers des modèles numériques intégrés dans code ABAQUS à savoir : Un modèle élasto-plastique pour le béton permettant d'évaluer la réponse ultime et de représenter l'évolution des endommagements pour définir le mode de rupture des spécimens considérés ; Un modèle élasto-plastique pour l'acier et un modèle élastique orthotrope pour les composites. En effet, la validation du modèle proposé ainsi que la présentation des différents résultats fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre IV

Résultats, analyses et discussion

V.1 Introduction

À travers ce chapitre nous allons présenter et interpréter les résultats obtenus à l'issue des simulations numériques menées sur le comportement mécanique des poteaux en béton armé renforcés par des bandes composites CFRP. Une étude numérique validée par des travaux disponibles dans la littérature est réalisée en utilisant le code ABAQUS. Les résultats de la simulation en termes de comportement global et local sont présentés et discutés, sous forme des graphiques force-déplacement et de cartographies. Les gains en termes de résistance sont aussi quantifiés par la confrontation des courbes de capacité, ceci nous permet de mettre en valeur les apports en fonction de la variante considérée.

IV.2 Validation du modèle proposé

Étant donné que notre modèle numérique élément finis proposé et le modèle expérimental tirés de la revue littérature [65] ont la même géométrie et sont constitués de matériaux possédant les mêmes propriétés, nous nous permettons de faire une comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux.

Afin de vérifier la fiabilité de la procédure numérique, nous confrontons nos prévisions qualitatives et quantitatives sur le comportement des structures étudiées avec les observations expérimentales de Xie et al [65]. En ce qui concerne l'aspect quantitatif de la confrontation, nous avons choisi de suivre et de comparer l'évolution des paramètres identifiés expérimentalement : déplacement vertical et évolution des capacités portantes. La **figure (IV-1)** montre l'évolution du chargement extérieur appliqué en (KN) en fonction du déplacement horizontal au sommet du poteau en (mm) jusqu'à la rupture pour les deux spécimens d'étude considérés.

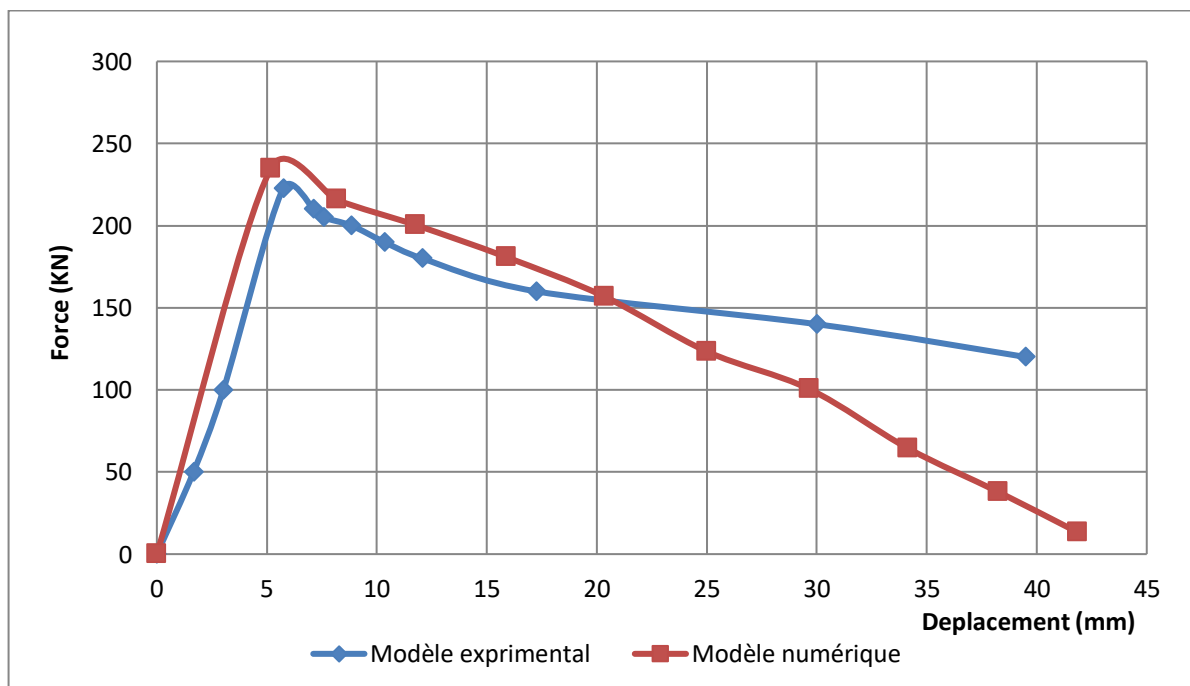


Figure IV-1 : Confrontation des courbes force déplacement du modèle numérique et expérimentale.

Nous observons que l'allure du graphe de la simulation numérique présente une bonne correspondance avec l'allure du graphe donné par l'analyse expérimentale de **Xie and al [65]**. La force maximale du modèle numérique est de **234.8 KN** tandis que la force obtenue expérimentalement et de l'ordre de **222.8 KN**. (Voir le tableau et figure suivants)

En effet, la conception proposée présente un seuil de résistance très acceptable vis-à-vis du modèle tiré des résultats expérimentaux.

Tableau IV-1 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux.

| Modèle | Force maximale (KN) | Déplacement maximal (mm) |
|--------------------------------|---------------------|--------------------------|
| Expérimental de Xie et al [65] | 222.8 | 39.5 |
| Présente étude numérique | 234.8 | 49.94 |

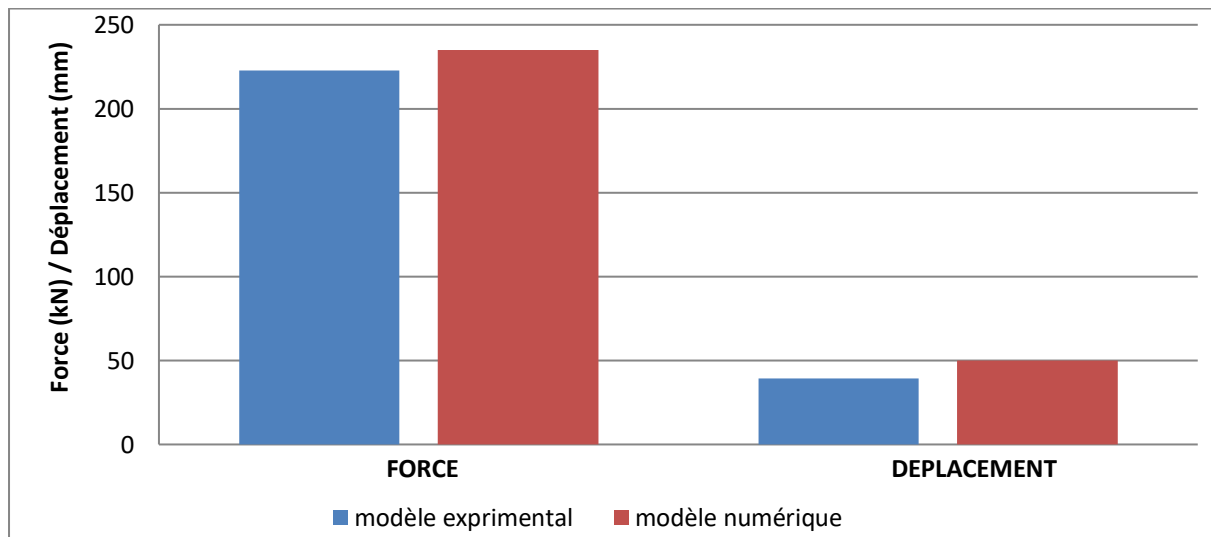


Figure IV-2 : Histogramme des forces déplacement du modèle numérique et expérimentale.

Pour l'aspect qualitatif de la validation, on présente les cartographies de l'évolution des dommages en traction obtenus lors de la simulation numérique et de l'analyse expérimentale.

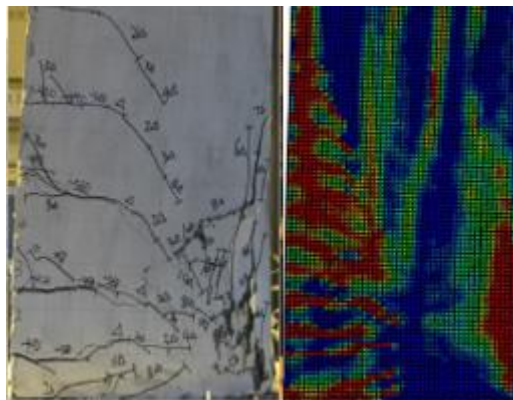


Figure IV-3 : Comparaison du modèle expérimental et numérique en termes de mécanisme de rupture

- Tous les spécimens ont d'abord montré des fissures horizontales de la base des colonnes (dans la zone de tension) puis sont apparus progressivement, et un grand nombre de fissures verticales sont apparues dans la zone de compression
- La répartition des fissures horizontales dans les grands spécimens était plus uniforme que les petits, où cela incluait les espacements entre les fissures horizontales pour les petits spécimens, les largeurs des fissures étaient plus petites que celles des gros spécimens.
- Une bonne concordance en termes de mode de rupture est observée entre le modèle numérique et expérimentale.

IV.3 Résultats de l'analyse numérique

Dans cette partie, les graphiques force-déplacement obtenus lors de la simulation numérique et les cartographies des dommages et contrainte sont discutés et interprétés. En outre, une étude paramétrique sur les dommages que ce soit pour les poteaux classiques (témoins) ainsi que pour les poteaux renforcés avec les bandes de fibre de carbone (CFRP), et en variant leur espacement et épaisseur est également réalisée.

À cet effet, on a considéré trois types de configuration :

- Une configuration sans renforcement (modèle témoin en béton armé : BA) ;
- Une configuration totalement renforcée (bande de confinement totale : CT) ;
- Une configuration partiellement renforcées (effet de l'espacement ; effet de l'épaisseur des cerces composites).

IV.3.1 Confinement total des poteaux

Cette partie consiste à réaliser une analyse des résultats en termes de capacité et de mode de ruine pour la configuration totale et le modèle témoin en béton armé.

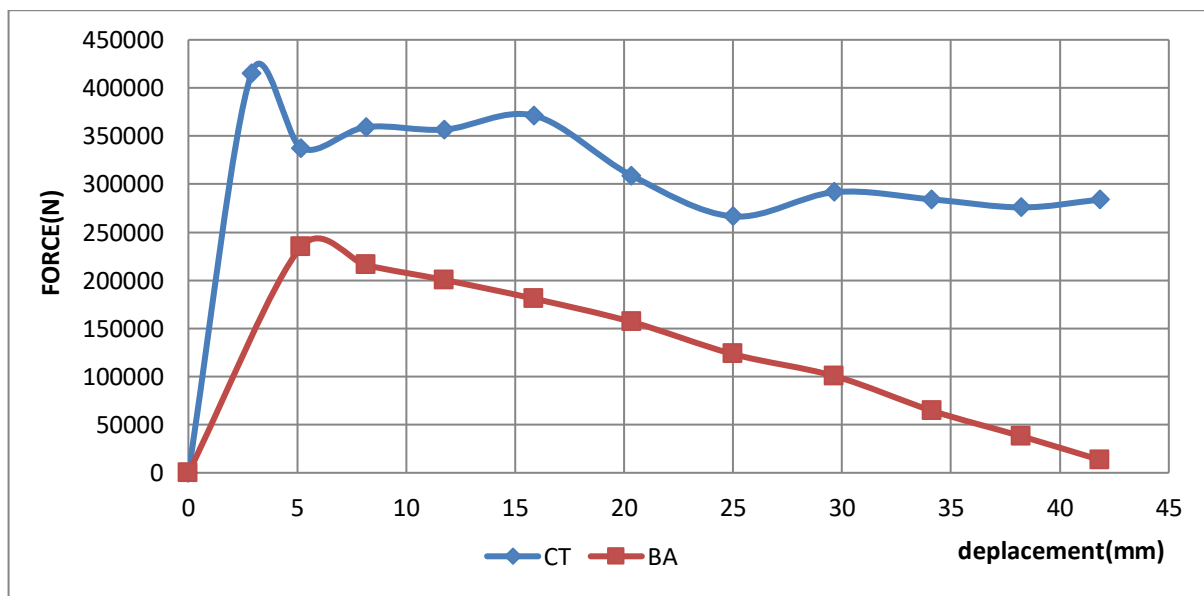


Figure IV-4 : Confrontation des courbes force déplacement du modèle béton armé et de la configuration de confinement total.

- La courbe force-déplacement du béton sans fibres (béton témoin) (BA) est ascendante pratiquement linéaire, qui évolue jusqu'à atteindre une force ultime de **234.83KN**, pour un déplacement de **5.17mm**.
- La courbe du poteau renforcé par une bande totale de fibre de carbone (CT) évolue jusqu'à une force de **415KN** (une bonne résistance) d'un déplacement **2.89mm**.
- Après l'atteinte du pic, une chute de résistance est observée dans les deux cas de figure. Néanmoins le modèle totalement renforcé présente une meilleure ductilité.

On voit qu'entre les deux courbes celle qui a la meilleure résistance et ductilité sont données par la configuration totale .

Le tableau suivant permet de mettre en valeur la comparaison des deux courbes :

$$L'apport = ((\text{Capacité du portique renforcé} / \text{Capacité du portique en B.A}) - 1) * 100$$

Tableau IV-2 : Résultats obtenu BA et CT.

| Modèle | Force maximale (KN) | Déplacement maximal (mm) | L'apport en résistance (%) |
|--------|---------------------|--------------------------|----------------------------|
| BA | 234.83 | 49.9 | 76% |
| CT | 415 | 41.84 | |

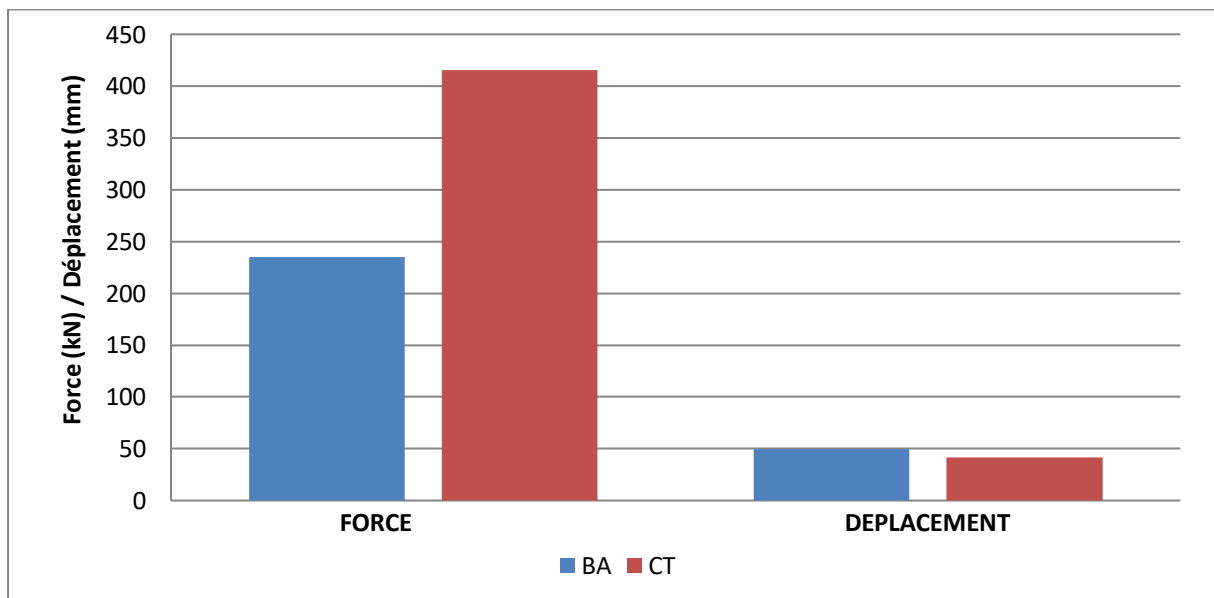


Figure IV-5 : Histogramme des forces déplacement des courbes (BA, CT).

Les cartographies de l'évolution des dommages en traction et des contraintes dans les armatures et les composites obtenus lors de la simulation numérique des deux modèles sont présentées et discutées dans la section suivante :

Évolution des dommages en traction dans le béton

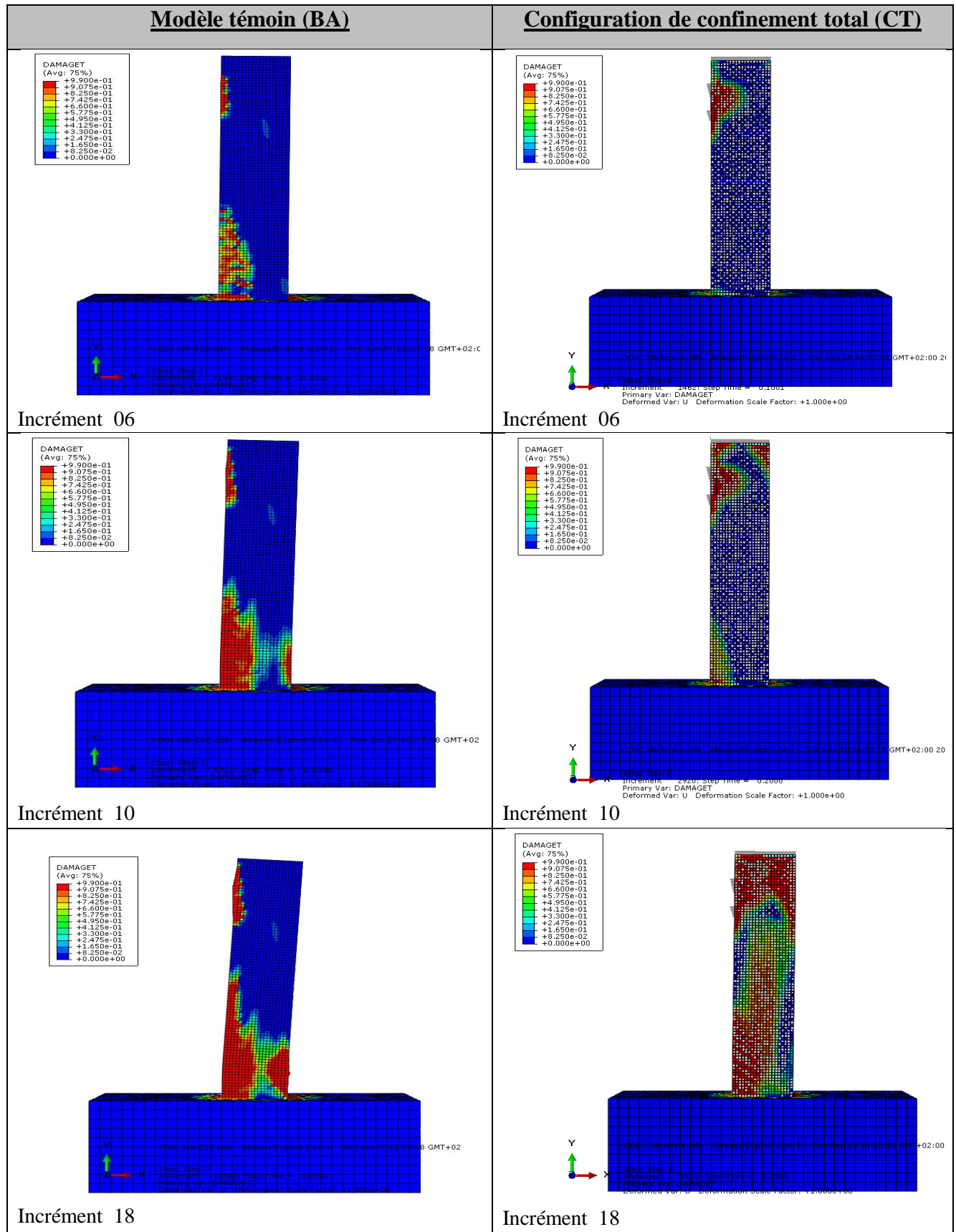


Figure IV-6 : Évolution des dommages Du modèle témoin et totalement renforcé.

D’après l’évolution des dommages de la configuration totale et du modèle témoin, on constate que le poteau en béton armé connaît un état d’endommagement plus important qui se propage aux pieds des poteaux ainsi que au niveau de la plaque horizontale comparativement au poteau renforcé. Nous observons une diminution des endommagements, accompagnée par une augmentation significative de la résistance et de la ductilité.

Les contraintes dans les composites :

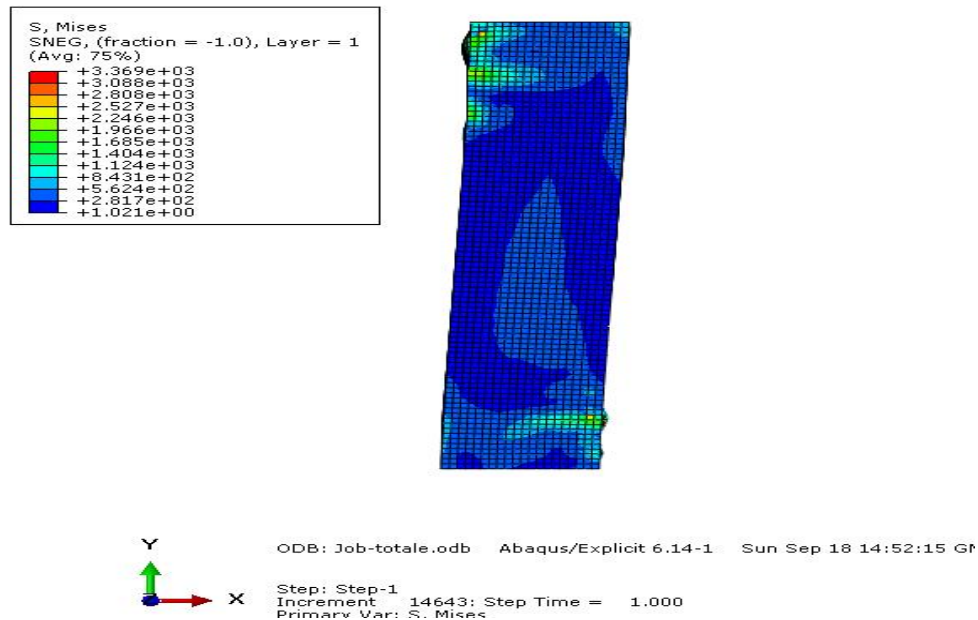


Figure IV-7 : Évolution des contraintes dans la bande composite du modèle totalement renforcé.

Les contraintes dans les aciers :

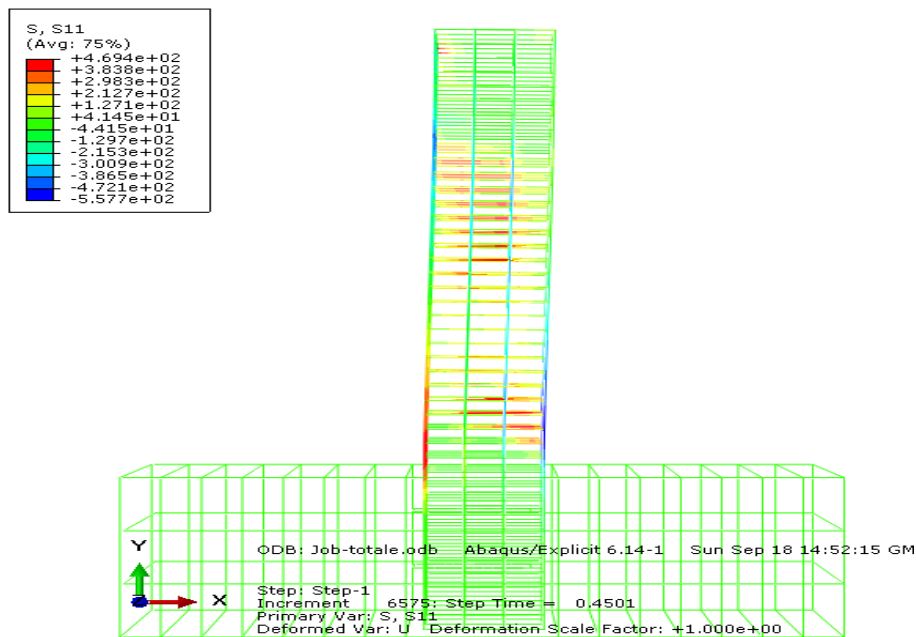


Figure IV-8:Évolution des contraintes dans les aciers de la configuration totale.

D'après l'évolution des contraintes dans la bande composite en fibre de carbone, la valeur maximale de la contrainte est de 3369 Mpa. Ceci explique la conjugaison des performances des fibres en termes de résistance à la traction qui est largement supérieure à celle des aciers.

De l'évolution des contraintes dans les aciers dans ce cas, les aciers longitudinaux et transversaux au voisinage du poteau se sont plastifiés et ont atteint la contrainte ultime qui vaut 469 Mpa.

IV.3.2 Configuration de confinement partiel des poteaux

Dans cette section, nous allons présenter les résultats d'une étude paramétrique et comparative entre les configurations de confinement total et partiel. En effet, l'effet de la variation des espacements successifs des bandes en fibre de carbone ainsi que leurs épaisseurs a été mis en évidence.

IV.3.2.1 Effet de l'espacement des bandes

Quatre configurations d'espacement des bandes composites ont été prise en considération afin de mettre en exergue l'effet de cette dernière sur la réponse locale et globale des poteaux renforcés. À cet effet, les courbes de capacité et les cartographies des dommages et contraintes (acier, composites) sont discutées et interprétées.

La figure suivante indiquant les résultants en termes de courbe forces-déplacement :

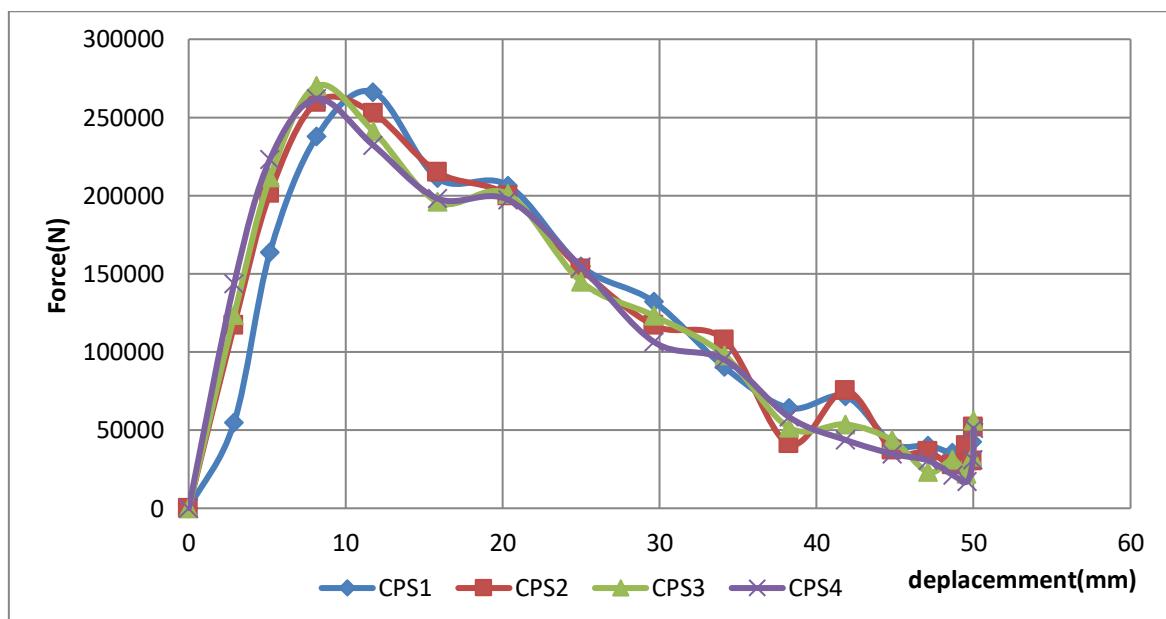


Figure IV-9 : Confrontation des courbes force déplacement (effet espacement).

- Selon les courbes de capacité en fonction d'effet de l'espacement entre les bandes composites, on observe que l'espacement **n'a pas d'effet significatif sur la capacité de charge et la ductilité** des poteaux renforcé et soumis à des charges horizontales ;

- On constate que la meilleure configuration en terme de résistance maximale, est celle d'un espacement de de **100 mm** d'une valeur de **270.12 KN** puis celle de **200mm** d'une force de **266.21 KN**.
- On compare la courbe de la meilleure configuration d'espacement avec le modèle témoin ainsi que celle du béton armé.

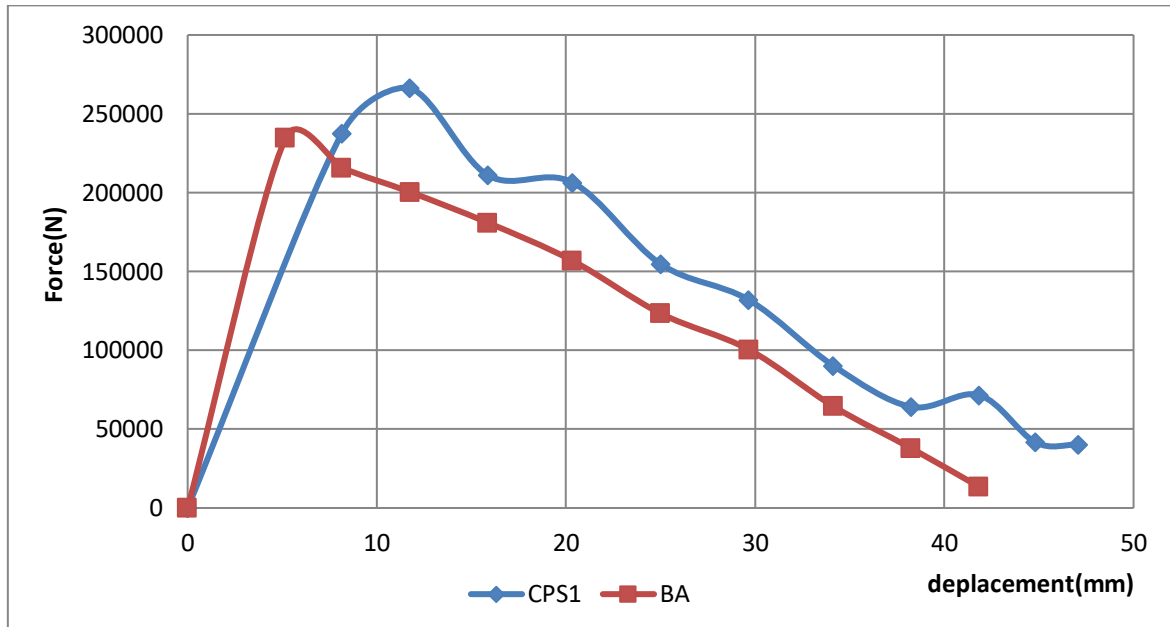


Figure IV-10 : Confrontation des courbes force déplacement (BA, d'espacement 100mm).

Évolution des dommages en traction :

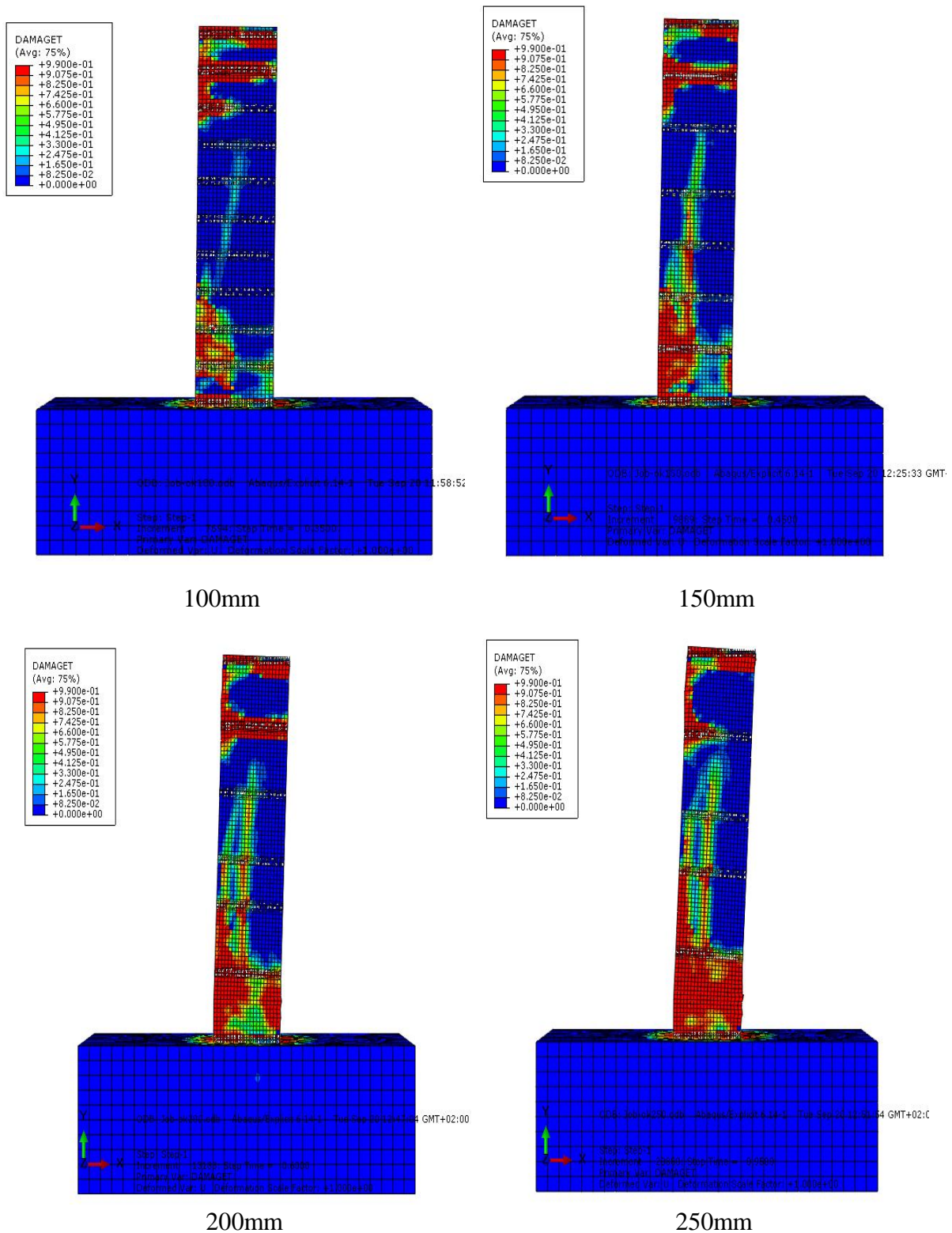


Figure IV-11 : Évolution des dommages de la configuration partielle (effet espacement).

La Figure IV.11 représente l'état d'endommagement en traction du poteau en béton armé renforcé par des bandes PRFC. Sous le même taux de chargement, avec une variation de

l'espacement des bandes, nous constatons, que les espacements entre les bandes n'ont pas d'effet remarquable sur la distribution et la localisation des dommages

Les contraintes dans les composites :

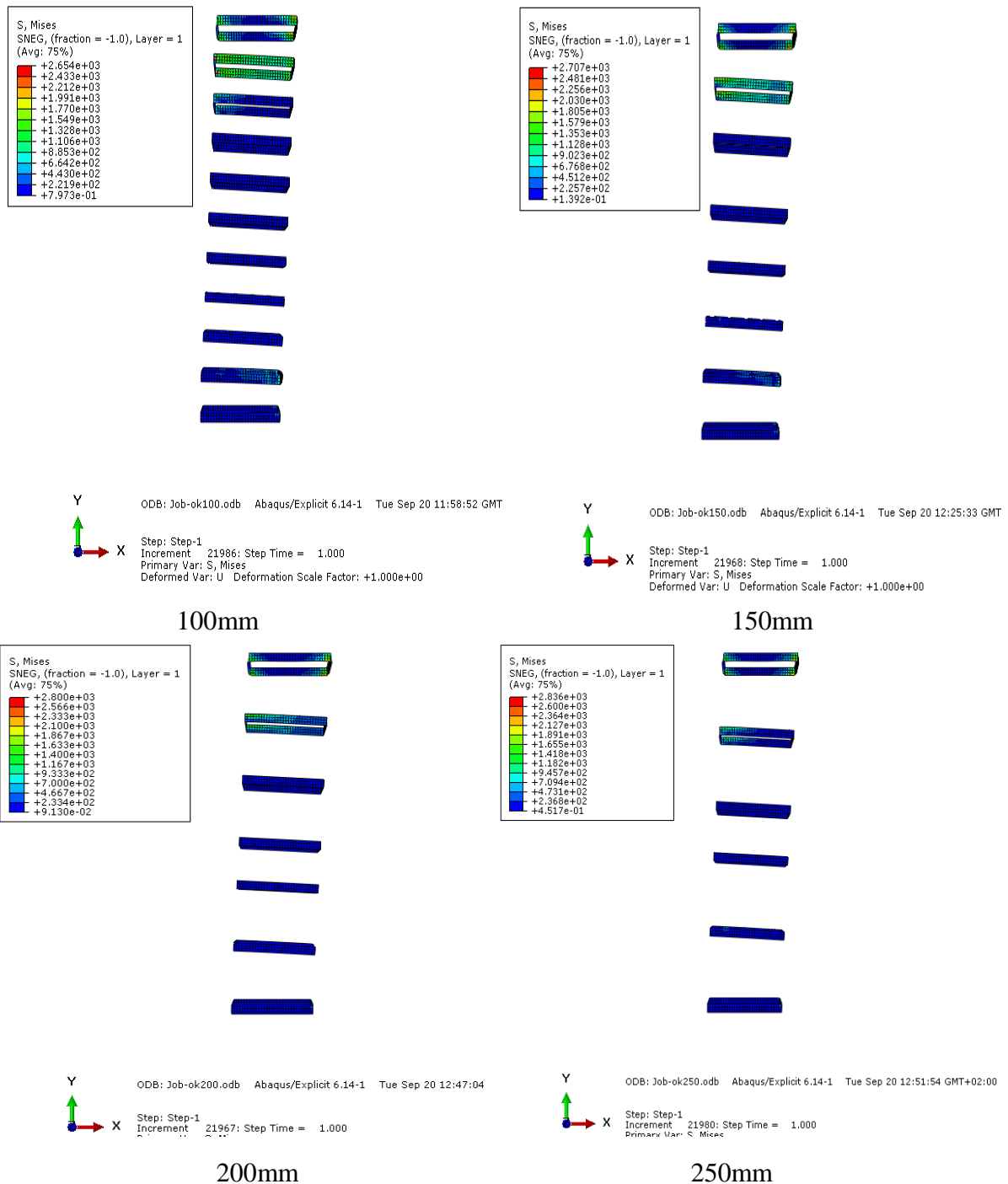


Figure IV-12 : Évolution des contraintes dans les composites (effet d'espacement).

D'après La Figure IV.12 qui illustre l'évolution des contraintes dans le poteau renforcé avec des bandes PRFC en fonction des leurs espacements. On remarque que les éléments n'atteignent pas la phase de densification des contraintes après la fin du temps de chargement très court. On observe que la contrainte maximale dans les fibres et de l'ordre de

2800 Mpa, ceci explique que l'effet de confinement n'est pas totalement activé. Afin de mieux comprendre la réponse locale des poteaux, nous présentons les évolutions des contraintes dans les aciers.

Les contraintes dans les aciers :

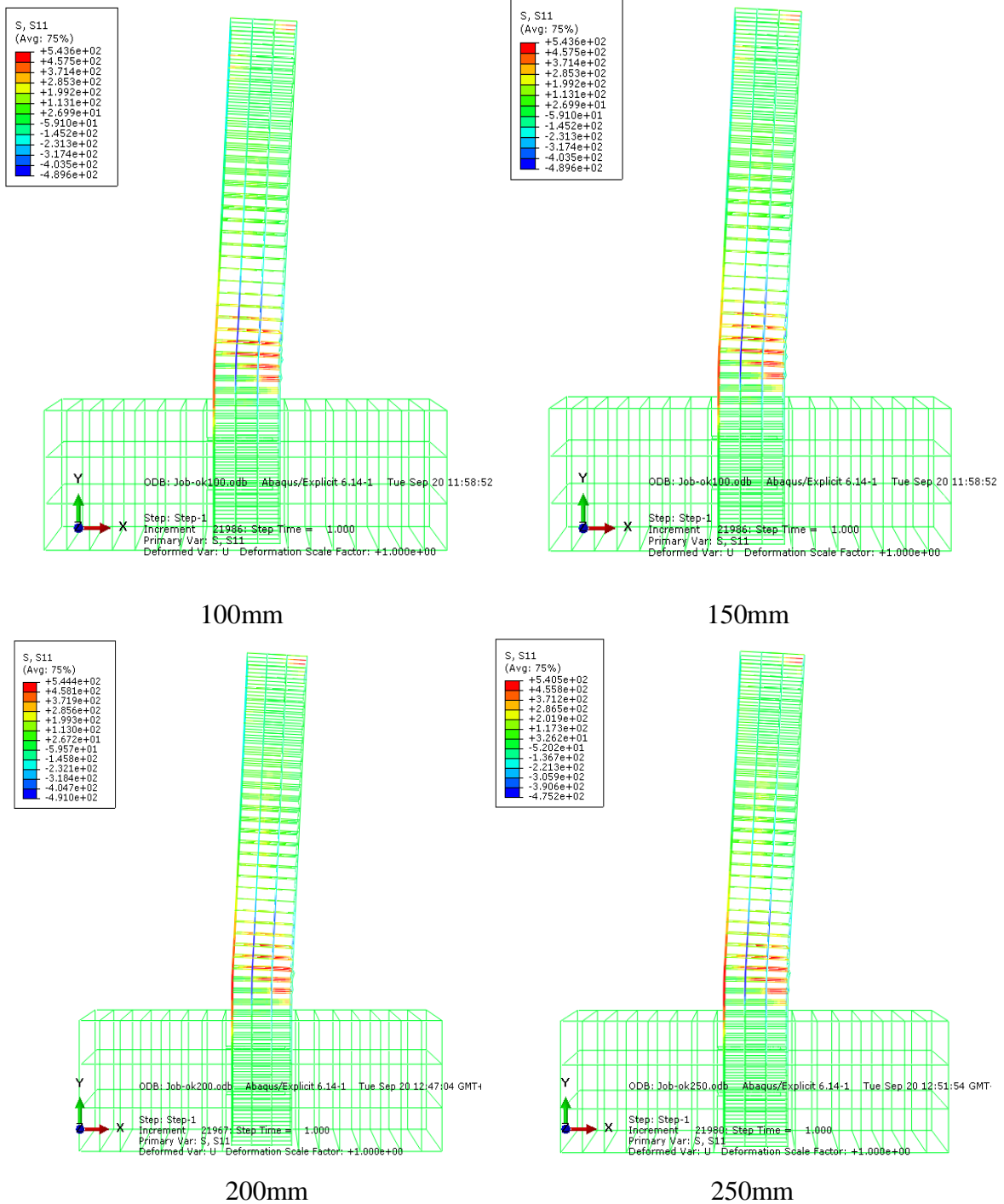


Figure IV-13 : Évolution des contraintes dans les aciers (effet d'espacement).

La Figure IV.13 illustre l'évolution des contraintes d'acier dans le poteau étudié. Les contraintes varient presque de la même valeur, la maximale est de l'ordre de **544Mpa**. Ceci explique qu'effectivement l'effet de confinement n'est pas totalement conjugué, et les armatures sont pratiquement sollicités au voisinage de leur contrainte de rupture.

On se propose dans ce qui suit, de disposer les bandes composites sur les zones endommagées localisées dans le modèle témoin, à savoir : le pied et le sommet du poteau. D'après la figure IV.13 on constate qu'avec le même taux de renforcement, les bandes localisées au niveau des zones endommagées ont permis un passage d'une charge latérale de 266.21 KN à 278.75 KN, soit un apport de 4.5 %

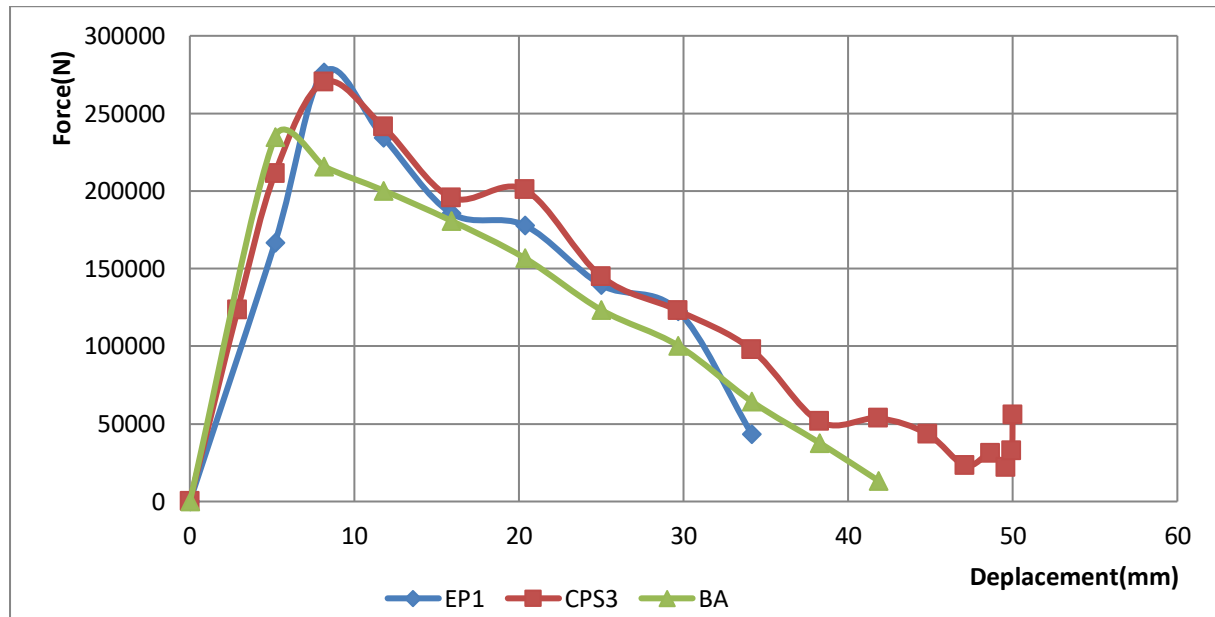


Figure IV-14 : Confrontation des courbes force-déplacement (BA, CPS3, et EP1).

IV.3.2.2 Effet de l'épaisseur des bandes

Dans cette partie, quatre configurations d'épaisseur des bandes composites ont été prise en considération afin de mettre en exergue l'effet de cette dernière sur la réponse locale et globale des poteaux renforcés. Les bandes composites sont disposées au voisinage des zones endommagées.

- Les figures suivantes indiquent les résultats en termes de courbe forces-déplacement :

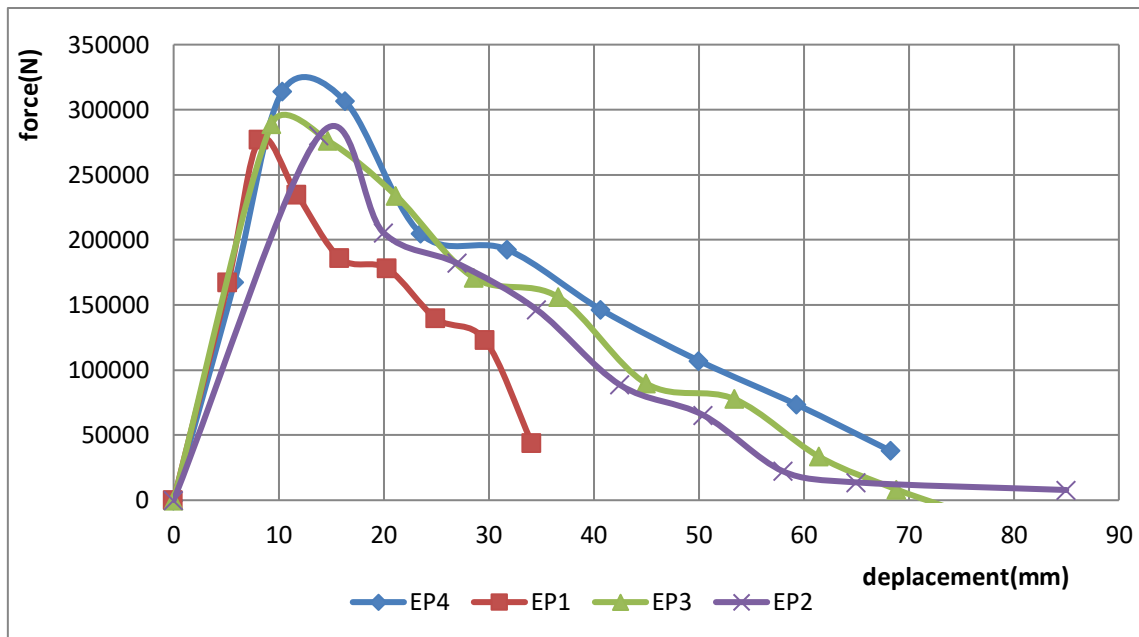


Figure IV-15 : Confrontation des courbes force déplacement d'effet d'épaisseur.

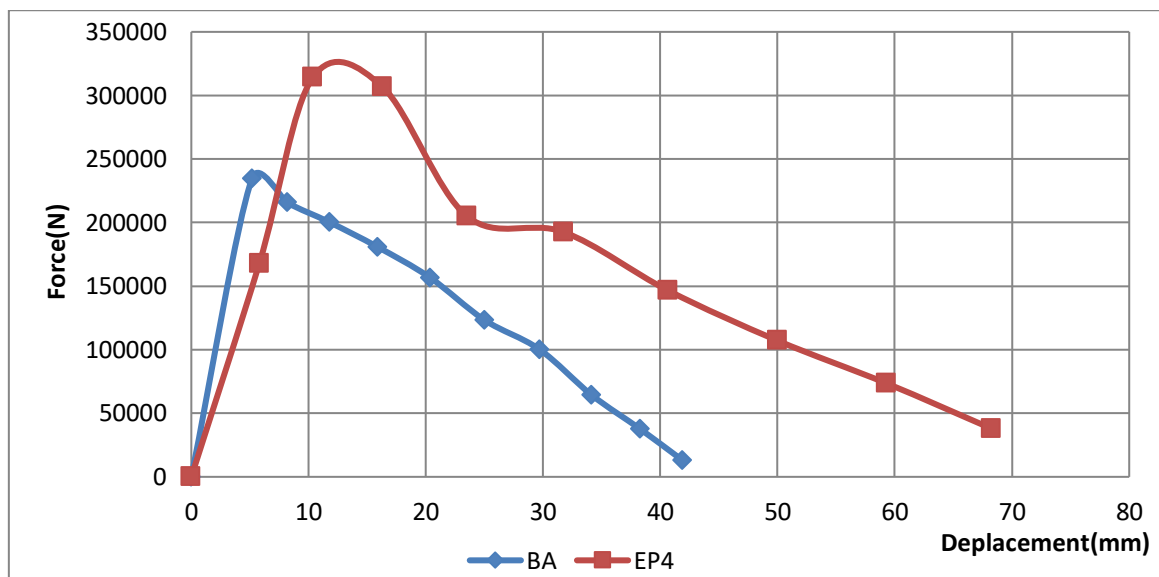


Figure IV-16 : Confrontation des courbes force déplacement (BA, EP4).

L'analyse des courbes de la figure (IV.15 et IV-16), et montre que la meilleure configuration en terme de capacité est donnée par l'épaisseur la plus élevée qui est de **4mm** à une valeur de **314 KN** avec un déplacement de 41.84mm, puis celle de 3mm et 2mm qui sont caractérisés par des valeurs de force 288 KN et 280 KN.

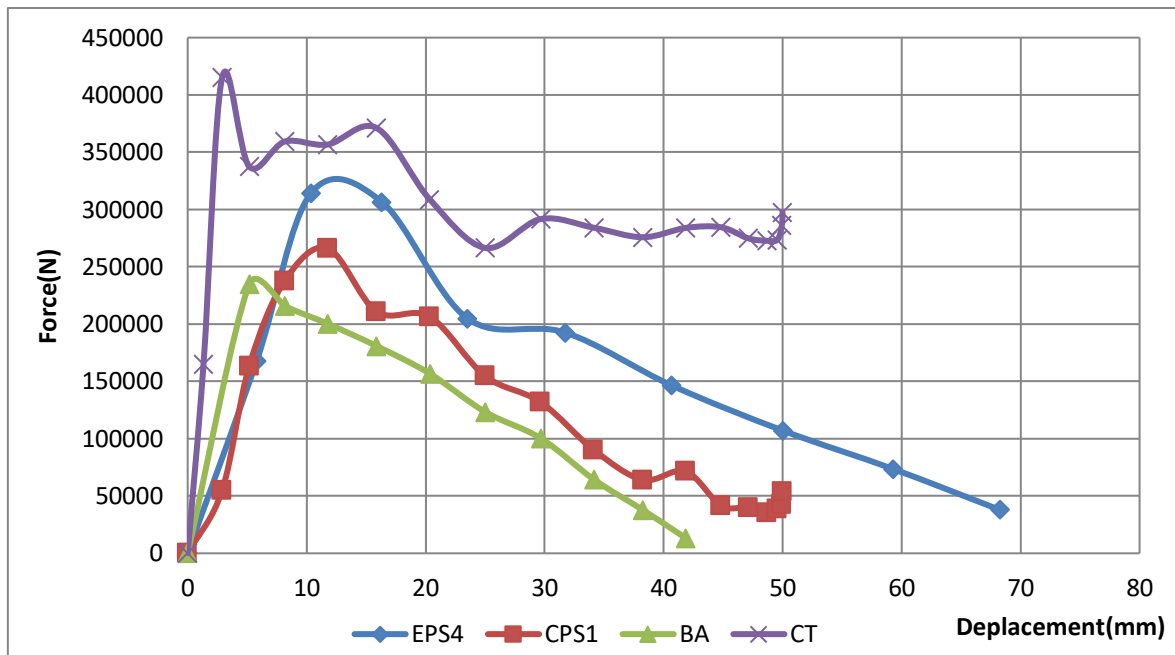


Figure IV-17: Confrontation des courbes force déplacement (BA, CT, CPS1, EP4).

En guise de conclusion, l'épaisseur de la bande de fibre ont un effet considérable sur la capacité de charge latérale des poteaux en béton armé renforcé. Un résumé des différents résultats obtenus et des apports quantifiés sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Résultats obtenu (BA, CT, CPS100mm, EPS4mm).

| Modèle | Force Max | Déplacement Max | L'apport |
|-----------|-----------|-----------------|----------|
| BA | 234.8 | 49.94 | 76% |
| CT | 415 | 41.84 | |
| CPS 100mm | 266.21 | 49.99 | 13% |
| EPS 4mm | 314.02 | 68.25 | 33% |

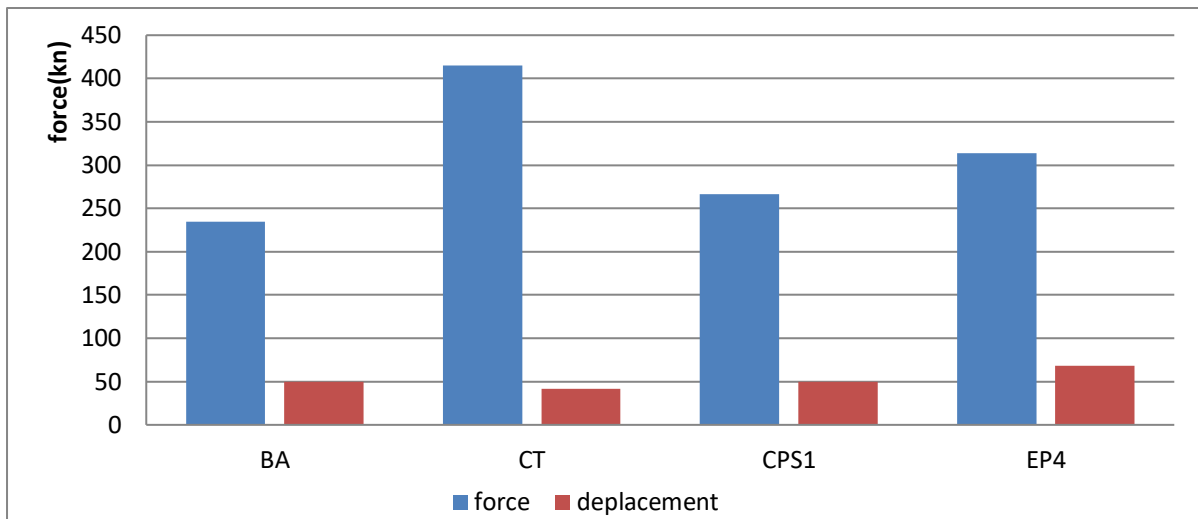


Figure IV-18 : Histogramme des forces déplacement des courbes (BA, CT, CPS100, EPS4).

L'analyse des résultats montre clairement l'amélioration résistance des portiques renforcés par des bandes CFRP comparativement au portique de référence en béton armé. Le poteau renforcé en zone nodale totalement présente une résistance de 415KN avec un gain de résistance de 76%. Le poteau renforcé en zones nodales d'une manière discontinue atteint une résistance maximale de 266.21KN, pour l'effet d'espacement de 100mm et un apport de 13%, ainsi que pour l'effet d'épaisseur il a une résistance qui varie jusque à 314.02 KN et d'un apport de 33%.

Les dommages :

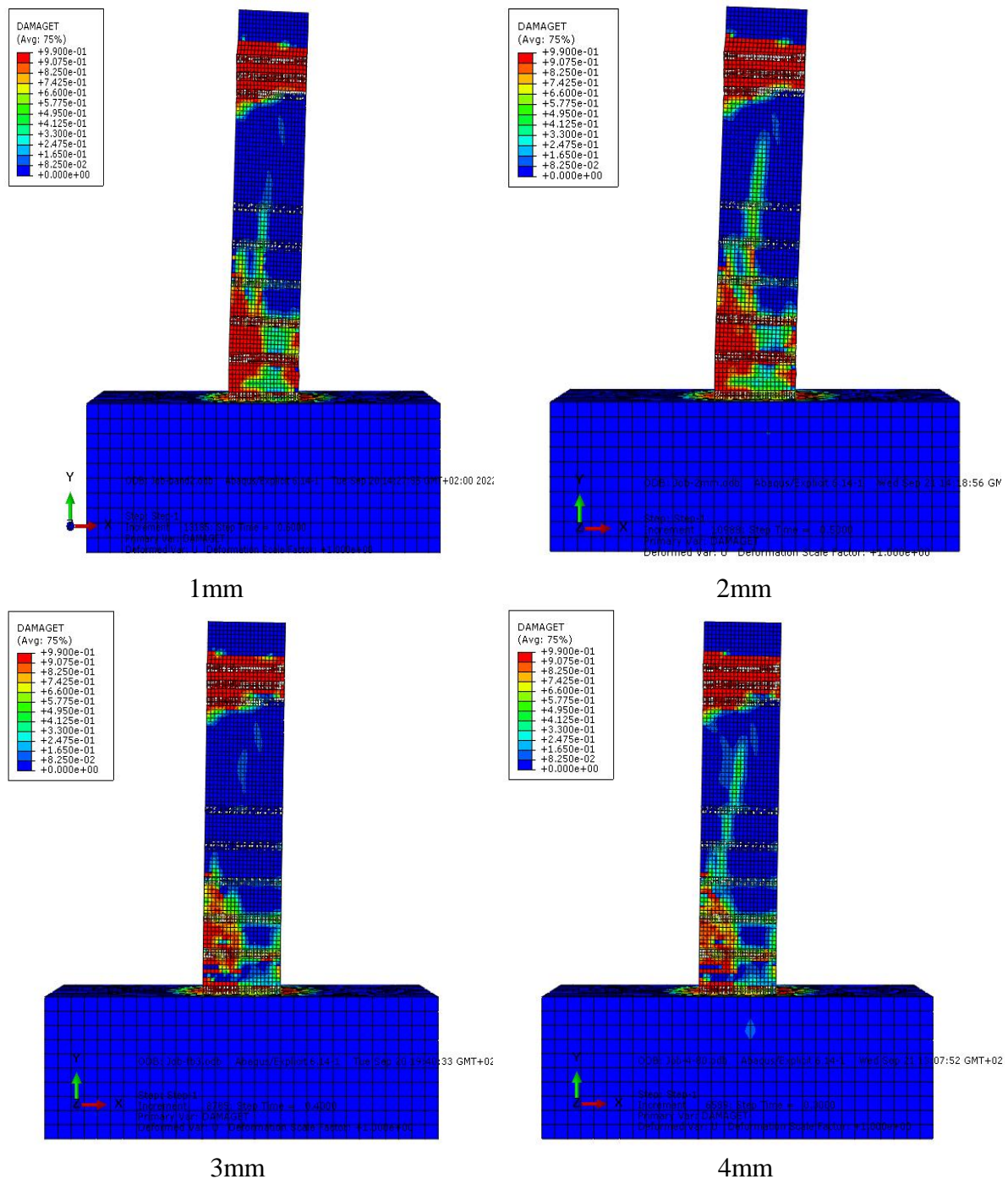


Figure IV-19 : Évolution des dommages de la configuration partiel (effet épaisseur).

La Figure IV.19 représente l'état d'endommagement en traction du poteau en béton armé renforcé par des bandes PRFC. Sous le même taux de chargement, avec une variation de l'épaisseur des bandes, nous constatons, que cette dernière accompagnée par une diminution significative des dommages.

Les contraintes dans les composites :

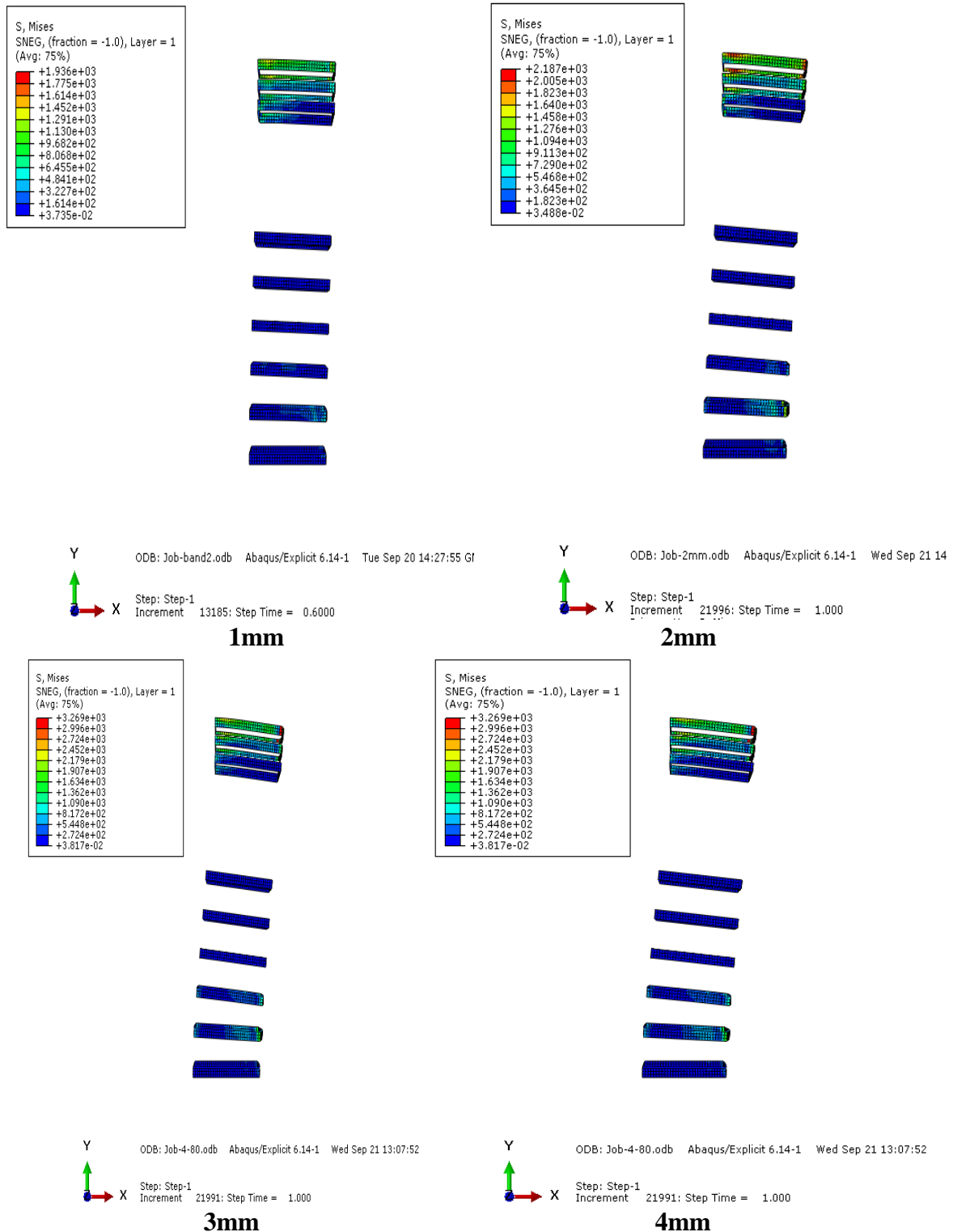


Figure IV-20 : Évolution des contraintes dans les composites (effet épaisseur).

La figure IV.20 indique l'ordre d'apparition des contraintes dans les composites PRFC on évalue leur épaisseur. On constate que l'évolution des contraintes est largement empêchée en présence des bandes PRFC dans les zones critiques du poteau, à savoir les bases des poteaux.

Les contraintes dans les aciers :

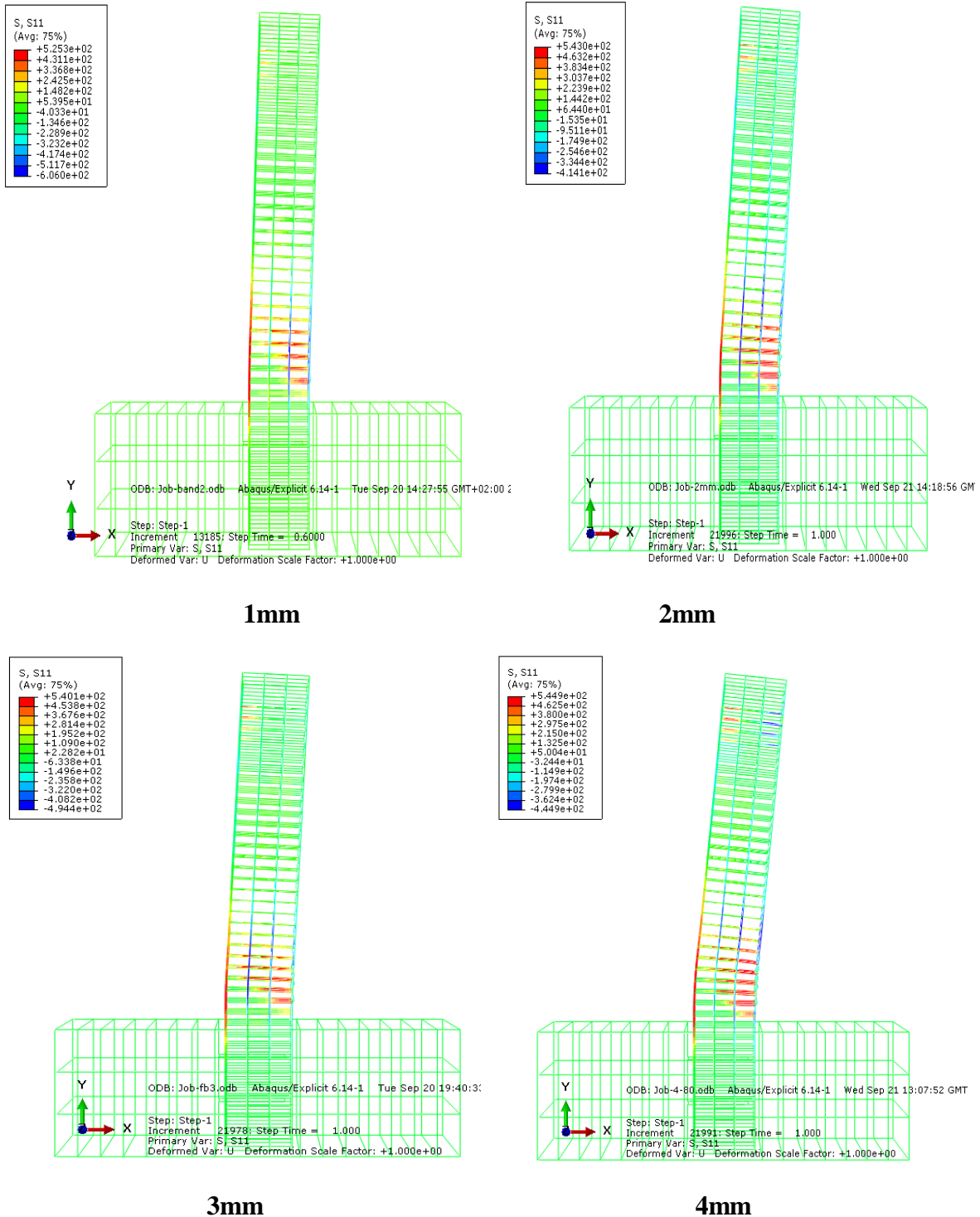


Figure IV-21 : Évolution des contraintes dans les aciers (effet d'épaisseur).

La Figure IV.21 représente les contraintes dans l'acier des variantes d'effet d'épaisseur, en remarque que la bonne valeur si celle de d'épaisseur 4mm de 544 Mpa.

IV.4 Conclusion

Les différents résultats obtenus montrent que le renforcement par les matériaux composites engendre un apport considérable en termes de capacité portante du poteau en béton armé sous chargement horizontal. L'analyse de ces résultats confirme que les bielles de rupture des se propagent diagonalement, avec une densification au voisinage du pied du poteau et au point d'application du chargement latérale.

En effet les conclusions suivantes sont tirées :

- Un gain en termes de capacité latérale de l'ordre de 76%, pour un poteau entièrement renforcé avec une bande totale.
- Un gain en termes de capacité de l'ordre de 33%, pour un poteau renforcé d'une manière partielle et optimisée.

CONCLUSION GENERALE

Les différents séismes qui ont touché plusieurs pays à travers le monde, ont montré l'urgence de développer des techniques de réhabilitation permettant de redonner aux structures des capacités nécessaires pour résister aux sollicitations de service. Dans cette démarche, notre travail de mémoire entrepris, s'inscrit dans la contribution des matériaux composites dans le confortement des poteaux en béton armé sous charges horizontales. Les objectifs de cette étude étaient d'améliorer le comportement mécanique d'un poteau en béton armé par collage total et partiel des bandes composites en fibre de carbone « CFRP », au voisinage des zones critiques.

L'analyse des différents résultats obtenus dans ce travail de recherche, en termes de comportement global (courbes de capacité) et local (visualisation des endommagements) des différentes configurations de renforcement considérées a permis de lister les conclusions suivantes :

- ✓ Le béton témoin connaît un état d'endommagement plus important comparativement au poteau renforcé de fibres. Nous constatons que les poteaux en béton renforcés par des fibres de carbone sont accompagnés par une diminution des dommages.
- ✓ La résistance des différents poteaux étudiés évolue en fonction de collage total et partiel. Dans la configuration totale on obtient une très bonne résistance. Un gain en termes de capacité latérale de l'ordre de 76%, pour un poteau entièrement renforcé avec une bande totale. Un gain en termes de capacité de l'ordre de 33%, pour un poteau renforcé d'une manière partielle et optimisée.
- ✓ La variation de l'espacement des bandes n'a pas d'effet considérable sur la résistance du poteau en béton armé renforcé. En effet, un espacement resserré au voisinage de la zone d'application de la charge et des pieds des poteaux permet d'améliorer la résistance.
- ✓ La variation de l'épaisseur des bandes de fibres de carbone à un effet considérable sur la résistance du poteau en béton arme sous chargement horizontale.

Les différents résultats obtenus sont très satisfaisants, toutefois, des études futures devraient être réalisées pour confirmer et améliorer ces résultats. Par conséquent, pour la suite du travail, nous proposons les perspectives suivantes :

- Appliquer cette technique de renforcement sur un poteau en béton armé pré-endommagé, à fin d'évaluer l'effet du taux d'endommagement initial ;
- Tenir en compte l'adhérence entre les matériaux composites et le béton, à travers des modèles de glissement et de contact ;
- Modéliser un poteau sous chargement sismique réel, de type cyclique monotone, ou par intégration d'un accéléro-gramme.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] - **ARMY TM.** "Appendix E : Guidelines for the évaluation of existent matériels [en ligne], Sismique Design Guidelines for Upgradant Existions Buildings". Nagy NAVFAC P355.2, 1988. Disponible sur:<http://www.usace.army.mil/inet/usacedocs/armytm/tm5-809-10->
- [2] - **Jean -Pierre Adam** ; " La Construction romaine. Matériaux et techniques ". Sixième édition. Grands manuels picards, 2011
- [3] - **BREYSSE D., ABRAHAM O** : "Méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en béton". Association Française de Génie Civil. Editeur : Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1er Edition, 556p. ISBN : 285978-405-5. 2005.
- [4] - **E. Freyssinet** : "Progrès pratiques des méthodes de traitement mécanique des bétons ", Deuxième Congrès de l'Association internationale des ponts et charpentes, octobre 1936.
- [5] - **Glannoum W.M, (1998)**: "Size effect on Sears straight of reinforced concrete beams". Mémoire de master école normale supérieure de Cachan.
- [6] - **MESSAOUDENE Lydia** : Contribution au renforcement des zones critiques des portiques en béton armé par des matériaux composites. Mémoire de master de l'université de Bejaia (2019)
- [7] - **B. P. SINHA, K. H. GERSTLE, L. G. TULIN** ; " Stress - strain relations for concrete Under cyclic loading ", ACI Journal, V.61, N°2, Feb. 1964.
- [8] - **J.M. Schmidt** : "High pressure and High strain rate behaviour of cementitious materials, experiments and elastic /vicoplastic". Modeling Ph thesis. University of Florida, USA 2003
- [9] - **Apprentissage de crash sur Abaques, Université du Main**, MNRV 2. projet scolaire. 2004/2005.
- [10] - **ADAM et NEVILLE.M** : "Propriétés des bétons". Editions Eyrolles, Paris, 2000
- [11] - **ROTILIO.J. D (1998)** : "Contribution des actions variables aux déformations à long terme des ponts en béton". Thèse de doctorat ; Université libre de Bruxelles, Belgique
- [12] - **V. S. GOPALARATNAM, S. P. SHAH** ; " Softening response of plain concrete in direct tension ", ACI Journal, May - June 1985
- [13] - **Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. et Lam, L. (2002)**. "FRP strengthened RC structures", John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK, 245p.
- [14] - **S. DRIZI**, Influence de la variation des caractéristiques mécaniques sur le comportement des éléments en béton armé, MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE, UMMTO Tizi-Ouzou (2012).
- [15] - **Bahlouli, N.**, « Comportement mécanique en température du pli élémentaire d'un stratifié carbone/époxy », 1994, Cachan, Ecole normale supérieure.
- [16] - **ACI COMMITTEE**, State of the art report on fibre reinforced concrete, American Concrete Institute. , Philadelphia, 1984, pp.140-146.
- [17] - **BENMILOUD Meriem (2001)** ; application de la mécanique de rupture sur le comportement des poutres en béton armé renforcées par collage des plaque d'acier ; Mémoire d'ingénieur d'état de l'université de LAGHOUAT
- [18] - **Tripi J.M., Bakis C.E., Roothby T.E., Nanni A (2001)**. « Deformation in concrete with external CFRP sheet reinforcement » ASCE, J.Comp. for constr 103(7):1461-1476

- [25] -**Berreur, L., De Maillard, B., et Nösperger, S. (2002).** “L’industrie française des matériaux composites”, Etude stratégique réalisée par Nodal Consultants pour le compte de la DiGITIP / SIM, Rapport final, Révision 2 du 13 mai 2002
- [20] - **RPA, (2003).** “REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003”
- [21] -**Comité Euro -international du Béton,** “Bond Action and Bond Behaviour of Reinforced – State of the Art Report”, Bulletin d’information, N°151, Avril 1982.
- [22] - **Ferguson P.M.,** “Bond stress the state of the art”, A.C.I Journal, vol.63, N°11, 1966.
- [23] -**J.M. Berthelot.** “ Matériaux composites, comportement mécanique et analyse des structures ”. Edition. Lavoisier, (2005), ISBN : 2-7430-0771-0. pp 72
- [24] -**Abou Chakra Farid ,** Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de Polymère Renforcé par Fibre de Carbone - Comparaison des codes , Conservatoire National Des Arts Et Metiers Issae – Centre Associé Du Liban, Mémoire pour l’obtenir le diplôme d’ingénieur CNAM , 2016.
- [25] - **M. LACENE NECER Mohammed M. ELOUALI Ahmed ;** (2013), Étude technique et analyse statique non linéaire d'un bâtiment R+7 en béton armé ; Mémoire de Magister de l’université de TLEMCEM
- [26]- **ZE YI WU.**“Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composite sous chargement statique et de fatigue”, Thèse de Doctorat, de l’école nationale des ponts et chaussées Paris 2004.
- [27] -**Carolin, A. (2003).**“Carbon fibre reinforced polymers for strengthening of structural elements”, Doctorate Thesis, Lulea University of Technology, 178 p.
- [28]-**Chatain, M. (2001) :** “Matériaux composites présentation générale”, AM 5 000, Technique de l’ingénieur, Traité Plastiques et Composites, Vol. AM 6.
- [29] -**M. Achit-Henni1, M. Taazount, M.N. Farsi,** «Influence du ferrailage transversal sur le comportement des nœuds poutres poteaux en béton armé soumis à des charges cycliques alternées”, La Bourboule, (juin 2010).
- [30] -**Patricia BALANDIER,** “Les séismes et les sites constructibles” :Document d’information à l’usage du constructeur - VOLUME 1, Direction Départementale de l’Équipement de la Guadeloupe.2006.
- [31] - **Madouni Lylia ;**“simulation numérique des éléments en bétons confinés par des grilles métalliques”, Thèse de Master ; p 26 Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2011.
- [32] - **K. Saidani.**“Analyse des composites sandwichs et qualification de leur intégrité vis-à-vis de la ruine”, Thèse de Doctorat, L’université de Tizi-Ouzou 2013.
- [33]- **BAEL 91 révisées 99 :** (DTUP18-702)(mars 1992)Règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton armé aux états limite, fascicule 62 du CCTG, règlement français. Amendement A1 (CSTB février 2000 ISBN 2-86891-281-8).
- [34]- **Didier Combescure,** Quelques exemples de modélisations non linéaires simplifiées pour l’étude du comportement dynamique des structures de génie civil, Thèse de doctorat France, (2007).

- [35]-**Mickaël ABBAS**, Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement, Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC-CNRS B.P.20529, version du 18/09/2012, Stéphane Bochart.
- [36] - **Mahboub Lotfi Mr Moulessechool Sid Ahmed** ; (2009), étude des systèmes de contreventements des structures en béton armée par matériaux composites, Mémoire de Master : ingénieries des structures ; 113 pages
- [37]- **Hicham BELHANNACHI** ; REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES POTEAUX EN BETON ARME Université Mentouri, Constantine Thèse de magister ,2009.
- [38] -**Grelat A**, “calcul non-linéaire des ossatures en béton armé”, Thèse de Docteur Ingénieur Université Pierre et Marie Curie (Paris VI), France, 1978.
- [39] - **Sanya Johnson**, “Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete”, university of Illinois at Urbana Champaign, (December 15, 2006).
- [40] - **SaataggiogluetOzcebe**, (1987). “Confinement of concrete columns for seismic loading”. ACI Structural journal Volume 84, Issue 4, pages 308-315.
- [41] - **Documents scientifiques et techniques**, Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites, AFGC, Février 2011.
- [42] -**EN 1998-1 – Eurocode 8** : calcul des structures pour leur résistance aux séismes– Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Décembre 2003.
- [43] - **Todor ZHELIAZOV** “ Renforcement Des Structures En Béton Armé Par Collage De Matériaux Composites ”.Thèse de Doctorat de l’Université de Reims 2008.pp. 129-136.
- [44] - **Lynda CHERIFI**, “Influence de la disposition du renforcement en matériau composite dans les zones nodales d’un portique étagé en béton armé ”, Mémoire de Master de l’UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU, Promotion 2013-2014.
- [45] - **Riad Benzaid, Habib abdelhakmesbah, Nasr-Eddine Chikh**, Contribution à l’Étude des Matériaux Composites Dans le Renforcement et la Réparation Des Éléments Structuraux Linéaires en Béton ,Algérie ,Livre,2013 .
- [46] - **Farouk Chebbout**, Renforcement Des Poteaux En Béton Armé Par Chemisage Des Sections Aux Moyens De Matériaux Composites ; Septembre 2020. THESE DE MASTER.
- [47] - **Pantelidis, C. P., Clyde, C et Reavaley, L. D. (2000)**“Rehabilitation of RC building joints with FRP composites”, 12th World Conference of Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- [48] -**BACHIR KABAILI** “Analyse de séisme Boumerdes”, Juin 2003 et RPA,1st international conference on sustainable built environment infrastructurex in developing countries ENSET,oran (Algeria),october 12/14/2009.
- [49]-**Raphaëlle SADONE** : Thèse préparée à l’Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l’Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR), le 12 décembre 2011 ; Docteur de l’Université Paris-Est.
- [50] -**Aboutaha, R.S., Engelhardt, M.D., Jirsa, J.O., and Kreger, M.E.** “Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets.” ACI Structural J., 96(1), 1999.

- [51] - **Nekmouche A, Kezmane A, ChérifiL, Boukais S** « Simulation numérique d'un portique en béton armé renforcé par collage des plaques composites » CMMS14 Le 13-14 novembre 2014.
- [52] - **Khalifa, A., Nanni, A. and De Lorenzis, L.** "Shear performance of RC beams strengthened with FRP". The International Workshop on Structural Composites for Infrastructure Applications, Cairo, Egypt, May, 217-230, 2001.
- [53] - **HIBBIT, Karlsson & Sorensen, INC.** ABAQUS documentation version 6.14 ; 2014
- [54]-
- [55]- **Q.-B. Bui, J.-P. Plassiard, M. Mommessin, P. Perrotin,** Evaluation par des mesures dynamiques de l'endommagement à l'échelle locale de portiques en béton armé, Chambéry, (juin 2012).
- [56]- **DJEBBAR NABIL,** thèse de doctorat, contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments Linéaires en béton, Université Mentouri, Constantine. (2011).
- [57]- **J. Lee, G.L. Fenves** "Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures" Journal of Engineering Mechanics (1998), 124 (8), pp. 892-900.
- [58] - **D.Ngo, A.C. Scordelis** "Finite element analysis of reinforced concrete beams" Journal of the American Concrete Institute (1967); 64 (14): 152-163.
- [59] - **Avis Technique 3/15-838** , Renforcement de structure par un procédé de collage de fibres de carbone et de fibres de verre , 2016 .
- [60]- **TOUMI Wafa** : Optimisation de la configuration des tubes en matériaux composites sous pression : MÉMOIRE DE MASTER de l'université de Mohamed Khider de Biskra 2018 – 2019.
- [61]- **Bengana Lyli**a : Modalisation du comportement non linéaire des poutres en béton armé pré-endommagées réhabilitées par des matériaux composites, Mémoire Master, Promotion 2019/2020.
- [62]- **GHOMARI Fouad** : SCIENCE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION 2011 – 2012, ,thèse de doctorat.UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID FACULTE DE TECHNOLOGIE.
- [63]- **NEKMOUCHE Aghiles , Kezmane A, ChérifiL, Boukais S (2014)** « Simulation numérique d'un portique en béton armé renforcé par collage des plaques composites » CMMS14 Le 13-14 novembre 2014.999
- [64] - **AIT TALEB SOUAD** (2016); Analyse du comportement des poutres non- homogènes renforcées par des plaques composites ; Thèse de doctorat de l'université de Tizi Ouzou.
- [65]- **Yongping Xiea , Zhenbao Lib, Lei Jiaa , Hongyu Zhoub , Wenting Baia , Yuan Lia** :Flexural behavior and size effect of normal-strength RC columns under monotonic horizontal loading, Engineering Structures(2018). **volume et issu et pagination**
- [66] - **Abdelmadjid SI SALEM** (2016) ; Développement d'une poutre en béton-composite : analyse expérimentale et modélisation ; Thèse de doctorat de l'université de Tizi Ouzou.

[67]- **Mr. METTOUCHI LOTFI** : Influence de la charge particule de cuivre et du renfort couches de fibres de verre sur le comportement mécanique d'un composite, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Master académique en Génie Mécanique ,2018.

[68] - **S.Boukais , M,Hamizi , M.E.Hannachi** , Réparation des structure en béton arme , Université Mouloud Mammeri – Département de génie civil ,Algérie, article, 2008.

[69] - **E. Freyssinet**,“Progrès pratiques des méthodes de traitement mécanique des bétons ”, Deuxième Congrès de l'Association internationale des ponts et charpentes, octobre1936.

[70] -**SARGIN.M** (1971), “stress-strain relationships for concrete and the analysis on the Structural concrete section”, S.M study n°4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada.

[71]-**Guide Technique** , Spécialistes De Travaux De Réparation Et Renforcement De Structures (STRRES), Les solutions techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages de génie civil en béton - Construction Moderne , Ouvrages d'art,2011.

[72]-**ACI Committee 544. (1988)** “Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete”, ACI Structural Journal, Vol. 85, No. 5, pp. 563-580.